

Analisi Quantitativa di Rischio Sismico nell'Industria di Processo

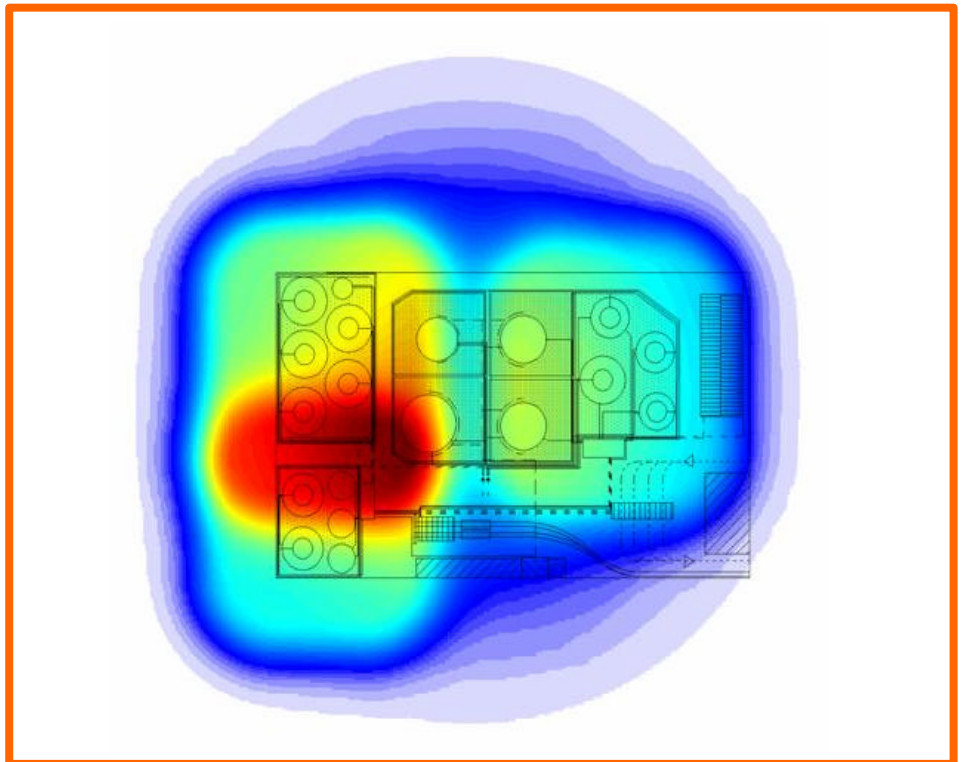
Iunio Iervolino



Università
degli Studi
di Napoli
"Federico II"

Polo delle Scienze e delle Tecnologie

Analisi Quantitativa di Rischio Sismico
Nell'Industria di Processo



Dottorato di Ricerca in Rischio Sismico

Iunio Iervolino

Iunio Iervolino

**Analisi Quantitativa di
Rischio Sismico
nell'Industria di Processo**

Tesi di Dottorato in Rischio Sismico

XVI Ciclo



Tutore: prof. ing. Gaetano Manfredi

Coordinatore

Co-tutore: prof. ing. Claudio Mancuso

prof. Paolo Gasparini

*Lavoro sviluppato nel triennio 2001 - 2003 nell'ambito del progetto nazionale di ricerca
"Vulnerabilità dei Sistemi Infrastrutturali ed Ambiente Fisico" (V.I.A.) finanziato dal
Gruppo Nazionale Difesa Terremoti e coordinato dal prof. ing. G. M. Calvi.*

Sull'Atlantico un minimo barometrico avanzava in direzione orientale incontro ad un massimo incombente sulla Russia, e non mostrava per il momento alcuna tendenza a schivarlo spostandosi verso nord. Le isoterme e le isòtere si comportavano a dovere. La temperatura dell'aria era in rapporto normale con la temperatura media annua, con la temperatura del mese più caldo come con quella del mese più freddo, e con l'oscillazione mensile aperiodica. Il sorgere e il tramontare del sole e della luna, le fasi della luna, di Venere, dell'anello di Saturno e molti altri importanti fenomeni si succedevano conformi alle previsioni degli annuari astronomici. Il vapore acqueo nell'aria aveva la tensione massima, e l'umidità atmosferica era scarsa. Insomma, con una frase che quantunque un po' antiquata riassume benissimo i fatti: era una bella giornata d'agosto del 1913.

Robert Musil, "L'uomo senza qualità"

Credits

Napoli, novembre '03

Non ho nessun concetto escatologico da esprimere in questa pagina, semplicemente che i periodi si giudicano solo quando sono finiti.

Molti hanno contribuito non solo alla mia formazione che ha portato a questa tesi, ma anche al mio percorso di vita in questi ultimi anni. All'interno di questo dipartimento, di questa Università e della comunità nazionale ed internazionale di cui fa parte, ho viaggiato molto, ho conosciuto e frequentato << persone migliori di me >> seguendo uno degli insegnamenti di mio padre Franco. Ho avuto la possibilità, che ho tuttora, di collaborare con le menti più brillanti del mondo, di conoscere le realtà scientifiche più importanti, di essere lusingato, affascinato e qualche volta deluso, ma soprattutto ho avuto la possibilità di scegliere.

Ho scelto il Dipartimento di Analisi e Progettazione Strutturale perché in nessun altro posto mi sono sentito altrettanto a casa, e lo dico ora a ragion veduta, volendo intendere che questo per me è il luogo che da un senso di appartenenza ineffabile e forte.

Per tutto questo e molto altro ancora devo molto ai professori Edoardo Cosenza, Giovanni Fabbrocino, Gaetano Manfredi e sua moglie Cettina, il confronto con i quali, sul piano umano prima di tutto, continua ad arricchirmi. Ringrazio con cui condivido la mia quotidianità nel DAPS e non. Ringrazio tutti quelli che mi hanno aiutato e continuano a farlo consapevolmente, inconsapevolmente e forse anche oltre le loro volontà.

Ringrazio Antonio, Marco, Francesco, Gianmaria, Francesca, Giorgio e Silvia. Ringrazio la mia famiglia: Carlo Vladimiro, Raffaele e Silvana che ci sono sempre quando ne ho bisogno nonostante le mie e le loro difficoltà.

Ringrazio tutti quelli che hanno creduto in me e continuano a farlo, i miei amici che non ho menzionato e quelli che nel bene e nel male fanno parte del mio mondo.

Ringrazio Ernesto Salzano e Vincenzo Convertito amici e scienziati senza il contributo dei quali la realizzazione di questa tesi non sarebbe stata materialmente possibile.

Ringrazio quelli che fanno cose complicate senza mai perdere di vista le cose semplici che ci sono alla fine di tutti i percorsi e che sono il motivo per cui li intraprendiamo.

Iunio

Indice

Introduzione	11
I.1. Obiettivi.....	11
I.2. Il rischio sismico e industriale italiano.....	13
I.3. Impianti di deposito di combustibili.....	16
Capitolo I. Analisi Quantitativa del Rischio Industriale (QRA).....	20
1.1. La valutazione delle conseguenze di incidenti industriali.....	20
1.1.1. Esplosioni di nuvole di vapore (Vapour Cloud Explosion - VCE).....	22
1.1.2. Fireball.....	27
1.1.3. Pool Fire.....	30
1.1.4. Flash Fire.....	32
1.1.5. Modelli sorgente.....	32
1.1.6. Modelli di dispersione.....	36
1.2. Bibliografia.....	47
Capitolo II. Impianti di deposito combustibili.....	49
2.1. Riferimenti normativi per la progettazione dei depositi di combustibile.....	49
2.2. Gli oli minerali: le Normative per lo stoccaggio.....	53
2.2.1. Classificazione degli oli minerali.....	53
2.2.2. Stoccaggio degli oli minerali.....	54
2.2.3. Tipologia e distanze di sicurezza tra i serbatoi.....	60
2.2.4. Bacini di contenimento.....	62
2.3. La configurazione sottoposta a verifica.....	63
2.3.1. Spazio intercorrente tra i serbatoi.....	65
2.3.2. Bacini di contenimento.....	66
2.3.3. Distanze tra le unità dell'area di stoccaggio.....	67
2.3.4. La configurazione del deposito.....	67
2.4. Bibliografia.....	70
Capitolo III. La progettazione dei serbatoi.....	72
3.1. Riferimenti normativi.....	72
3.2. API - 650.....	73
3.2.1. Progettazione della struttura.....	74
3.2.2. Progettazione sismica.....	81
3.3. AWWA D100-96.....	85
3.3.1. Progettazione della struttura.....	85
3.3.2. Progettazione sismica.....	89
3.4. Eurocodici.....	97
3.4.1. Progettazione della struttura.....	97
3.4.2. Progettazione sismica.....	103
3.5. Osservazioni.....	115
3.6. Il serbatoi nell'impianto di riferimento.....	117
3.7. Bibliografia.....	120
Capitolo IV. Gli effetti delle azioni sismiche sui serbatoi.....	123
4.1. Comportamento sismico dei serbatoi in acciaio.....	123
4.2. Evidenze osservative.....	127
4.2.1. Long Beach 1933.....	127
4.2.2. Kern County 1952.....	128
4.2.3. Alaska 1964.....	129
4.2.4. San Fernando 1971.....	131
4.2.5. Imperial Valley 1979.....	132
4.2.6. Coalinga 1983.....	133

4.2.7. Loma Prieta 1989.....	136
4.2.8. Landers 1992.....	139
4.2.9. Northridge 1994.....	141
4.2.10. Kobe 1995.....	145
4.2.11. Kocaeli 1999.....	146
4.2.12. Hokkaido 2003.....	147
4.3. Osservazioni.....	149
4.4. Vulnerabilità osservazionale dei serbatoi.....	150
4.4.1. Risultati.....	151
4.5. Bibliografia.....	155
Capitolo V. Fragilità sismica numerica.....	159
5.1. La affidabilità strutturale.....	159
5.2. Affidabilità sismica di componenti industriali standardizzati.....	161
5.2.1. La procedura.....	163
5.3. Applicazione ai serbatoi in acciaio.....	167
5.3.1. Formulazione della capacità.....	167
5.3.2. Incertezze nell'analisi dei serbatoi.....	169
5.3.3. Analisi di affidabilità.....	170
5.3.4. Fragilità.....	174
5.4. Bibliografia.....	177
Capitolo VI. Applicazione della QpsRA.....	179
6.1. Introduzione.....	179
6.2. Modellazione dei fenomeni analizzati nell'applicazione.....	180
6.2.1. Esplosione della nuvola di vapore.....	181
6.2.2. Evaporazione.....	184
6.2.3. Dispersione.....	184
6.2.4. Flash Fire.....	186
6.2.5. Pool Fire.....	187
6.3. Caratterizzazione dell'hazard sismico.....	187
6.4. Rischio sismico strutturale del deposito di combustibile.....	192
6.4.1. Approccio osservazionale.....	194
6.4.1. Approccio analitico.....	196
6.5. Risultati: ricomposizione e rappresentazione del rischio.....	199
6.6. Bibliografia.....	204
Conclusioni.....	207
Appendice. Richiami di affidabilità strutturale.....	211
A.1. Probabilità di collasso.....	211
A.1.1. Metodi affidabilistici del primo ordine (FORM).....	212
A.2. Metodi di simulazione.....	218
A.2.1. Metodo montecarlo.....	219
A.2.2. Importance Sampling.....	220
A.3. Metodi per problemi tempo-varianti.....	221
A.3.1 Processi scalari. Crossing rate: formula di Rice.....	222
A.4. Metodo SAC FEMA.....	224
A.5. Metodo della superficie di risposta.....	228
A.5.1. Applicabilità.....	228
A.5.2. Background.....	229
A.5.3. Struttura della response surface.....	230
A.5.4. Test d'ipotesi sui parametri della rs.....	232
A.6. Bibliografia.....	232

Introduzione

I.1. Obiettivi

L'intento del lavoro portato avanti nei tre anni del corso di dottorato, e qui sintetizzato, ha avuto fin dall'inizio l'obiettivo di contribuire alla integrazione delle teorie e degli strumenti per l'analisi probabilistica **Q**uantitativa del **R**ischio sismico per impianti industriali (QpsRA). La interdisciplinarietà intrinseca del rischio è evidente fin dalla sua definizione

$$\text{Rischio} = \text{Pericolosità} \bullet \text{Vulnerabilità} \bullet \text{Esposizione} \quad (\text{I.1})$$

secondo cui sismologia, ingegneria sismica e analisi delle conseguenze (ingegneria industriale) devono necessariamente *convolversi* per ottenere un risultato quantitativo. Per quanto formalmente elegante, la (I.1) non è generalmente di facile calcolo; essa, infatti, prevede che diversi strumenti che esprimono la pericolosità sismica del territorio, la fragilità strutturale e l'analisi delle conseguenze siano sviluppati non solo per essere funzionali l'uno all'altro, ma addirittura per interfacciarsi perfettamente nella loro caratterizzazione probabilistica. Tale *modularità* è tanto più complicata da realizzare quanto più sono distanti le aree disciplinari di provenienza come nel caso dell'industria di processo.

D'altra parte, come descritto nel seguito, la tecnologia nelle singole aree scientifiche è, ad oggi e non da molti anni, ad un livello di avanzamento tale da rendere possibile l'interazione di cui sopra.

Nel lavoro di tesi è descritto un tentativo di analisi di rischio sismico che non tralasci nulla dei

termini della (I.1) e tenda quantitativamente al suo calcolo. Le menzionate competenze interdisciplinari necessarie allo sviluppo dello studio sono state frutto di collaborazioni sia con il mondo della sismologia, attraverso il Dipartimento di Scienze Fisiche di questa università, sia con gli analisti di rischio industriale ed in particolare con l'Istituto di Studi sulla Combustione del Consiglio Nazionale delle Ricerche. Nondimeno è necessario chiarire, fin dall'inizio, che maggiore attenzione è stata posta dal candidato sull'analisi di vulnerabilità sismica strutturale perché, come mostrato nel seguito, esso è ad oggi il punto più delicato del processo di analisi.

Da questo punto di vista, sempre più studi mirano a sviluppare gli strumenti sintetici capaci di tenere conto le incertezze legate al fenomeno della performance strutturale sismica. La formulazione di fragilità come probabilità di collasso condizionata ad una misura di intensità sismica, è adatta agli scopi dell'analisi di rischio. La convoluzione delle curve di vulnerabilità e le curve di pericolosità fornisce la probabilità del sistema di raggiungere un determinato stato limite in un dato intervallo di tempo ed in un determinato luogo per effetto dell'azione sismica. L'inserimento di questa probabilità di guasto come input per l'analisi industriale di rischio (QRA) permette una valutazione quantitativa che tiene conto anche della azione sismica senza richiedere lo sviluppo di tecniche ad hoc avulse dalla pratica corrente.

E' semplice riconoscere che fornire le probabilità, che un certo sito esprima un qualunque parametro di intensità sismica in un dato intervallo di tempo, è un risultato acquisito della sismologia sin dal 1968 in cui C. Allin Cornell ha formalizzato la Probabilistic Seismic Hazard Analysis. D'altra parte la probabilità di collasso sismico di componenti industriali non è trattata in modo dissimile da altri tassi di guasto delle apparecchiature nell'analisi quantitativa di rischio industriale. Ne consegue che le maggiori difficoltà nel processo di integrazione disciplinare che porta all'analisi **Quantitativa di Rischio Sismico nell'Industria di Processo** sono insite nell'analisi di vulnerabilità sismica delle strutture e nella interazione di questa con l'hazard sismico che determina l'ordine di grandezza del risultato. Il metodo probabilistico, completo di analisi di fragilità, richiede la definizione dei parametri aggregati in grado di definire il comportamento sismico e di legare la prestazione a misure di intensità sismica. I modelli meccanici e le condizioni limite devono essere formulati ad hoc, includendo tutte le possibili e misurabili incertezze connesse, come mostrato dai

risultati di questa tesi.

Sono possibili due approcci che vanno quindi esplorati per la valutazione strutturale di vulnerabilità: (1) il metodo analitico, basato su simulazioni numeriche, è di recente introduzione; esso consente di analizzare con più attenzione i meccanismi che determinano la performance sismica, ma la sua fruibilità ed attendibilità è legata alla capacità di modellare e di misurare le incertezze; (2) il metodo osservativo si basa sull'inferenza statistica, esso è, straordinariamente di più semplice applicazione, poiché si basa su dati relativi ad indagini di danno post-sisma, ma è affetto dal difetto di possibilità di comprendere completamente come si è sviluppato il danno, da quali condizioni al contorno è stato influenzato oltre che dalla necessità di raggiungere una dimensione del campione statisticamente significativa.

Si è sviluppata necessariamente una analisi di rischio sismico per un impianto tipo per verificare la fattibilità e la significatività dell'approccio. I risultati sono un contributo alla comprensione delle criticità del processo di analisi e la sua esportabilità.

I.2. Il rischio sismico e industriale italiano

Il rischio industriale connesso alla pericolosità sismica è stato sottodimensionato per lungo tempo in molti paesi ed anche in Italia; ciò è stato dovuto probabilmente ad una mancanza di conoscenza sufficiente per valutare ed affrontare il problema.

In Italia, le zone considerate come esposte alla pericolosità sismica sono state correttamente classificate soltanto recentemente come mostrato dal confronto della classificazione sismica degli anni sessanta ed attuale, (Figura I.1).

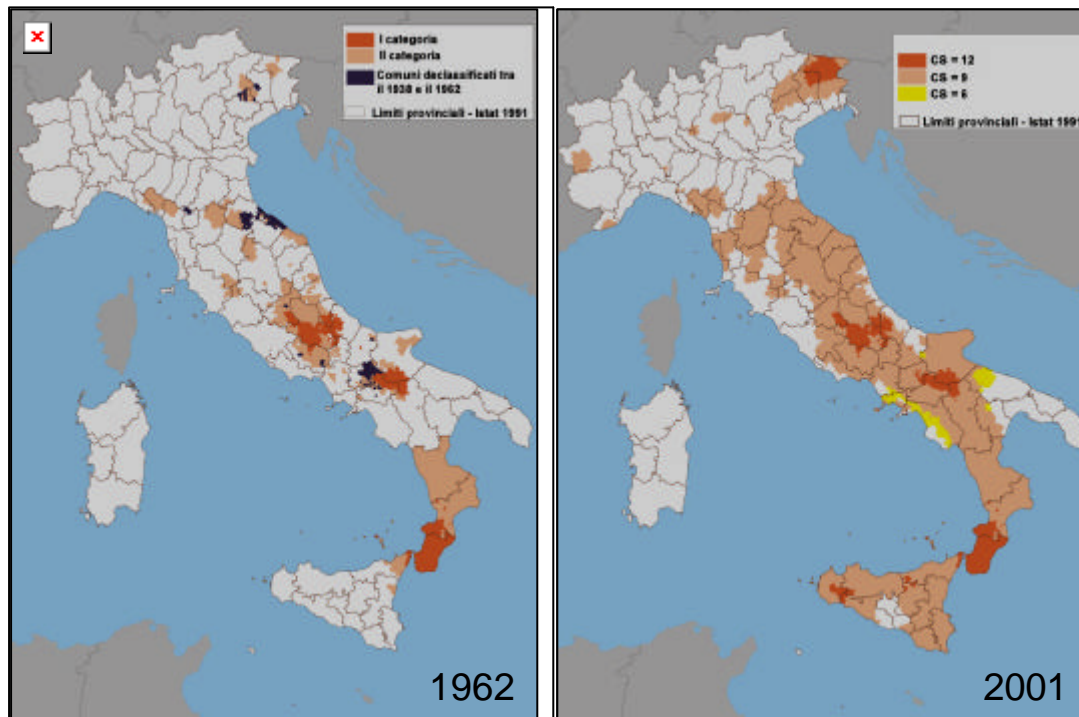


Figura I.1. Confronto tra la classificazione sismica del territorio tra il 1962 ed il 2001.

E' possibile inquadrare la dimensione del problema del rischio industriale italiano valutando semplicemente i dati disponibili riguardo alla sismicità dei luoghi, forniti dalla mappatura italiana del Servizio Sismico Nazionale del 2003, con la anagrafe degli impianti considerati a "rischio di incidente rilevante" secondo la direttiva europea (recepita dallo stato italiano) denominata "Seveso bis"; essi fanno riferimento alla classificazione degli impianti del Ministero dell'Ambiente aggiornata all'ottobre 2003.

Tabella I.1. Impianti a rischio di incidente rilevante in zona sismica.

Regione	Prima Cat.	Seconda Cat.	Terza Cat.	Quarta Cat.	Totale
Abruzzo	0	11	10	0	21
Basilicata	1	3	2	0	6
Calabria	10	3	0	0	13
Campania	4	67	3	0	74
Emilia Romagna	0	22	74	2	98
Friuli	6	12	12	10	40
Lazio	0	39	38	4	81
Liguria	0	4	8	23	35
Molise	1	1	3	0	5
Puglia	0	11	26	13	50
Sicilia	0	67	0	2	69
Toscana	0	38	11	10	59
Umbria	4	9	5	0	18

Veneto	0	3	38	49	90
Valle D'Aosta	0	0	0	5	5
Trentino Alto Adige	0	0	8	12	20
Piemonte	0	1	8	108	117
Marche	0	14	0	0	14
Lombardia	0	2	42	218	262
Sardegna	0	0	0	47	47

Tabella I.2. Impianti a rischio di incidente classificati dal Ministero dell'Ambiente e intersecati con i dati di pericolosità sismica del territorio dello stesso anno rilevante in zona sismica per il 2001 e per il 2003¹.

Regione	2003	2001
Abruzzo	21	17
Basilicata	6	5
Calabria	13	11
Campania	74	53
Emilia Romagna	98	80
Friuli	40	22
Lazio	81	59
Liguria	35	30
Molise	5	5
Puglia	50	32
Sicilia	69	49
Toscana	59	49
Umbria	18	13
Veneto	90	65
Valle D'Aosta	5	3
Trentino Alto Adige	20	14
Piemonte	117	93
Marche	14	8
Lombardia	262	192
Sardegna	47	36

Dalle tabelle I.1 e I.2, oltre che riconoscere come molti impianti contenenti sostanze tossiche o infiammabili sono situate nelle zone precedentemente considerate come non esposte al rischio di azione sismica alcune decine di anni fa, è possibile evincere come la dimensione del fenomeno sia aumentata già nel passaggio dalla classificazione sismica 2001 a quella 2003. E' facile ipotizzare come molti degli impianti siano quindi stati progettati secondo i codici sismici probabilmente obsoleti o addirittura senza alcuna considerazione per i carichi orizzontali che non siano quelli da vento. Da un'indagine di Legambiente, inoltre, risulta che

¹ La classificazione 2001 fa riferimento agli impianti a rischio secondo gli articoli 6 ed 8 della Dgls 334 del 1999 aggiornata all'ottobre 2001 incrociata con la mappatura sismica del territorio nazionale dello stesso anno. I dati relativi al 2003 (impianti e pericolosità sismica) sono aggiornati all'ottobre 2003 .

molti impianti a rischio sono situati in aree ad alta urbanizzazione per fallite politiche precedenti di sviluppo industriale e per l'estensione, non pianificata, delle zone residenziali. Nella Figura I.2 è rappresentata graficamente la situazione italiana attuale.

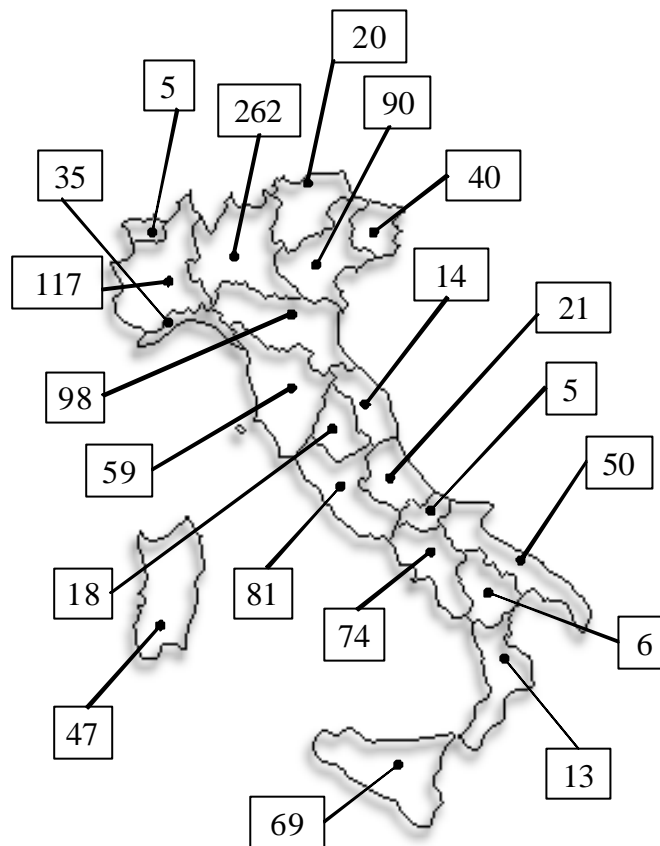


Figura I.2. Impianti a rischio di incidente rilevante esposti alla pericolosità sismica all'ottobre 2003.

I.3. Impianti di deposito di combustibili

L'impianto scelto per l'analisi di rischio è un impianto di immagazzinamento di combustibili. La scelta è stata guidata da diverse motivazioni; prima di tutto dall'analisi specifica delle tipologie di impianti a rischio in zona sismica è possibile evincere come questi siano i più diffusi (vedi Tabelle I.3 ÷ I.6). Essi, infatti, oltre che a costituire la categoria dei depositi di stoccaggio per oli minerali, sono un sotto-sistema ausiliare in altre categorie di impianti (aeroporti, porti marittimi, impianti di raffinazione etc.). Per una rassegna degli incidenti possibili per questo tipo di impianto si rinvia al primo ed al quarto capitolo.

Tabella I.3. Impianti di deposito di oli minerali a rischio di incidente rilevante in zona sismica.

Regione	Prima Cat.	Seconda Cat.	Terza Cat.	Quarta Cat.	Totale
---------	------------	--------------	------------	-------------	--------

Abruzzo	0	0	3	0	3
Basilicata	0	0	0	0	0
Calabria	3	1	0	0	4
Campania	0	13	0	0	13
Emilia Romagna	0	5	24	2	31
Friuli	1	4	4	4	13
Lazio	0	6	22	4	32
Liguria	0	3	4	15	22
Molise	0	0	0	0	0
Puglia	0	5	7	2	14
Sicilia	0	11	0	1	12
Toscana	0	6	4	0	10
Umbria	1	2	0	0	3
Veneto	0	1	5	12	18
Valle D'Aosta	0	0	0	1	1
Trentino Alto Adige	0	0	2	4	6
Piemonte	0	0	4	35	39
Marche	0	2	0	0	2
Lombardia	0	0	15	58	73
Sardegna	0	0	0	7	7

Tabella I.4. Impianti di deposito di gas liquefatti a rischio di incidente rilevante in zona sismica.

Regione	Prima Cat.	Seconda Cat.	Terza Cat.	Quarta Cat.	Totale
Abruzzo	0	6	3	0	9
Basilicata	0	2	0	0	2
Calabria	7	2	0	0	9
Campania	3	31	1	0	35
Emilia Romagna	0	3	11	0	14
Friuli	0	3	2	2	7
Lazio	0	9	4	0	13
Liguria	0	1	2	3	6
Molise	1	1	0	0	2
Puglia	0	4	7	4	15
Sicilia	0	19	0	1	20
Toscana	0	13	2	3	18
Umbria	2	4	2	0	8
Veneto	0	1	12	6	19
Valle D'Aosta	0	0	0	2	2
Trentino Alto Adige	0	0	2	6	8
Piemonte	0	0	1	13	14
Marche	0	5	0	0	5
Lombardia	0	2	9	22	33
Sardegna	0	0	0	13	13

Tabella I.5. Stabilimenti chimici e petrolchimici a rischio di incidente rilevante in zona sismica.

Regione	Prima Cat.	Seconda Cat.	Terza Cat.	Quarta Cat.	Totale
Abruzzo	0	2	2	0	4

Basilicata	0	0	2	0	2
Calabria	0	0	0	0	0
Campania	1	9	0	0	10
Emilia Romagna	0	2	27	0	29
Friuli	2	1	1	2	6
Lazio	0	10	5	0	15
Liguria	0	0	1	3	4
Molise	0	0	3	0	3
Puglia	0	0	0	6	6
Sicilia	0	8	0	0	8
Toscana	0	10	3	1	14
Umbria	1	0	2	0	3
Veneto	0	1	7	15	23
Valle D'Aosta	0	0	0	1	1
Trentino Alto Adige	0	0	1	0	1
Piemonte	0	1	2	34	37
Marche	0	2	0	0	2
Lombardia	0	0	14	88	102
Sardegna	0	0	0	12	12

Tabella I.6. Impianti di deposito di materiali tossici a rischio di incidente
rilevante in zona sismica.

Regione	Prima Cat.	Seconda Cat.	Terza Cat.	Quarta Cat.	Totale
Abruzzo	0	0	0	0	0
Basilicata	0	0	0	0	0
Calabria	0	0	0	0	0
Campania	0	1	0	0	1
Emilia Romagna	0	0	2	0	2
Friuli	0	0	1	0	1
Lazio	0	1	1	0	2
Liguria	0	0	0	0	0
Molise	0	0	0	0	0
Puglia	0	0	0	0	0
Sicilia	0	7	0	0	7
Toscana	0	1	0	0	1
Umbria	0	0	0	0	0
Veneto	0	0	1	2	3
Valle D'Aosta	0	0	0	0	0
Trentino Alto Adige	0	0	0	1	1
Piemonte	0	0	0	2	2
Marche	0	0	0	0	0
Lombardia	0	0	1	17	18
Sardegna	0	0	0	0	0

L'analisi del rischio industriale, almeno in un primo esame, mostra come esso sia connesso alla quantità di materiali pericolosi presenti in una certa area. E' evidente, dunque come i grandi serbatoi di acciaio per immagazzinamento di olio siano una componente assolutamente significativa da studiare sia per la loro criticità che per la loro diffusione. Essi

inoltre sono un componente fortemente standardizzato sia per quanto riguarda la progettazione che la costruzione. Da una analisi degli standard internazionali per la edificazione di questo tipo di strutture è stato possibile evincere che la progettazione è evoluta molto lentamente nell'ultimo secolo, per cui impianti nuovi ed esistenti sono praticamente identici in tutto il mondo indipendentemente dalla loro epoca di fabbricazione. I parametri strutturali significativi per la modellazione statica e dinamica della struttura, sebbene fortemente condizionati dall'azione idrodinamica del contenuto e dall'interazione fluido struttura, sono guidati meramente da rapporti dimensionali e/o geometrici (fissati i materiali). E', dunque, possibile ridurre le menzionate difficoltà connesse all'analisi di vulnerabilità di tipo numerico/analitico e, contemporaneamente, aumentare l'esportabilità dei risultati come è mostrato nel seguito.

La forte standardizzazione e diffusione di questo tipo di componente e d'impianto, inoltre, ha reso possibile negli anni una massiva analisi di osservazione di danni post-evento sismico dal 1933 al tempo del terremoto Long Beach, cioè agli albori della ingegneria sismica fino ad oggi, (Hokkaido – Settembre 2993), da cui è stato possibile ricavare anche informazioni di fragilità di osservazione per nulla di facile reperibilità per altri sistemi industriali critici.

Nel campo industriale, ed in particolare nell'industria di processo, la riservatezza è tale da non consentire il reperimento di informazioni di dettaglio sulle configurazioni d'impianto e sulle caratteristiche delle componenti utilizzati. Ciò non consente la assunzione di un impianto esistente come riferimento per l'analisi di un caso studio. L'ampia gamma di scelte e variabili progettuali, inoltre, richiede uno studio attento degli standard di riferimento per la definizione di un impianto ideale significativo come test-case per l'analisi quantitativa di rischio. Da ciò discende la scelta di focalizzare l'attenzione in questa tesi sull'analisi quantitativa di rischio sismico per un impianto di deposito di combustibili "tipo" cioè progettato ex-novo allo stato dell'arte degli standard internazionali industriali (layout) e strutturali (componenti) rivisti nei capitoli secondo e terzo. Essendo la definizione dell'oggetto e delle condizioni al contorno per lo studio una fase critica per l'introduzione dell'hazard sismico nella valutazione quantitativa del rischio industriale.

Capitolo I. Analisi Quantitativa del Rischio Industriale (QRA)

1.1. La valutazione delle conseguenze di incidenti industriali

L'analisi del rischio di impianti chimici industriali fornisce la probabilità annua che in ogni punto dell'area in osservazione si abbia il decesso dell'individuo per effetto di incidenti industriali rilevanti. Tale valutazione viene ottenuta attraverso una procedura definita in letteratura QRA (Quantitative Risk Analysis), che consiste nella valutazione della combinazione della probabilità di accadimento di un potenziale evento incidentale e del calcolo della gravità che tale incidente può provocare sull'uomo (lavoratori e popolazione civile) o sull'ambiente (magnitudo), per ciascuna attività industriale. E' evidente che sono esclusi dall'analisi tutti i potenziali rischi derivanti dall'esposizione cronica dei lavoratori o della popolazione civile a sostanze pericolose. La QRA può essere schematizzata in quattro fasi distinte:

- 1) identificazioni dei rischi rilevanti;
- 2) identificazione degli eventi incidentali di riferimento e della loro frequenza;
- 3) analisi delle conseguenze;
- 4) ricomposizione del rischio.

Nell'ambito di questo studio si considera che l'evento primario o iniziatore degli incidenti industriali sia il terremoto e che quindi nella QRA sia incluso il rischio sismico. La QRA deve quindi far riferimento alla frequenza sismica annua per l'area in analisi e alla probabilità che

per effetto del sisma si abbia un incidente industriale rilevante. La valutazione delle conseguenze che i fenomeni incidentali arrecano all'uomo e all'ambiente circostante è effettuata attraverso l'utilizzo di modelli di calcolo specificatamente sviluppati e riconosciuti dalla comunità scientifica, oltre che utilizzando le indicazioni fornite dalla legislazione corrente e consiste nel:

- a) calcolo della distribuzione delle sovrappressioni e degli impulsi di pressione a seguito di esplosioni in ambiente confinato o non confinato (VCE, BLEVE);
- b) calcolo della distribuzione spazio-temporale dei campi di radiazione termica a seguito di incendi stazionari: incendi di pozze (o "Pool Fire"), dardi di fuoco (o "Jet Fire"); e incendi non-stazionari: "Flash Fire" e sfere di fuoco (o "Fireball");
- c) calcolo della distribuzione dei frammenti provocati da esplosioni di recipienti;
- d) calcolo della distribuzione spazio-temporale delle concentrazioni di sostanze tossiche in aria, a seguito di rilasci continui/discontinui di prodotti di densità minore/uguale/maggiore dell'aria, emessi a bassa/alta velocità in fase liquida o gassosa (fenomeni di dispersione).

Dato il numero elevatissimo di valutazioni che devono essere effettuate in una QRA, si evita l'utilizzo di modelli numerici troppo complessi preferendo metodi empirici o semi-empirici di rapido utilizzo. Nella Tabella seguente si riportano i modelli necessari per la valutazione delle conseguenze sull'uomo e sull'ambiente di eventi incidentali derivanti dall'interazione di fenomeni sismici con strutture o impianti industriali, in funzione delle condizioni chimico – fisiche e ambientali, e che possono ritenersi qualitativamente probabili nel caso di impianti petrolchimici.

Tabella 1.1. Modelli di valutazione delle conseguenze.

Evento	Condizioni	Modello
Incendio	In fase liquida	Pool fire
	In fase gas o vapore	Jet fire, Flash Fire, Fireball
Esplosione	Confinata	BLEVE Esplosione fisica
		Frammenti

	Non confinata	UVCE
	In fase liquida	Formazione di pozze
Rilascio	In fase gassosa	Dispersione

Nell'ambito di questo studio sono esclusi gli scenari incidentali che provocano danni notevoli solo all'interno dello stabilimento e che al più possono risultare solo in danni strutturali ad apparecchiature coinvolte per la perdita di controllo. Sono quindi esclusi fenomeni quali le esplosioni fisiche e le esplosioni di polveri all'interno di recipienti. Si ricorda, inoltre, che sono esclusi i fenomeni che provocano inquinamenti di falde acquifere, in considerazione del fatto che in tutti i depositi di sostanze tossiche, nocive o infiammabili, sono installati bacini di contenimento o altri sistemi di prevenzione e protezione che non permettono un esteso spargimento sul suolo. Di seguito vengono descritti in dettaglio i fenomeni fisici e i modelli utilizzati per la valutazione delle conseguenze di eventi incidentali industriali.

1.1.1. Esplosioni di nuvole di vapore (Vapour Cloud Explosion - VCE)

Uno dei principali rischi presenti nelle installazioni industriali, che prevedono lo stoccaggio, la lavorazione ed il trasporto di sostanze infiammabili, è rappresentato dall'esplosione di nubi di vapore generatesi a seguito del rilascio accidentale di combustibili liquidi o gassosi (Vapour Cloud Explosion, VCE) (ICHEME, 1997). I depositi di combustibili sono particolarmente predisposti all'insorgere di VCE. Essi sono infatti in genere caratterizzati da un forte congestionamento geometrico, che facilita lo sviluppo della combustione in regime turbolento e diventa, quindi, responsabile della formazione di un'onda d'urto con caratteristiche fisiche (pressione di picco, impulso) tali da provocare un impatto devastante sia all'interno dell'area industriale che sull'ambiente circostante. Lo studio delle esplosioni gassose è di grande interesse nell'ambito della sicurezza civile ed industriale ed una descrizione dettagliata di questo tipo di fenomeno è indispensabile al fine di prevedere e, per quanto possibile, mitigare le conseguenze di esplosioni gassose derivanti da rilasci accidentali di sostanze infiammabili. E' bene notare che la presenza di una fonte di innesco all'interno di una nuvola di vapori infiammabili generatasi accidentalmente nell'atmosfera può dar luogo a due eventi distinti noti in letteratura come "Flash fire" e "Vapour cloud explosion" (VCE). Entrambi i fenomeni consistono nella propagazione della fiamma nella miscela gas aria-combustibile

formatasi e la loro differenziazione si basa essenzialmente sulla presenza di un'onda d'urto (CCPS, 1994). Il "Flash Fire" si caratterizza per una velocità di fiamma relativamente bassa (5-10 ms^{-1}), pressoché costante e proporzionale nel rapporto tra le densità dei gas bruciati e dei gas freschi (rapporto di espansione) alla velocità laminare teorica. Non viene quindi generata alcuna onda d'urto e i danni provocati da tale fenomeno sono in genere legati al semplice effetto radiativo o al contatto diretto con la fiamma.

Nella VCE la velocità di fiamma aumenta notevolmente a causa della presenza di forte turbolenza indotta dalla geometria del sistema e può raggiungere valori prossimi alla velocità del suono in condizioni atmosferiche (circa 350 m/s). L'effetto pistone, prodotto dall'espansione rapida dei prodotti di combustione sull'ambiente circostante, comporta in questo caso la formazione di un'onda di pressione capace di produrre danni considerevoli anche a notevole distanza dall'ignizione. L'analisi storica degli incidenti riportati in letteratura relativamente ad eventi avvenuti in depositi di liquidi infiammabili ha mostrato che le VCE si generano prevalentemente in conseguenza della fuoriuscita accidentale di liquido e della successiva evaporazione del liquido fuoriuscito, seguita dalla dispersione del vapore nell'area circostante al rilascio. (Lees, 1996). Oltre alla necessaria condizione che una parte del vapore abbia una concentrazione compresa tra i limiti di infiammabilità inferiore (LFL) e superiore (UFL), affinché la combustione evolva in modo esplosivo è necessario che altri fattori siano simultaneamente presenti (Crowl, 1990):

- La nuvola formata deve avere un tempo sufficiente per espandersi e disperdersi nell'atmosfera circostante, prima che avvenga l'ignizione, al fine di avere una miscela omogenea;
- La porzione della nuvola che si trova all'interno dei limiti di infiammabilità del combustibile considerato deve essere sufficientemente grande;
- La nuvola deve, almeno parzialmente, trovarsi in un'area ad elevato congestionamento.

Come accennato in precedenza, la generazione di un'onda d'urto è strettamente legata all'intensità della velocità di propagazione della fiamma. Aree particolarmente congestionate possono in tal senso dar luogo alla formazione di vortici e forti turbolenze che accelerano il

fronte di fiamma. La valutazione delle conseguenze di VCE può essere effettuata ricorrendo a metodologie di calcolo semplificate tra le quali citiamo il metodo TNT-equivalente (TNT), il metodo Baker-Sthrelow (BS) e il metodo Multi-Energy (ME) (Van den Berg, 1985). Tali metodi sono largamente usati in campo industriale per valutare le distanze di sicurezza per impianti industriali, al fine di progettare bunker e sistemi di protezione, e forniscono risultati solo approssimati in quanto sono basati essenzialmente sull'equivalenza tra l'energia generata dalla combustione di una miscela di gas con aria e l'energia rilasciata puntualmente da una carica di trinitrotoluene (TNT). Essi non possono quindi dare una descrizione dettagliata del complesso fenomeno esplosivo che caratterizza una VCE, in quanto non tengono conto dell'interazione del fronte di fiamma con gli oggetti presenti (le aree industriali sono in genere fortemente congestionate) nonché dei possibili confinamenti. Il metodo TNT si basa sul calcolo della massa equivalente di trinitrotoluene, valutata attraverso la seguente relazione (1.1):

$$m_{TNT} = h_{TNT} m_a \frac{\Delta H_c}{\Delta H_{TNT}} \quad (1.1)$$

dove m_a è la massa all'interno della nuvola di vapore appartenente alla regione compresa tra LFL e UFL, ΔH_c è il calore di combustione su base di massa, ΔH_{TNT} è il calore di reazione di decomposizione del trinitrotoluene pari a 4.1MJ/kg e h_a è un fattore di efficienza compreso tra 0.05 e 0.20, che tiene conto della trasformazione in energia meccanica dell'energia di combustione e quindi delle dispersioni energetiche (termiche, attriti).

A partire dalla massa equivalente di TNT si valuta quindi il decadimento della pressione statica e dell'impulso nello spazio ipotizzando che l'onda di pressione prodotta dalla VCE si comporti in modo equivalente all'onda d'urto (blast wave o shock wave) prodotta dall'esplosivo solido. La rappresentazione ideale del profilo di pressione della "blast wave" prodotta da un esplosivo è riportata in Figura 1.1.:

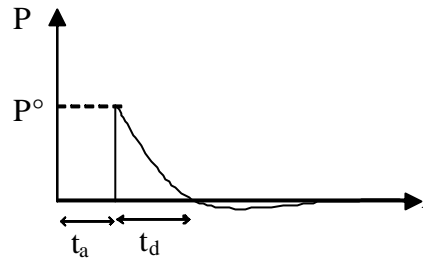


Figura 1.1. Variazione della pressione per una “blast wave” rispetto al tempo ad un punto fissato.

Si riconoscono la sovrappressione massima P° , il tempo di raggiungimento t_a e la durata positiva t_d . La pressione di picco P° è spesso indicata come side-on overpressure (pressione statica) o pressione incidente di picco per distinguerla dal picco di pressione riflesso ossia la pressione massima che sperimenta una superficie piana investita dalla blast wave, pari a:

$$P_r = 2P^\circ + (g + 1)q^\circ \quad (1.2)$$

dove q° rappresenta la pressione dinamica:

$$q^\circ = 0.5ru^2 \quad (1.3)$$

L'equazione di Friedlander fornisce nel punto il decadimento della pressione in funzione di P° e t :

$$P = P^\circ \left(1 - \frac{t}{t_d}\right) e^{-\frac{t}{t_d}} \quad (1.4)$$

La caratteristica peculiare delle “blast wave” prodotte da un'esplosione di TNT è che esse seguono la legge cubica nel cambiare la scala caratteristica del fenomeno: quando due cariche dello stesso esplosivo ma di differente dimensione (o massa) sono esplose nella stessa atmosfera, producono due onde simili alla stessa distanza ridotta R' definita dalla legge cubica:

$$R' = \frac{R}{\sqrt[3]{W}} \quad (1.5)$$

dove R è la distanza reale del ricettore dal punto di esplosione e W è la carica dell'esplosivo. In senso rigoroso, la legge cubica dovrebbe essere scalata relativamente all'energia, ma spesso si suppone che l'energia prodotta sia direttamente proporzionale alla massa esplosa. L'impulso di pressione è definito dall'integrale della fase positiva dell'onda di pressione:

$$i_+ = \int_0^{t_d} P dt \quad (1.6)$$

che può essere risolto analiticamente. Sovente si usa definire una funzione triangolare della pressione e l'impulso diventa pari a $0.5 P^\circ t_d$. A differenza del metodo TNT, i metodi ME e BS, molto simili, si basano sul principio che le aree caratterizzate da maggiore grado di ostruzione e congestionamento sono quelle che regolano l'intero processo esplosivo, in quanto responsabili delle sovrappressioni più alte. Il metodo ME consiste nel suddividere la nuvola in più parti a seconda del grado di congestionamento, quantificato attraverso il parametro FE, o "fattore di forza" dell'esplosione. Il valore di FE è variabile da 1 a 10. In letteratura sono riportate linee guida che permettono tale assegnazione una volta nota la geometria del sito di rilascio. Più recentemente è stato proposto per il calcolo di FE un metodo semi empirico che mette in relazione FE con le sovrappressioni generate in corrispondenza del punto di ignizione (pressione massima P_0) e le caratteristiche geometriche dell'area (GAME project) (Eggen, 1995). La pressione massima è ottenuta dalla seguente espressione:

$$P_0 = 0.84 \left(\frac{VBR \cdot Lp}{D} \right)^{2.75} S_L^{2.7} D^{0.7} \quad (1.7)$$

dove VBR è il rapporto tra l'intero volume occupato dalla nuvola e il volume occupato dagli oggetti, Lp è la lunghezza percorsa dalla fiamma all'interno della nuvola, D è il diametro

medio degli oggetti ed S_L è la velocità laminare teorica del fronte di fiamma. La curva di decadimento dell'onda d'urto generata dalla VCE prevede nel caso del ME una corretta definizione per la distanza scalata R' ("Sachs scaled distance") rispetto al metodo TNT:

$$R' = \frac{R}{\sqrt[3]{\frac{E}{P_a}}} \quad (1.8)$$

dove E è l'energia totale della combustione relativamente alla porzione di nuvola considerata.

Nel caso del modello di Baker-Strehlow, che è stato formulato a partire da esplosioni libere in aria, occorre raddoppiare il valore dell'energia per tenere conto della riflessione della superficie terrestre. Le curve del ME, invece, sono già state dedotte da esplosioni superficiali semisferiche e pertanto non è richiesto il fattore di moltiplicazione per l'energia. Il metodo ME consente, in ogni caso, di effettuare valutazioni delle sovrappressioni anche a distanze notevoli dalla zona dell'esplosione mentre i metodi numerici più dettagliati usati dai CFD sono necessariamente limitati dai tempi di calcolo e dalle potenzialità dei calcolatori e quindi non possono simulare domini fisici molto estesi. E' da notare, infine, che il metodo ME, ed in particolare la metodologia GAME, sono stati validati sulla base di esperimenti di piccola o media scala. Infine, modelli più complessi sono rappresentati dai codici fluidodinamici computerizzati (CFD).

1.1.2. Fireball

Gli effetti dannosi del Fireball sono essenzialmente legati alla radiazione termica sviluppata, che può essere stimata a partire dalla massa di combustibile coinvolta nel Fireball secondo diverse metodologie. Nell'ipotesi del corpo grigio, il flusso di calore radiante emesso da una fiamma (potere emissivo superficiale E) può scriversi come:

$$E = \epsilon \sigma T_f^4 = \frac{Q_r}{A_f} = \frac{F_r \dot{m} Q_c}{A_f} \quad (1.9)$$

dove σ è la costante di Stefan-Boltzmann, pari a $1,35 \cdot 10^{-11}$ [kcal/m²sK⁴], ϵ è la emissività della fiamma, A_f è l'area di fiamma, Q_r è il calore totale irradiato dalla sorgente, v è la velocità di combustione, Q_c è il calore di combustione per unità di massa e F_r è la frazione di energia totale che si disperde nell'ambiente per irraggiamento. Per valutare il flusso termico che investe un "target" ricevente, possiamo riconoscere due modelli (CCPS, 1994). Il primo dei quali è il modello "solid-flame" che approssima la fiamma ad un solido con un potere emissivo superficiale medio e valuta il flusso termico q che investe una data superficie degli oggetti circostanti attraverso la relazione:

$$q = FEt_a \quad (1.10)$$

dove q è la radiazione ricevuta per unità di area e di superficie dagli oggetti circostanti, E è la potenza termica emessa dal Fireball e t_a è la trasmissività dell'aria, F è il fattore di vista, che rappresenta l'angolo solido tra la sorgente e il ricettore. Per solidi semplici (sfera, punto, cilindro) è possibile calcolarlo analiticamente mentre per molti altri solidi complessi (cilindri ad assi inclinati, sezioni di cono etc.) si deve ricorrere a tecniche numeriche. Nel caso particolare del fireball, il fattore di vista per un punto di una superficie piana verticale posta ad una distanza x dalla proiezione a terra del centro di un fireball di diametro D_F che si trova ad un'altezza dal suolo pari ad z , è pari a:

$$F = \frac{x D_F^2}{\sqrt{x^2 - z^2}} \quad (1.11)$$

Il secondo modello è quello denominato "modello dei punti sorgente" e fornisce stime migliori rispetto al "solid-flame" per grandi distanze. Nel caso di sorgenti approssimativamente puntuali, il fattore di vista può infatti scriversi come:

$$F \approx \frac{r^2}{l^2} \approx \frac{r^2}{x^2} \quad (1.12)$$

dove r è il raggio della superficie sferica emittente, x è la distanza al suolo del target dalla sorgente puntuale e l è la distanza inclinata dalla sorgente al target. Il termini l è pari approssimativamente a x ed entrambi sono molto più grandi di r . Il flusso termico q che investe una superficie ricevente posta a distanza l dall'emittente è quindi fornita dalla relazione:

$$q = FE t_a = \frac{r^2 F_r \dot{m} Q_c}{x^2 4pr^2} = \frac{F_r \dot{m} Q_c}{4px^2} \quad (1.13)$$

La velocità di combustione è ottenuta dal rapporto tra la massa di combustibile coinvolta e la durata del fireball stesso che è stimata essere pari a:

$$t_c = 0.45 \sqrt[3]{m_f} \quad (1.14)$$

Si ha quindi, in definitiva, posto F_r pari a 0.4:

$$q = \frac{2.2 \sqrt[3]{m_f^2} H_c t_a}{4px^2} \quad (1.15)$$

La trasmissività dell'aria t è posta in genere pari a 1 ma può essere sviluppata una relazione che dipende dall'umidità relativa. Cioè:

$$t = 1.389 - 0.135 \log(P_{wv} R) \quad (1.16)$$

dove R è la distanza tra la sorgente e il ricettore e P_{wv} è la pressione parziale del vapore in atmosfera, calcolata come una funzione dell'umidità relativa e della temperatura ambiente:

$$P_{wv} = \frac{P_T x_w}{1 + x_w} \quad (1.17)$$

$$x_w = \frac{(RH)P_s}{100(P_T - P_s)} \quad (1.18)$$

$$P_s = 0.006 P_T e^{5407 \left(\frac{1}{273.15} - \frac{1}{T_{amb}} \right)} \quad (1.19)$$

dove T_{amb} è la temperatura ambiente, P_T è la pressione atmosferica totale, P_s è la pressione di saturazione del vapore acqueo, x_w è la frazione molare del vapore acqueo e RH è l'umidità relativa espressa in %.

1.1.3. Pool Fire

Nell'ipotesi più semplice, il pool fire è visto spesso come un cilindro di altezza doppia rispetto al diametro della pozza. Si ripetono quindi le equazioni viste per il Fireball. Ma esistono altri modelli riportati di seguito. La fiamma è modellata come cilindro inclinato nella direzione del vento con diametro D , altezza H e angolo θ di inclinazione misurato rispetto alla verticale come mostrato in Figura 1.2.

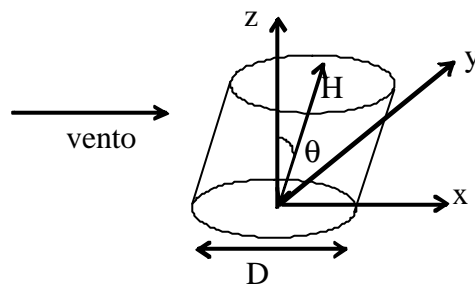


Figura 1.2. Modellazione della fiamma.

La fiamma è descritta da tre cerchi (c1, c2, c3) disposti lungo la linea centrale della fiamma, ciascuno definito dalla coordinata sottovento x , dall'altezza z del centro del cerchio e dal raggio r .

L'altezza della fiamma è funzione delle proprietà del materiale rilasciato, della velocità di combustione e della superficie della pozza. In genere si utilizza una funzione della velocità di combustione del pool, pari a:

$$m = m_{\max} \left[1 - e^{-\frac{D}{L_b}} \right] \quad (1.20)$$

dove L_b è una costante caratteristica della sostanza che brucia e m_{\max} è la velocità massima calcolata secondo il modello di Burgess e Hertzberg (1974):

$$m_{\max} = 0.001 \frac{\Delta H_c}{\Delta H^\circ} \left[\frac{kg}{s m^2} \right] \quad (1.21)$$

dove: $\Delta H^\circ = \Delta H_{ev} + C_{liq}(T_{eb} - T_{amb})$ (1.22)

ΔH_c è il calore di combustione, ΔH_{ev} è il calore della vaporizzazione, C_{liq} è il calore specifico del liquido, T_{eb} è la temperatura del punto di ebollizione e T_{amb} è la temperatura atmosferica. L'altezza della fiamma è data quindi dalla correlazione di Thomas (Mudan, 1984):

$$H = 42D \left[\frac{m}{r_a \sqrt{gD}} \right]^{0.61} \quad (1.23)$$

dove r_a è la densità dell'aria e g è l'accelerazione di gravità.

L'angolo di inclinazione q è valutato attraverso l'equazione di Johnson (1992):

$$\frac{\tan q}{\cos q} = 0.7 Re^{0.109} Fr^{0.428} \quad (1.24)$$

dove Re è il numero di Reynolds e Fr è il numero di Froude :

$$Fr = \frac{U^2}{gD} \quad (1.25)$$

dove U è la velocità del vento.

1.1.4. Flash Fire

Per i flash fire si considerano i fenomeni di dispersione e si suppone che tutte le persone all'interno della nuvola infiammabile, o, in termini conservativi, all'interno della nuvola con concentrazione minima pari alla metà del limite inferiore di infiammabilità, muoiano. Per lo studio di tale fenomeno si rimanda quindi allo studio dei fenomeni di dispersione.

1.1.5. Modelli sorgente

I modelli sorgente permettono di valutare, a partire dalla rottura catastrofica, da un “crack” o da un “foro” su una tubazione o su un serbatoio, la quantità totale e la portata di liquido o vapore o gas che fuoriesce. Nel seguito saranno descritti i modelli sorgente per la fuoriuscita di liquidi, di gas e di sistemi bi-fasici liquido-vapore.

1.1.5.1. Pozze di liquido

L'analisi dinamica della formazione di pozze di liquido risulta indispensabile per la definizione della dimensione e delle caratteristiche delle nuvole di vapore infiammabili (“Flash Fire” o Vapour Cloud Explosion”) o tossiche che si sono formate per evaporazione dalla pozza stessa. Inoltre, la definizione della grandezza del pool è necessaria per lo studio delle conseguenze di incendi da pozza (pool fire). Il bilancio di energia su di un pool liquido evaporante può essere schematizzato come in Figura 1.3.

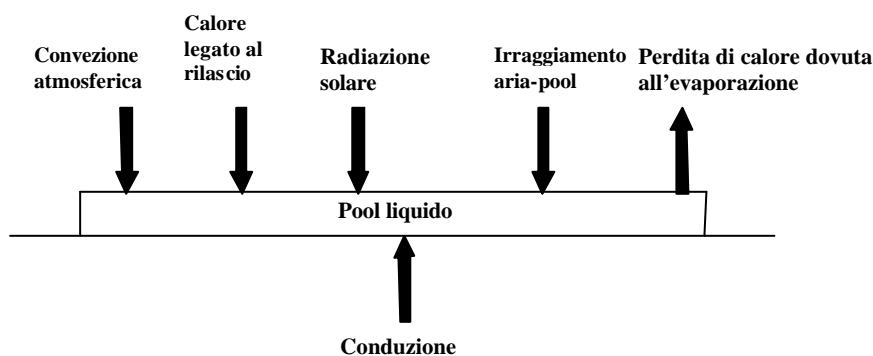


Figura 1.3. Bilancio di energia su un pool liquido

Nell'ipotesi di temperatura uniforme nel pool liquido istante per istante, il bilancio di energia sul pool sarà quindi espresso dall'equazione:

$$mc_p \frac{dT_p}{dt} = q_{cond} + q_{conv} + q_{sol} + q_{irr} - q_{evap} + q_{ril} \quad (1.26)$$

dove T_p è la temperatura del pool al generico istante t , m è la massa di liquido nel pool ad ogni istante t , c_p è il calore specifico del liquido a pressione costante. Poiché la massa di liquido contenuta nel pool varia nel tempo sia per effetto dell'evaporazione sia per effetto del rilascio dal serbatoio, è necessario accoppiare all'equazione precedente un'equazione di bilancio di massa, al fine di determinare l'andamento della temperatura del pool e della velocità di evaporazione come funzioni del tempo:

$$\frac{dm}{dt} = -Q_{evap} + Q_{ril} \quad (1.27)$$

dove Q_{evap} è la portata di evaporazione e Q_{ril} è la portata rilasciata dalla rottura accidentale sul serbatoio. Nel caso di pool di liquidi non bollenti, la velocità di evaporazione è controllata invece da variabili meteorologiche (parametro controllante: la velocità del vento) e dalla dimensione del pool. Per questo tipo di scenario, tipico ad esempio dell'acetone o della benzina, generalmente si assume che l'evaporazione sia limitata dal trasporto di massa dal pool di liquido alla fase gas.

La velocità di evaporazione Q_a per un singolo componente, assumendo la fase gas ideale e la fase liquida perfettamente miscelata è proporzionale alla differenza tra la pressione parziale del vapore alla temperatura del liquido (tensione del vapore) e la pressione parziale nel bulk stagnante sopra il liquido, spesso considerata pari a zero. Utilizzando la teoria del film si ha:

$$Q_a = \frac{k_g A_p M}{RT_p} P \frac{P_v - P_\infty}{P - P_v} \quad (1.28)$$

dove k_g è il coefficiente di trasporto di materia, M è il peso molecolare della sostanza evaporante, P è la pressione ambiente, P_v è la tensione di vapore alla temperatura del liquido T_p e P_∞ è la pressione parziale del vapore nel bulk gassoso sopra il liquido, spesso pari a

zero. Per basse velocità di trasferimento di materia ($P_v \ll P$), l'equazione si riduce a:

$$Q_a = \frac{k_g A_p p_v M}{RT_p} \quad (1.29)$$

Un'espressione generalizzata per la velocità di evaporazione è stata presentata da Fauske (Hanna e Drivas, 1987):

$$Q_a = \frac{k_g A_p M}{RT_p} (p_v - p_\infty) \quad (1.30)$$

che ritorna pari all'equazione precedente nel caso che la pressione parziale del vapore nel bulk gassoso sia trascurabile. Il coefficiente di trasporto di materia k_g è stimato attraverso la relazione:

$$\frac{k_g}{k_g^\circ} = \left(\frac{D}{D^\circ} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\sqrt{\frac{M^\circ}{M}} \right)^{\frac{2}{3}} = \sqrt[3]{\frac{M^\circ}{M}} \quad (1.31)$$

dove D è il coefficiente di diffusione. Per la stima di k_g all'atmosfera si può ricorrere all'espressione proposta da Mackay e Matsugu (1973) sviluppata sulla base di dati sperimentali di evaporazione da pool liquidi in atmosfera neutra:

$$k_g = 0.0292 Sc^{-0.67} u^{0.78} d_p^{-0.11} \quad (1.32)$$

in cui compare la velocità del vento u a 10 m di altezza, il diametro del pool d_p ed il numero di Schmidt. L'espressione riportata per k_g consente anche una stima del valore del coefficiente h attraverso l'analogia di Colburn (Smith e Van Ness, 1987), che si può esprimere come segue:

$$St_m Sc^{0.67} = St_h Pr^{0.67} \quad (1.33)$$

dove S_t è il numero di Stanton ed i pedici m ed h si riferiscono al trasferimento rispettivamente di materia e calore. Dall'analogia si ottiene:

$$h = k_g r C_p (Sc/Pr)^{0.67} \quad (1.34)$$

Nel caso in cui il rilascio avvenga all'interno di un bacino di contenimento, la superficie del pool potrà al massimo essere pari a quella del bacino. In assenza di tale confinamento il pool liquido sarà libero di espandersi ed è pertanto necessario valutare la variazione nel tempo della superficie A_p , da utilizzare nel calcolo della portata di evaporazione.

Per un liquido non bollente, ritenendo il pool a temperatura costante, e assumendo che l'evaporazione sia limitata dal trasporto di materia dal pool di liquido alla fase gas, la portata di vapore per unità di superficie evaporante può anche essere scritta come:

$$Q_{evap} = \frac{k_g MP}{RT} \ln \left(1 + \frac{P_a - P_\infty}{P - P_\infty} \right) \quad (1.35)$$

dove P , P_a e P_∞ sono, rispettivamente, la pressione atmosferica, la pressione di vapore saturo della benzina alla temperatura del pool e la pressione parziale del vapore lontano dalla superficie del pool, che si assume trascurabile. Questa analisi semplificata presenta alcuni limiti. Essa si basa infatti sull'ipotesi di isotermicità del processo e, in particolare, non tiene conto dello scambio di calore tra il suolo e l'ambiente esterno con il pool di liquido evaporante. Essa, inoltre, non riproduce l'evaporazione di una miscela liquida multi-componente, che dà luogo ad una nuvola di vapore la cui concentrazione varia nel tempo a causa delle diverse velocità di evaporazione dei vari componenti. L'assunzione che la temperatura nel pool sia uniforme non è realistica qualora il rilascio, che si sta modellando, coinvolga una grande quantità di liquido e si formi quindi un pool di spessore significativo. Ciò risulta abbastanza probabile nel caso in cui sia presente un bacino di contenimento. In tali condizioni, per lo studio dell'evaporazione da pool, è opportuno fare ricorso ad un modello più complesso rispetto a quello fin qui analizzato, nel quale si tenga conto sia del

trasporto di calore che del trasporto di materia.

1.1.6. Modelli di dispersione

Lo studio della dispersione di sostanze tossiche e/o infiammabili è essenziale non solo per conoscere l'area (e quindi la popolazione) coinvolta da un rilascio accidentale di sostanze tossiche ma anche al fine di prevedere gli effetti sia delle esplosioni di gas (Vapour Cloud Explosion) che dei semplici incendi (Flash Fire), attraverso la definizione della quantità di sostanza (con concentrazione compresa tra i limiti inferiore e superiore di infiammabilità o con concentrazione superiore ai limiti di soglia per la tossicità) e della geometria della nube. Il rilascio accidentale può essere causato direttamente dalla perdita da contenitori o dall'evaporazione da pozze di liquido. Le caratteristiche della nube formatasi dipendono inoltre dalla modalità e dal tempo di rilascio, oltre che dalla densità del gas/vapore. Il gas o il vapore (nel seguito per semplicità useremo il termine gas) emesso da una sorgente puntiforme, in regime stazionario e in assenza di forti gradienti termici, è trascinato dal vento e tende a diffondere in direzione perpendicolare alla direzione del vento stesso. Si considera come confine della nube la superficie involuppo delle concentrazioni pari ad un decimo del valore presente sull'asse o linea centrale della nube. La distribuzione di concentrazione in direzione perpendicolare al vento segue in generale una distribuzione gaussiana con il massimo in corrispondenza con l'asse centrale della nuvola.

Come risulta evidente dai dati sperimentali il vento è la causa principale della dispersione. Per i calcoli di dispersione si utilizza in genere una divisione della rosa dei venti (360°) in 8 (45°) o 16 settori (22.5°) e un'intensità divisa in cinque livelli da $u < 2$ m/s (calma) a $2 < u < 5.5$ ed a $u > 10$ m/s. La velocità del vento varia con l'altezza dal suolo e segue la legge caratteristica dello strato limite:

$$u = u^{\circ} \left(\frac{z}{z^{\circ}} \right)^a \quad (1.36)$$

dove u° è la velocità all'altezza di riferimento z° (in genere posta a 10 m) e a è un coefficiente che varia da 0.12 a 0.56 in funzione della rugosità del terreno e delle condizioni

atmosferiche. Valori tipici sono 0.25 per terreno rugoso e forte instabilità e 0.5 per terreni piani e stabilità meteorologica. La turbolenza atmosferica è legata alle variazioni del vento, che avvengono con frequenza dell'ordine di 0.01 – 1 ciclo/s; i fattori principali che influenzano la turbolenza sono i gradienti di temperatura e di velocità del vento e la rugosità del terreno. Una misura della turbolenza è data dallo scarto quadratico medio delle fluttuazioni della velocità del vento. Il gradiente verticale adiabatico di temperatura è la variazione di temperatura verso l'alto, a partire dal suolo, che si ha senza rimescolamenti verticali delle masse d'aria ed è in genere pari a 0.01 °C/m, per l'aria secca. Per tali valori si ha una situazione di neutralità e si ha solo un moderato rimescolamento. Se il dT/dz è inferiore a -0.01 °C/m allora si ha una corrente ascensionale mentre per $dT/dx > 0.01$ °C/m si ha la stabilità atmosferica in quanto i moti ascensionali vengono soppressi. Si possono avere anche casi in cui si ha inversione termica (es. al tramonto quando si raffreddano gli strati più bassi dell'atmosfera) o al mattino quando la radiazione solare riscalda solo gli strati più alti dell'atmosfera. La presenza di strati di inversione impedisce i moti ascensionali e quindi la dispersione verso l'alto. In funzione dei gradienti di temperatura si definiscono, per consuetudine, cinque classi di stabilità (A-F) definite di Pasquill-Gilford (Tabella 1.2.):

Tabella 1.2. Classi di stabilità Pasquill-Gilford

A	molto instabile	$dT/dx < -1.9$
B	instabile	$-1.9 < dT/dx < -1.7$
C	debolmente instabile	$-1.7 < dT/dz < -1.5$
D	neutra	$-1.5 < dT/dz < 0.5$
E	debolmente stabile	$-0.5 < dT/dx < 1.5$
F	stabile	$dT/dx > 1.5$

1.1.6.1. Modelli di dispersione di gas a densità neutra

Lo studio della dispersione di gas leggeri è in genere legata a problemi ambientali più che a problemi di sicurezza (es. camino). L'evoluzione di un pennacchio continuo di gas di densità prossima a quella dell'aria (densità neutra) emesso da una sorgente puntuale è seguita con il modello definito in letteratura "gaussiano". Studi sperimentali hanno infatti dimostrato che le distribuzioni di concentrazione verticale e trasversale di tali pennacchi seguono

approssimativamente la funzione di Gauss. Il modello gaussiano nasce dalla soluzione analitica dell'equazione di conservazione della massa del generico inquinante con concentrazione pari a x_i :

$$\frac{\partial \rho x_i}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \underline{v} x_i) = \nabla \cdot (\rho \Gamma_f \nabla x_i) + S_{x_i,t} \quad (1.37)$$

dove ρ è la densità, \underline{v} è la velocità e $S_{x_i,t}$ è il termine sorgente che esprime, nel caso di dispersione senza reazione, la portata di rilascio dal punto di fuoriuscita.

In condizioni stazionarie e adottando l'ipotesi di fluido incompressibile si ha:

$$\nabla C U = \nabla (K \nabla C) + S(x, y, z, t) \quad (1.38)$$

dove $C = \rho x$ è la concentrazione della sostanza in un generico punto di coordinate (x, y, z) al tempo t , U è la velocità del vento e K è il coefficiente di diffusione turbolenta. Il metodo gaussiano assume quindi che la velocità del vento U sia costante nella direzione x e che il trasporto di gas dovuto alla diffusione turbolenta, nella direzione preferenziale x , sia trascurabile rispetto al trasporto dovuto al vento ossia:

$$K_x \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \ll U_x \frac{\partial C}{\partial x} \quad (1.39)$$

Se il termine sorgente è indipendente dal tempo e tale che valga Q nel punto di coordinate $(0,0,0)$ e sia nullo in tutti gli altri punti dello spazio:

$$S(x, y, z) = Q \delta(x) \delta(y) \delta(z) \quad (1.40)$$

dove δ è la funzione δ di Dirac, si ha:

$$U_x \frac{\partial C}{\partial x} = K_{yy} \frac{\partial^2 C}{\partial y^2} + K_{zz} \frac{\partial^2 C}{\partial z^2} + Q \delta(x) \delta(y) \delta(z) \quad (1.41)$$

con le condizioni al contorno:

$$C(0, y, z) = C_f^0 \quad y, z \neq 0 \quad (1.42)$$

$$C(x, y, z) = C_f^0 \quad y, z \rightarrow \infty \quad (1.43)$$

dove C_f^0 è la concentrazione di fondo ovvero la concentrazione della sostanza rilasciata presente in atmosfera indipendentemente dal rilascio. La soluzione analitica dell'equazione precedente è del tipo:

$$C(x, y, z) = \frac{Q}{4px\sqrt{(K_{yy}K_{zz})}} e^{-\frac{U}{4x}\left(\frac{y^2}{K_{yy}} + \frac{z^2}{K_{zz}}\right)} + C_f^0 \quad (1.44)$$

Ponendo:

$$s_y^2 = 2K_{yy}(x/U_x) \quad (1.45)$$

$$s_z^2 = 2K_{zz}(x/U_x) \quad (1.46)$$

l'equazione diventa:

$$C(x, y, z) = \frac{Q}{2pU_x s_y s_z} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{y^2}{s_y^2} + \frac{z^2}{s_z^2}\right)} + C_f^0 \quad (1.47)$$

che può essere riconosciuta come l'equazione di una gaussiana nelle variabili x e y , con deviazioni standard s_y e s_z (coefficienti di dispersione ambientale orizzontale, o "cross-wind, e verticale). I coefficienti di dispersione dipendono dalla classe di stabilità, dalla distanza dal punto di rilascio.

1.1.6.2. Modelli di dispersione di gas densi

Le sostanze che possono originare nuvole di gas denso sono numerose, ma l'interesse

attuale si focalizza su quelle sostanze tossiche e/o infiammabili che hanno una temperatura di ebollizione inferiore alla temperatura ambiente. In genere queste sostanze sono conservate o trasportate in fase liquida. Sono cioè: o pressurizzate a temperatura ambiente, o mantenute a pressione atmosferica alla loro temperatura di saturazione, attraverso sistemi di refrigerazione. Il rilascio all'atmosfera da serbatoi o tubi contenenti tali sostanze, può generare l'evaporazione di parte o di tutto il liquido. Il rilascio può essere istantaneo come nel caso di rottura catastrofica di un serbatoio pressurizzato, o continuo come nel caso di rilascio da un tubo o attraverso un foro. Ovviamente tra queste due condizioni estreme si configurano dei casi intermedi. A seguito del rilascio si possono ad esempio formare delle goccioline (aerosol) che vengono intrappolate nel vapore rilasciato. Questo fenomeno può influenzare fortemente la densità della miscela emessa in atmosfera. Si possono distinguere quattro classi principali basate sulle proprietà della sostanza:

- a) sostanze che hanno un peso molecolare maggiore di quello dell'aria (P.M. 29);
- b) sostanze che hanno un peso molecolare inferiore a quello dell'aria, ma il cui vapore, alla temperatura di rilascio, è più denso dell'aria; un esempio è rappresentato dal metano (P.M. 16) che, se rilasciato da serbatoi refrigerati, ha una densità iniziale di 1.75 kg/m^3 (punto di ebollizione di -161°C);
- c) sostanze che hanno un peso molecolare inferiore a quello dell'aria, il cui vapore al loro punto di ebollizione è meno denso dell'aria, ma che possono generare miscele dense a causa della presenza di goccioline di liquido prodotte come conseguenza del meccanismo di rilascio. Un esempio è rappresentato dall'ammoniaca (P.M. 17) che è più leggera dell'aria a temperatura ambiente e così anche al suo punto di ebollizione (-33°C); tuttavia la nuvola di ammoniaca tende ad essere più densa dell'aria per la presenza di aerosol;
- d) sostanze che nominalmente hanno un peso molecolare inferiore a quello dell'aria, ma che, per associazione molecolare, possono formare delle miscele dense, come ad esempio il fluoruro di idrogeno (P.M. 20). Nelle fasi iniziali del rilascio, il comportamento della nuvola può essere determinato dalle modalità di stoccaggio e di rilascio. Per rilasci continui da contenitori pressurizzati ci si aspetta la generazione di jet dominati dalla quantità di moto. Nel caso di una rottura catastrofica di un serbatoio pressurizzato si potrà invece verificare una rapida vaporizzazione, nella quale una frazione di liquido surriscaldato si trasforma in vapore.

E' stato osservato che per alcuni materiali la violenza di questo processo provoca la frammentazione in piccole goccioline di una frazione consistente di liquido residuo, producendo così una nuvola formata da una miscela di aria, vapore e goccioline di liquido ed acqua condensata, alla quale si è accennato in precedenza. Una volta dissipati gli effetti iniziali dell'energia legata alle modalità di rilascio, la dispersione di una nuvola di gas denso in atmosfera è regolata dall'azione combinata di due termini energetici differenti agenti su di essa. Infatti, se da un lato l'energia potenziale della nuvola ρgh provoca una "caduta" della nuvola verso il suolo, dall'altro l'energia cinetica ρu^2 indotta dalla turbolenza atmosferica tende a diluire rapidamente la nuvola limitando l'effetto gravitazionale. L'importanza relativa di questi due termini agenti sulla nuvola è misurata da un numero adimensionale, noto in letteratura come numero di Richardson:

$$Ri = g \frac{\Delta \rho}{\rho_a} \frac{h}{u^2} \quad (1.48)$$

dove h e u sono rispettivamente una dimensione e una velocità caratteristica del fenomeno, funzioni delle condizioni di stabilità dell'atmosfera e dell'altezza della nuvola e $\Delta \rho$ è la differenza di densità tra la nuvola e l'aria (ρ_a). A seconda del valore di Ri è possibile stabilire il tipo di modello di dispersione da utilizzare: se, infatti, il numero di Richardson è molto maggiore di uno è necessario utilizzare un modello di dispersione per gas densi poiché modelli di tipo gaussiano non sarebbero in grado di fornire risultati accurati. Al contrario, per valori di Ri molto minori di uno, la densità della nuvola risulterà prossima a quella atmosferica e quindi sarà consigliabile l'uso di un modello di tipo gaussiano.

Per l'analisi della dispersione in atmosfera è opportuno far riferimento a tre stadi principali (Figura 1.7): stadio di jet, stadio di nuvola densa e stadio di dispersione passiva.

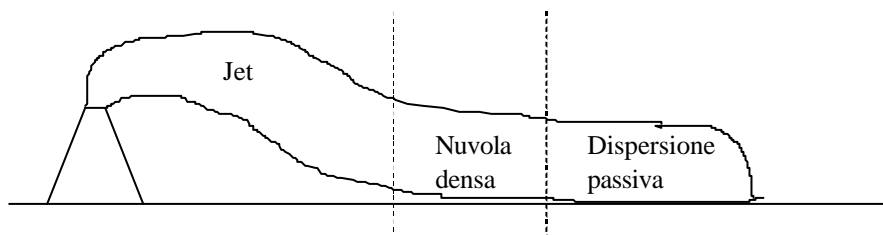


Figura 1.4. Stadi della dispersione

La prima fase è dominata dalla quantità di moto iniziale definita dalle condizioni di rilascio ed è una fase caratteristica dei rilasci da serbatoi pressurizzati. La seconda fase è quella determinata dal comportamento di “nuvola densa” che si manifesta sia a valle dello stadio di jet (una volta che la quantità di moto propria del gas sia diventata trascurabile) sia che a seguito della rottura catastrofica di un recipiente. La terza fase è determinata dal comportamento di rilascio passivo, caratteristico sia delle emissioni di densità prossima a quella dell’aria, sia di nuvole inizialmente dense, la cui densità diventa però paragonabile a quella dell’aria in seguito alla diluizione. Il gas rilasciato accidentalmente può attraversare una o più delle tre fasi suddette, a seconda delle condizioni di rilascio e delle condizioni atmosferiche.

1.1.6.3. Modelli per nuvole con gas più densi dell’aria

Una nuvola densa può manifestarsi anche indipendentemente dalla fase jet a seguito, ad esempio, della rottura catastrofica di un recipiente di contenimento.

Il comportamento di nuvola di gas denso è sostanzialmente differente rispetto a quello di nuvola di densità neutra a causa degli effetti sulla dispersione della nuvola dovuti alla differenza di densità tra la nuvola e l’ambiente circostante. Una nuvola di gas muovendosi in aria si diluisce in quanto una portata d’aria viene inglobata nella nuvola. La portata d’aria intrappolata è funzione principalmente della velocità relativa tra la nuvola e l’ambiente circostante e, quindi, della quantità di moto della nuvola, della turbolenza atmosferica e della velocità di allargamento della nuvola cioè dello “spreading”. Le nuvole di gas denso si differenziano da quelle di densità neutra per la riduzione della portata di aria intrappolata attraverso la parte superiore della nuvola e per l’accentuazione del fenomeno di spreading laterale. In particolare la dispersione della nuvola di gas denso avviene attraverso tre stadi differenti:

- a) slumping gravitazionale;
- b) spreading gravitazionale;
- c) dispersione passiva.

Lo slumping è il fenomeno di diminuzione dell'altezza della nuvola che si manifesta in prossimità della sorgente, provocato dall'azione della forza di gravità sulla nuvola. Nella Figura 1.5 sono mostrati i risultati sperimentali ottenuti da Van Ulden (1974), in termini di altezza della nuvola in funzione della distanza sottovento dalla sorgente. Nella Figura sono inoltre riportati, a scopo comparativo, i valori predetti da un modello di tipo gaussiano.

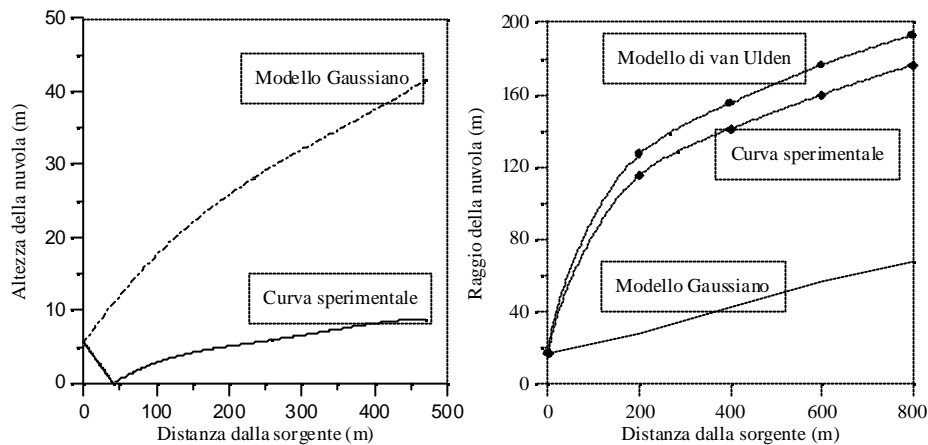


Figura 1.5. Altezza e raggio di una nuvola di gas denso (van Ulden, 1974)

Il fenomeno di slumping gravitazionale si può chiaramente notare nella parte iniziale della curva sperimentale, dove l'altezza della nuvola si riduce fino a diventare prossima a zero. Dopo questa fase iniziale, l'altezza della nuvola aumenta nuovamente con l'aumentare della distanza sottovento dalla sorgente, ma assume valori comunque più bassi di quelli predetti dal modello gaussiano. Quest'ultimo infatti, non tenendo conto della differenza di densità, sovrastima costantemente l'altezza della nuvola. La Figura mostra anche l'andamento del raggio della nuvola in funzione della distanza sottovento dalla sorgente, ottenuto sperimentalmente sempre da van Ulden. Ancora una volta, a scopo comparativo, sono riportati i risultati ottenuti utilizzando un modello gaussiano e quelli relativi al modello di van Ulden descritto nel seguito. Si noti come i valori assunti dal raggio della nuvola siano più alti rispetto a quelli predetti dal modello per nuvole a densità neutra, in corrispondenza di quanto detto a proposito dell'incremento del fenomeno dello spreading laterale. Tali risultati portano alla conclusione che il modello gaussiano sovrastima l'altezza della nuvola di gas denso di un

fattore 5 e sottostima il raggio della nuvola di un fattore circa 3. Alla luce di questi risultati appare evidente che nel caso di nuvola di gas denso il modello gaussiano non è più applicabile se non nella fase finale della dispersione della nuvola, quando, cioè, quest'ultima si è tanto diluita da raggiungere una densità prossima a quella dell'aria. In letteratura sono pertanto riportati numerosi modelli sviluppati per la modellazione della fase di nuvola densa relativa alla dispersione di gas più densi dell'aria. Tali modelli possono essere classificati in:

- Modelli convenzionali modificati ;
- Modelli “box” o “slab” ;
- Modelli tridimensionali (CFD).

I modelli convenzionali modificati sono sostanzialmente i modelli gaussiani nei quali si è introdotta una diversa equazione costitutiva per il coefficiente di diffusione turbolento, al fine di tenere conto degli effetti della densità. Essi non forniscono risultati accurati in quanto non prevedono i fenomeni di slumping e spreading della nuvola. Nei modelli box o slab (modelli a scatola), invece, si assume che la forma della nuvola sia approssimativamente cilindrica e che in ogni sezione trasversale le proprietà siano uniformi.

Il modello proposto da van Ulden (1974), nel caso di rilascio istantaneo, presuppone che una certa quantità di gas denso sia rilasciata istantaneamente in prossimità del suolo trascurando, in prima approssimazione, l'influenza della turbolenza atmosferica e del vento. Assume inoltre che il gas rilasciato generi una nuvola di forma approssimativamente cilindrica caratterizzata da un'altezza h e un raggio r , come mostrato nella Figura 1.6.

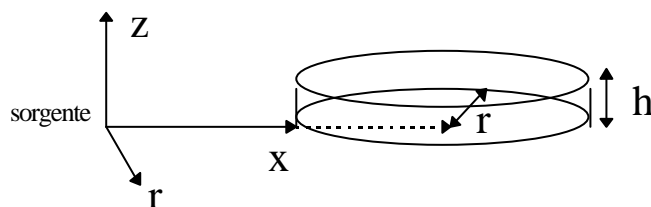


Figura 1.6. Nuvola di gas denso nel caso di rilascio istantaneo (van Ulden, 1974)

La concentrazione della sostanza di interesse all'interno della nuvola varierà in funzione della

variazione del volume della nuvola nel tempo, dovuta all'inglobamento di aria in corrispondenza dei bordi. Ai bordi della nuvola infatti ha luogo un mescolamento con l'aria circostante determinato dalla differenza delle condizioni idrostatiche tra l'interno e l'esterno della nuvola, dovuta alla differente densità. La velocità di allargamento del fronte della nuvola aumenta con l'aumentare della differenza di densità ed il crescere dell'altezza della nuvola. Tale fenomeno, essendo caratterizzato dalla formazione di vortici in corrispondenza dei bordi, è un fenomeno turbolento e dissipativo. Il punto di partenza del modello è quindi la definizione della velocità di espansione u del fronte della nuvola, che è espressa da una relazione analoga a quella adottata nella descrizione dello spreading di un pool liquido.

1.1.6.4. Dispersione passiva: il modello gaussiano

A valle della fase di nuvola densa si può manifestare una fase di dispersione passiva, in genere modellata attraverso il modello gaussiano. La maggior parte dei codici di calcolo esistenti assume arbitrariamente una condizione di transizione da comportamento di nuvola di gas denso a comportamento di dispersione passiva. Ad esempio, in alcuni modelli si prevede per ipotesi che la transizione avvenga quando la differenza di densità relativa tra la nuvola e l'aria circostante è inferiore a 0.001. In particolare la transizione da un modello box, in cui la nuvola è stata modellata come un cilindro di altezza h e raggio r , a un modello di dispersione passiva può essere realizzata utilizzando una sorgente virtuale ad una certa distanza d dal punto di transizione, tale che la massima concentrazione nel pennacchio gaussiano coincida con la concentrazione calcolata attraverso il modello box. La localizzazione della sorgente virtuale così determinata consente la valutazione dei profili di concentrazione gaussiani a valle del punto di transizione.

1.1.6.5. Il modello del jet

Il rilascio di gas densi è spesso iniziato da un jet continuo non confinato di una generica sostanza e dalla successiva formazione di un pennacchio. Il flusso in atmosfera di tale pennacchio può essere diviso in due zone caratteristiche: una di "stabilizzazione" del flusso ed una di flusso "stabilizzato". Per la zona di flusso stabilizzato, il modello certamente più diffuso ed accettato risulta quello proposto da Ooms (1974). Per quanto riguarda invece le caratteristiche della zona di stabilizzazione non sono disponibili in letteratura modelli per il calcolo dei profili di concentrazione e ci si riferisce generalmente ai risultati ottenuti da Keffer

e Baines (1963), che forniscono relazioni empiriche per il calcolo dello spessore della zona δ .

Si assume un sistema di coordinate cartesiane (x,y) con origine all'intersezione tra l'asse del pennacchio e la linea orizzontale, che separa la zona di stabilizzazione del flusso da quella di flusso stabilizzato, e un sistema di coordinate curvilinee (s,r,\mathbf{q}) , dove s è la distanza dall'origine di un generico punto sull'asse del pennacchio, r è la distanza radiale dall'asse del pennacchio in una sezione normale ad esso e \mathbf{q} è l'angolo che l'asse del pennacchio forma con l'orizzontale (Figura 1.7):

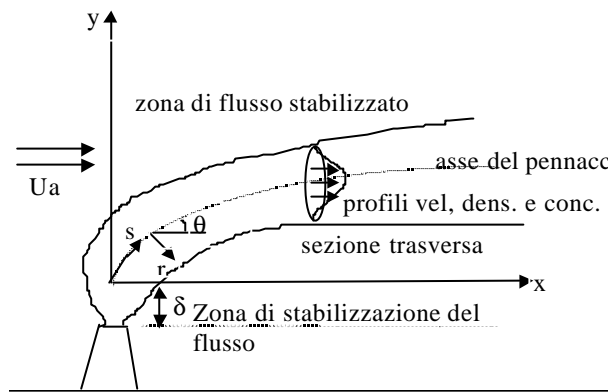


Figura 1.7. Pennacchio da una generica sorgente in quota

Il modello di Ooms prevede la risoluzione delle equazioni per la conservazione di massa, quantità di moto ed energia, assumendo che:

- la velocità media della nuvola, in direzione perpendicolare all'asse del pennacchio, è piccola rispetto alla velocità in direzione longitudinale. Sono quindi trascurabili i flussi secondari perpendicolari all'asse del pennacchio;
- i profili di velocità, densità e concentrazione in ogni sezione perpendicolare all'asse del pennacchio sono simili, a simmetria cilindrica e di forma gaussiana;
- Il trasporto molecolare è considerato trascurabile rispetto al trasporto turbolento e il trasporto turbolento longitudinale (lungo l'asse del pennacchio) è piccolo rispetto al trasporto convettivo longitudinale.

1.2. Bibliografia

- Burgess, D. e Hertzberg, M., Radiation from pool flames, N.H. Afgan and J.M. Beer eds., Heat transfer in flames, 1974.
- CCPS, 1994, Guidelines for evaluating the characteristics of VCEs, Flash Fires and BLEVEs, AiChe, New York.
- Crowl D.A., Louvar J.F., Chemical Process Safety. Fundamental with applications, Prentice Hall, New Jersey, 1990.
- Eggen J.B.M.M., GAME: Development of Guidance for the Application of the Multi-Energy method, TNO-PML, 1995.
- Fauske H.K., Flashing flows or: some practical guidelines for emergency releases, Plant/Operation Progress, 4, 3, 1985, 132-134.
- Hanna, S.R., Drivas, P.J., Chang, J.J., 1996, Guidelines for Use of Vapor Cloud Dispersion Models, 2nd Edition, CCPS American Institute of Chemical Engineering, New York.
- IChemE, The Institution of Chemical Engineers, 1997, IChemE Accident Database, London.
- Johnson, A.D., A Model for predicting thermal radiation hazards from large-scale LNG pool fires, IChemE Symp. Series No. 130:507-524, 1992.
- Keffer J.F. e Baines W.D., The round turbulent jet in a cross-wind, Journal of Fluid Mech., 15, 481-496, 1963.
- Lees F.P., Loss prevention in the process industries, Butterworth-Heinemann, London, 1996.
- Mackay D. e Matsugu R.S., Evaporation rates of liquid hydrocarbon spills on land and water, The Canadian Journal of Chemical Engineering, 51, 434-439, 1973.
- Mudan K.S., Thermal radiation hazards from hydrocarbon pool fires, Progress energy combustion Science, 10, 1984, 59-80.
- Ooms G., Mahieu A.P., Zelis F., The plume path of vent gases heavier than air, 1st International Symposium on Loss Prevention and Safety Promotion in the Process

Industries, The Hague, 1974

Smith J.M. and Van Ness H.C., Introduction to chemical engineering thermodynamics, McGraw-Hill, 1987.

van den Berg A.C., The multy-energy method. A framework for vapour cloud explosion blast prediction, Journal of Hazardous Materials, 12, 1985, 1-10.

van Ulden A.P., On the spreading of heavy gas released near the ground, 1st Int. Symposium on Loss Prevention and Safety Promotion in the Process Industries, 221-226, 1974.

Capitolo II. Impianti di deposito combustibili

2.1. Riferimenti normativi per la progettazione dei depositi di combustibile

Le norme per l'impiego e lo stoccaggio degli oli minerali sono contenute nel Decreto Ministeriale del 31 luglio 1934 e nei relativi aggiornamenti. Tale decreto e successivi decreti e leggi tendenti a regolare la manipolazione e lo stoccaggio di queste sostanze, fanno essenzialmente riferimento alla prevenzione di incendi all'interno di tali depositi di stoccaggio. Per citare un esempio, al titolo IV art.39 del D.M. 1934 si legge: *“Per gli stabilimenti e i depositi di oli minerali deve ottenersi, con la distanza (di sicurezza), la garanzia che, in caso di incendio, il fuoco non possa propagarsi all'esterno, con pericolo per la pubblica incolumità e per il regolare svolgimento dei servizi pubblici”*.

La sicurezza dei depositi di oli minerali, pertanto, sembra a tutt'oggi essenzialmente legata, in termini di legge, al pericolo di incendio, mentre il rischio di esplosione pare attribuito ai soli depositi di GPL, sebbene si faccia cenno alla possibilità che insorgano problemi di diversa tipologia indicati, nel D.M. del 1934, genericamente con il nome di “esplosioni”. Tuttavia dall'analisi storica di incidenti, avvenuti in luoghi in depositi di stoccaggio di liquidi infiammabili, si evince che, pur essendo l'incendio un incidente più frequente, fenomeni di ben altra natura e con conseguenze ben più gravi possono insorgere quando si verificano determinate condizioni. In Tabella 2.1. si riportano alcune informazioni relative a casi di esplosioni avvenute in depositi di stoccaggio di combustibili liquidi negli ultimi decenni. Tali incidenti sono tutti caratterizzati da fuoriuscite accidentali di benzina con formazione di nuvole di vapore che, in conseguenza di un'ignizione, hanno dato luogo a fenomeni esplosivi, caratterizzati dallo sviluppo di un'onda d'urto e da conseguenti incendi. Uno dei principali

rischi presenti nelle installazioni industriali che prevedono lo stoccaggio, la lavorazione ed il trasporto di sostanze infiammabili è, quindi, rappresentato dall'esplosione di nubi di vapore generatesi a seguito del rilascio accidentale di combustibili liquidi o gassosi (Vapour Cloud Explosion, VCE).

Tabella 2.1. Casi di esplosioni avvenute in depositi di stoccaggio di combustibili liquidi a causa dell'ignizione accidentale di nuvole di vapori di benzina (IChemE, 1990; Lechaudel et al., 1995; Lees, 1996; Lenoir e Davenport, 1993).

Anno	Luogo
1951	Stade, Germania
1953	Campana, Argentina
1962	Houston, Texas, USA
1972	San Paolo, Brasile
1975	Rosendaal, Olanda
1977	Baytown, Texas, USA
1981	Saint Herbain, Francia
1983	Newark, New Jersey, USA
1985	Lyttelton, Nuova Zelanda
1985	Napoli, Italia
1986	Portland, Maine, USA
1987	Lione, Francia
1993	Jacksonville, Florida, USA

I depositi di combustibili sono particolarmente predisposti all'insorgere di VCE. Essi sono infatti in genere caratterizzati da un forte congestionamento geometrico, che facilita lo sviluppo della combustione in regime turbolento ed è, quindi, responsabile della formazione di un'onda d'urto con caratteristiche fisiche (pressione di picco, impulso) tali da provocare un impatto devastante sia all'interno dell'area industriale che sull'ambiente circostante. La particolare rilevanza dei danni e la relativa frequenza delle VCE in aree di stoccaggio di liquidi infiammabili e combustibili rendono quindi evidente la necessità, già nella fase di progettazione, di riferirsi a tale tipo di incidenti (IChemE, 1997; Lees, 1996). Una giusta considerazione di tale problema è d'altra parte presente in molti enti internazionali e compagnie assicuratrici, che hanno elaborato opportune linee guida. Esse forniscono in

genere suggerimenti relativi alla configurazione e valori delle distanze minime tra le varie unità e componenti dell'impianto industriale. E', inoltre, sempre presente un esplicito richiamo al fatto che, nel caso venga eseguita un'analisi "ad hoc" per il progetto in questione, i valori delle distanze sono da considerarsi come indicativi. Lo studio delle esplosioni gassose è pertanto di grande interesse nell'ambito della sicurezza civile ed industriale ed una descrizione dettagliata di questo tipo di fenomeno è indispensabile al fine di prevedere e, per quanto possibile, mitigare le conseguenze di esplosioni gassose derivanti da rilasci accidentali di sostanze infiammabili. La valutazione delle conseguenze di VCE è oggi generalmente effettuata ricorrendo a metodologie di calcolo semplificate quali i metodi TNT-equivalente e Multi-Energy (van den Berg, 1985). Questi metodi, come descritto nel precedente capitolo, forniscono risultati spesso approssimati in quanto sono basati sull'equivalenza tra l'energia generata dalla combustione di un gas miscelato con aria e l'energia rilasciata puntualmente da una carica di Trinitrotoluene (TNT). Più recentemente, per lo studio di tali fenomeni, sono stati utilizzati modelli fluidodinamici computerizzati basati sulla risoluzione delle equazioni di conservazione di massa, energia e quantità di moto nelle tre dimensioni. Tali codici, denominati Computational Fluid Dynamics (CFD), sono integrati con modelli per la descrizione della turbolenza e della combustione e consentono di studiare la propagazione del fronte di fiamma in sistemi complessi aperti o confinati dalla geometria del sito e dalla reattività della miscela aria-combustibile.

Nell'ambito di questa tesi di dottorato ci riferiremo ad una installazione tipica della realtà italiana dal punto di vista delle caratteristiche climatiche e topografiche², e progettata seguendo le indicazioni della vigente normativa nazionale. Si è supposto, inoltre, che l'impianto sia un deposito costiero di combustibili liquidi di tipo commerciale, non collegato, cioè, ad alcuna attività produttiva e/o di trasformazione presente nello stesso sito. L'installazione è quindi essenzialmente costituita da serbatoi (tanks) e dalle strutture necessarie alla manipolazione ed alla distribuzione dei prodotti. Il trasporto dei prodotti da e per il deposito avviene attraverso i collegamenti ad una darsena petroli e ad una linea ferroviaria. Il deposito considerato è di forma rettangolare con superficie totale di circa

² L'impianto si intende localizzato nel sito di Altavilla Irpina (AV). Tale sito è all'interno dell'*area test* del progetto V.I.A. ed è classificato in prima categoria sismica nel 2003.

30000 m², di profilo topografico pianeggiante e con direzione prevalente del vento verso Nord-Est. La capacità complessiva del deposito è pari a circa 60.000 m³ mentre i combustibili da depositare e le relative quantità sono riportate in Tabella 2.2.

Tabella 2.2. Tipologia e quantitativi dei combustibili presenti nel deposito.

Liquido depositato	Categoria	Classe NFPA	Capacità totale (m ³)
Benzine	A	I	20000
Petrolio	B	II	10000
Kerosene	B	II	2000
Gasolio	C	III	12000
Oli combustibili	C	III	20000

La normativa italiana relativa alle norme di sicurezza per la lavorazione, l'immagazzinamento, l'impiego, la vendita ed il trasporto degli oli minerali fa riferimento, ancora oggi, al Decreto Ministeriale del 31/7/1934 e successive modifiche e deroghe. Tale Decreto fornisce anche indicazioni particolari circa la disposizione relativa e le distanze tra diverse unità ("spacing") di un'area di stoccaggio, allo scopo di garantire un adeguato livello di sicurezza nei confronti di incendi. Numerosi enti e istituti nazionali ed internazionali quali NFPA (National Fire Protection Association), IRI (Industrial Risk Insurers), IP (Institute of Petroleum), API (American Petroleum Institute), VV.F. (Vigili del Fuoco), compagnie petrolifere (MOBIL, SHELL ARAMCO, EXXON) e società di ingegneria (SFPE, Society of Fire Protection Engineers) hanno, d'altra parte, elaborato un elevato numero di standard, codici e linee guida per la determinazione, tra l'altro, delle distanze minime da adottare tra le diverse strutture di un impianto. Successivamente, quindi, pur avendo considerato le prescrizioni fornite dalla normativa italiana, si farà cenno ai punti comuni e alle differenze con le indicazioni fornite da codesti enti internazionali.

2.2. Gli oli minerali: le Normative per lo stoccaggio

2.2.1. Classificazione degli oli minerali

Le modalità di stoccaggio degli oli minerali sono strettamente legate alle caratteristiche di questi liquidi, che vengono suddivisi in base al loro punto di infiammabilità (*flash point*)³. Si riportano di seguito la classificazione vigente in Italia e quella dovuta a NFPA⁴, alla quale si rifanno IRI e API (IRI, 1991; API, 1984).

2.2.1.1. La normativa italiana

Il D.M. 31/7/1934 raggruppa gli oli minerali in tre categorie:

- *Categoria A* (liquidi i cui vapori possono dar luogo ad esplosioni): punto di infiammabilità inferiore a 21°C;
- *Categoria B* (liquidi infiammabili): punto di infiammabilità compreso tra i 21°C e i 65°C;
- *Categoria C* (liquidi combustibili): punto di infiammabilità superiore ai 65°C.

I depositi per lo stoccaggio di oli minerali vengono classificati sulla base della categoria e della quantità totale dei liquidi contenuti (potenzialità del deposito). La potenzialità viene riportata in *equivalenti di benzina* e viene calcolata come somma dei volumi di ogni tipo di liquido, ciascuno moltiplicato per un fattore che tiene conto della pericolosità del prodotto. Il deposito qui considerato è classificato secondo la normativa italiana come deposito misto di classe I per liquidi di categoria A, B e C. Più avanti si farà, pertanto, riferimento alle disposizioni esistenti per tale tipo di deposito⁵.

² Si intende la temperatura alla quale bisogna portare un combustibile affinché questo emetta vapori combustibili in quantità tale da incendiarsi in presenza di un innesco, sia esso fiamma o scintilla (DM 1934). La benzina e il gasolio hanno, rispettivamente, punti di infiammabilità pari a -12 °C e 85 °C.

⁴ IP raggruppa gli oli minerali in tre classi i cui valori di soglia per il punto di infiammabilità sono 21°C e 55°C. (IP, 1981).

2.2.1.2. Le linee guida NFPA

NFPA distingue i liquidi infiammabili, di classe I, da quelli combustibili, di classe II e III. Vengono definiti infiammabili i liquidi aventi punto di infiammabilità inferiore a 37.8°C e una pressione di vapore saturo, a questa temperatura, non superiore ai 40 psi (2.72 atm). Si definiscono combustibili i liquidi con punto di infiammabilità superiore ai 37.8°C e tra questi sono di classe II quelli con punto di infiammabilità inferiore ai 60°C e di classe III i rimanenti (NFPA, 1987).

2.2.2. Stoccaggio degli oli minerali

Un'area di stoccaggio combustibili è costituita da una zona per i serbatoi, una zona per le attrezzature che permettono il prelievo e la distribuzione dei liquidi stoccati e da una zona adibita agli uffici per la gestione ed ai servizi per i lavoratori. Di fondamentale importanza è, poi, la presenza di sistemi di sicurezza e una stazione antincendio, dotata di opportuna riserva d'acqua. In termini di sicurezza, i punti critici del deposito, a cui dedicheremo particolare attenzione, sono i reparti travaso e i serbatoi. Questi ultimi, vengono classificati, in base alle loro caratteristiche costruttive, in serbatoi a tetto fisso e a tetto galleggiante.

Una buona configurazione e una sufficiente distanza consentono di raggiungere i seguenti obiettivi:

- Limitazione dei danni da esplosioni accidentali: le sovrappressioni conseguenti ad una esplosione decrescono generalmente in maniera rapida con la distanza dal punto di ignizione;
- Limitazione degli effetti del calore irradiato prodotto da un eventuale incendio: il calore irraggiato da un serbatoio in fiamme può generare un innalzamento della temperatura del liquido contenuto in un serbatoio adiacente fino a creare al suo interno pressioni tali da provocarne l'esplosione (*bleve*)⁶;

⁵ Tra le linee guida considerate, soltanto la normativa italiana effettua una classificazione dei depositi in base alla capacità.

⁶ Numerose sono le misure che si adottano allo scopo di scongiurare i cosiddetti "effetti domino" quali ad esempio gli irroratori sulla superficie esterna dei serbatoi e la verniciatura della stessa con tinte ad elevato potere riflettente.

- Limitazione degli effetti della dispersione: in ambienti molto confinati la dispersione dei gas densi avviene con difficoltà. L'aumento della distanza tra i serbatoi agevola la diluizione dei vapori fino a concentrazioni inferiori ai limiti di infiammabilità;
- Accessibilità per le operazioni di esercizio, ispezione, manutenzione, emergenze.

L'esigenza di un'abbondante distanza è controbilanciata dall'aumento dei costi di installazione e di esercizio dovuti, tra l'altro, alla necessità di maggiore superficie, tubazioni più lunghe, maggiori perdite di carico e, quindi, sistemi di pompaggio più potenti. Pertanto, se da un lato esigenze di sicurezza consigliano grosse distanze, dall'altro necessità economiche impongono l'utilizzo delle minime distanze possibili⁷. E' compito del progettista, quindi, trovare un giusto equilibrio tra i due fattori. Anche la direzione media del vento, il clima e le caratteristiche topografiche del sito, sono fattori determinanti ai fini della definizione della configurazione del deposito. IRI raccomanda che la disposizione dei serbatoi all'interno del deposito rispetti le seguenti regole:

- vengano posti sottovento rispetto alle altre unità (uffici, etc.): in tal modo, l'eventuale formazione di una nube di vapori infiammabili interesserà una zona a bassa probabilità di ignizione e, soprattutto, lontana dagli edifici frequentati dal personale;
- il piano di appoggio si trovi al di sotto del piano di campagna medio del deposito;
- serbatoi contenenti diversi tipi di liquidi non devono essere raggruppati nell'ambito dello stesso bacino di contenimento ("*catch basin*");
- devono essere disposti in righe (al massimo due) e adiacenti a strade accessibili ai mezzi di soccorso;
- l'utilizzo di tubazioni, manichette, flange deve essere ridotto al minimo quando poste all'interno dei bacini di contenimento.

⁷ Le minime distanze applicabili sono, ovviamente, quelle ammesse dalla legge.

2.2.2.1. La normativa italiana

Secondo il D.M. 1934 i depositi di oli minerali devono essere circondati da un recinto, in muratura o in rete metallica, alto non meno di 2.50 m. Lo spazio tra diverse unità di un deposito di stoccaggio combustibili fa riferimento alla lunghezza di un parametro definito “zona di protezione” (distanza minima tra il recinto e i serbatoi dell’area di stoccaggio) ed alla distanza di sicurezza rispetto ai fabbricati esterni. Per depositi di classe I si ha, ad esempio:

Tabella 2.3. Zona di protezione e distanza di sicurezza per depositi di classe I.

Categoria liquido	Zona di protezione, m	Distanza di rispetto tra i fabbricati esterni ed i	
		Serbatoi, m	Magazzini e locali travaso, m
Cat. A	20	75	25
Cat. B	10	50	15
Cat. C	3	4	5

I locali delle pompe⁸ usate per le diverse categorie di liquidi devono essere disposti all’esterno dei bacini di contenimento dei serbatoi⁹ e possono essere posizionati anche nelle vicinanze dei locali di travaso. I fabbricati con caldaie a vapore, le officine riparazione fusti, la falegnameria, i magazzini legnami per imballaggio e le abitazioni devono trovarsi ad una distanza dai serbatoi e dai locali di travaso pari al doppio della zona di protezione. I fabbricati per la trasformazione dell’energia elettrica, per lavorazioni accessorie, le autorimesse e gli uffici devono trovarsi ad una distanza dai serbatoi e dai locali di travaso, pari alla zona di protezione (Figura 2.1.). Per i fabbricati esterni si ha invece quanto rappresentato dalla Figura 2.2.

⁸ Per le pompe non azionate da motore a scoppio non sono prescritte distanze minime.

⁹ Testo modificato dal D.M. 12/5/1937

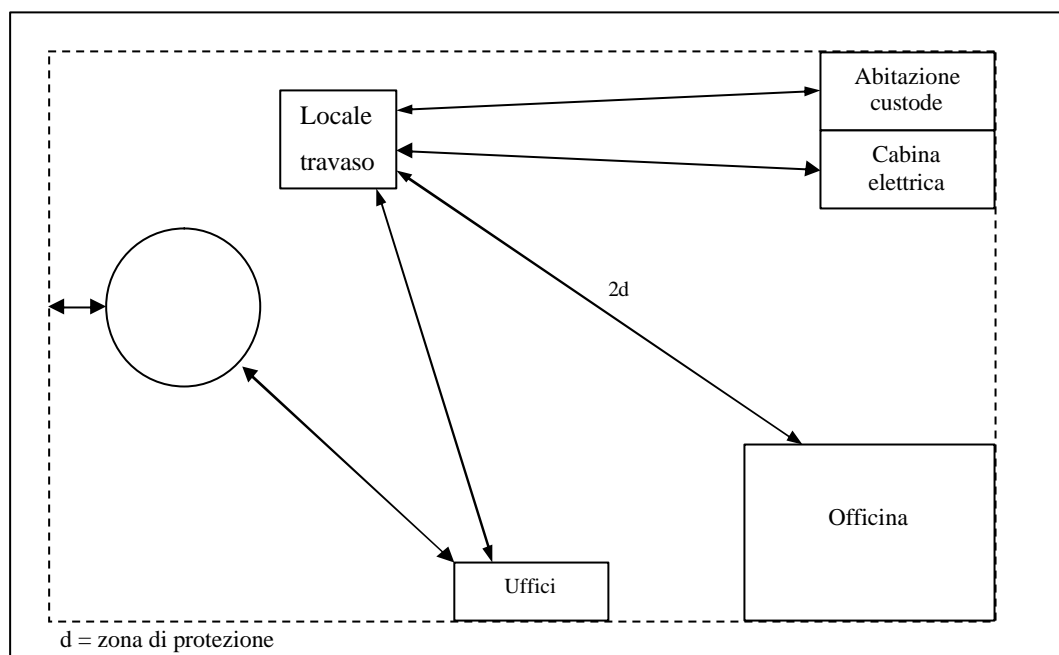


Figura 2.1. Distanze minime tra le unità di un deposito di combustibili secondo la normativa italiana.

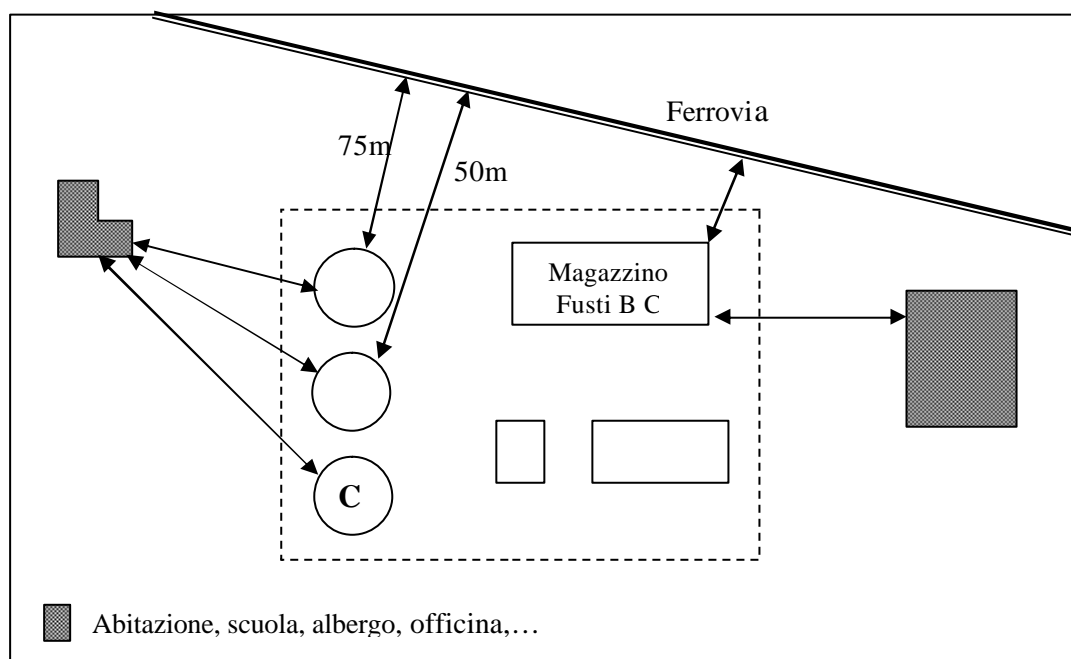


Figura 2.2. Distanze minime tra le unità di un deposito di combustibili e i fabbricati esterni all'installazione, secondo la normativa italiana.

Per quanto riguarda il reparto di travaso¹⁰, non richiedono distanza reciproca i locali destinati

¹⁰ Mentre il D.M. 31/7/1934 fa riferimento esclusivamente ai locali di travaso, nella Circolare del Ministero dell'interno dell'11/5/1978 viene introdotta la definizione di "reparto di travaso", costituito dai locali di travaso per i fusti e le pensiline di carico e scarico delle autobotti e cisterne ferroviarie.

al riempimento dei fusti e le pensiline di carico e scarico delle autocisterne e delle ferrocisterne.

Tabella 2.4. Distanze minime relative ai reparti di travaso.

	Dalla recinzione (m)	Da unità di tipo ¹¹ (m):		Dal più vicino serbatoio (m)	
		A	B	Cat. A e B	Cat. C
Locale travaso	20	40	20		
Pensilina	18	15	10	10	5

2.2.2.2. Le linee guida IRI

Le prescrizioni di IRI in merito alle distanze tra le varie unità componenti il deposito sono schematizzate nella Tabella 2.5. in cui, ove disponibili e confrontabili, sono indicati i valori suggeriti da NFPA e quelli adottati da ARAMCO (1982), MOBIL (1990), EXXON (1983), SFPE (1990), Mecklenburgh (1985). Sono inoltre presenti alcune delle distanze dovute alla normativa italiana e, allo scopo di creare un confronto con un'altra normativa nazionale, quelle previste dalla legge francese. Da tale Tabella si può facilmente constatare quanto le direttive di IRI siano di fatto le più rigide e quanto le distanze imposte dalla normativa francese siano più o meno vicine, ma sempre superiori, a quelle dettate dal nostro D.M. 1934. Si noti, inoltre, che, mentre per IRI e per la legge italiana si fa distinzione tra le diverse classi di liquidi stoccati, secondo tutti gli altri la distanza è la stessa qualunque sia il contenuto dei serbatoi.

¹¹ Unità di tipo "A": fabbricati con caldaie a vapore, officine riparazione fusti, falegnameria e magazzini legnami per imballaggio, abitazioni. Unità di tipo "B": fabbricati per la trasformazione dell'energia elettrica, per lavorazioni accessorie, autorimesse e uffici.

Tabella 2.5. Distanze tra le diverse unità componenti il deposito¹² (Inter-unit spacing). Le misure sono espresse in metri. *: si veda la Tabella 2.6.

Edifici di servizio		Cabine elettriche		Utility areas		Locali pompe (pompe non azionate da motori a scoppio)		Area di stoccaggio liq. classe I (Cat. A)		Area di stoccaggio liq. classe II e III (Cat. B e C)		Pensiline di carico e scarico		Stazione e pompe antincendio	
8		15		30		15		45/60		30		45		8.5	
30		45		60		45		30		45		9		8	
20		45		30		15		30		45		np		20	
1/6D		60		45		60		60		60		*		60	
75		60		60		75		60		75		60		75	
20		20/40		75		20		15/40		20		60		60	
1/6D		60		30		60		30		60		60		60	
75		60		60		75		60		75		60		75	
10		20/40		75		10		15/40		20		60		60	
60		60		60		45		45		45		45		30	
60		60		60		60		60		75		60		75	
10/15		15/20		60		10/15		60		10/15		20/60		20	
15		8		15		60		45		60		45		60	
15		8		15		60		60		100		60		60	
30		60		5/30		60		5/30		60		5/30		60	
60		60		60		60		60		60		60		60	
60		60		60		60		60		60		60		60	
60		60		60		60		60		60		60		60	
45		45		45		45		45		45		45		45	
30/50		45		1		1		1		1		1		1	

NFPA	MOBIL	EXXON
IRI	ARAMCO	Mecklenburgh
D.M. '34	Norme francesi	SFPE

2.2.2.3. Le linee guida IP

Per quanto concerne le distanze tra i serbatoi e le altre strutture del deposito, IP prescrive che tra un serbatoio e una pensilina di carico, un locale di travaso o un edificio non

¹² E' da tener presente che le seguenti distanze sono state estrapolate da una più generale Tabella riferita non ad un semplice deposito né ad una raffineria od impianto petrolchimico ma a un qualsiasi stabilimento chimico.

contenente una sorgente fissa di ignizione, la minima distanza ammissibile è 15 m per serbatoi a tetto fisso e 10 m per quelli a tetto galleggiante.

2.2.3. Tipologia e distanze di sicurezza tra i serbatoi

In questo lavoro, di seguito, supporremo il deposito composto esclusivamente da serbatoi atmosferici, fuori terra ed equipaggiati con dispositivi di sicurezza ordinari¹³. Secondo la normativa italiana¹⁴ i serbatoi destinati a contenere liquidi di categoria A e B devono essere a tetto galleggiante quando la loro capacità geometrica supera i 1500 mc. IRI consiglia serbatoi a tetto galleggiante per lo stoccaggio di liquidi di classe I (classificazione NFPA) e di liquidi di classe II, qualora la capacità del singolo serbatoio superi i 47700 m³. Per quel che concerne le distanze tra i serbatoi, sono prese in considerazione, oltre alla nostra legge, le prescrizioni di IRI, NFPA e IP.

2.2.3.1. La normativa italiana

Tra i serbatoi di un deposito di classe I⁵ deve intercedere una distanza pari alla zona di protezione se essi sono disposti su più linee, alla metà di questa, se sono situati su una sola linea. Tale distanza non può, comunque, essere inferiore a 1.50 m.

2.2.3.2. Le linee guida NFPA

A differenza della normativa italiana, che fa riferimento esclusivamente al tipo di liquido trattato, le distanze consigliate da NFPA, IRI, IP dipendono anche dalle dimensioni e dal tipo dei serbatoi interessati¹⁶. Per serbatoi di diametro inferiore ai 46 m la distanza minima tra serbatoi (distanza “*shell to shell*” ovvero mantello-mantello) deve essere pari a 1/6 della somma dei diametri dei serbatoi adiacenti e comunque mai inferiore a 0.9 m. Una distanza maggiore, tuttavia, è consigliata quando i serbatoi sono raggruppati in tre o più file (per

¹³ Vengono così indicati i serbatoi fuori terra dotati di normali sfiatatoi con reticella tagliafiamma e privi di dispositivi speciali quali gasometro, tubo di equilibrio, valvola automatica di pressione e depressione; i serbatoi equipaggiati, invece, con questi dispositivi vengono definiti a “sicurezza di III grado”, con notevole diminuzione della zona di protezione e delle distanze di sicurezza.

¹⁴ Circolare 132 del 22/12/1962.

¹⁵ Quando i depositi misti contengono anche liquidi di categoria C, per i serbatoi e i magazzini adibiti allo stoccaggio di questi si applicano le zone di protezione e le distanze pertinenti alle classi VIII (e IX).

¹⁶ Per le classi di liquidi considerati per il nostro deposito, NFPA non prescrive distanze distinte.

esigenze antincendio).

2.2.3.3. Le linee guida IRI

In merito alle distanze serbatoio-serbatoio, IRI distingue sia tra le dimensioni dei serbatoi che tra le classi di liquidi contenuti. In Tabella 2.6. sono riportate le indicazioni relative.

2.2.3.4. Le linee guida IP

Come per NFPA, anche IP non fa distinzione tra i diversi tipi di liquidi stoccati ma si riferisce esclusivamente alle dimensioni e alle caratteristiche dei serbatoi (IP, 1993). Tra serbatoi a tetto fisso o con tetto galleggiante interno, la minima distanza da rispettare non è mai superiore ai 15 m e comunque non inferiore ai 10 m. Per serbatoi a tetto galleggiante di diametro inferiore ai 45 m, la minima distanza è 10 m ma per petrolio greggio può essere utilizzato anche una distanza pari a 0.3 volte il diametro del serbatoio più grande. Anche tra un serbatoio a tetto fisso e uno a tetto galleggiante la minima distanza ammissibile è di 10 m.

Tabella 2.6. Distanze minime tra i serbatoi di un'area di stoccaggio secondo IRI (1991). D = diametro del serbatoio più grande; C = capacità (1 b = 159 litri).

Tetto galleggiante C<3000 b (480 m ³)	Tetto galleggiante 3000b<C<10000b (480<C<1590 m ³)	Tetto galleggiante 10000b<C<300000b	Tetto galleggiante C>300000b (Jumbo)	Tetto fisso Prodotti di classe II e III 10000b<C<300000b	Prodotti di classe I (o classe II e III a T>93°C) 10000b<C<150000b (1590<C<23590 m ³)
0.5 D	0.5 D	1 D	1 D	0.5 D	1 D
0.5 D	0.5 D	1 D	1 D	1 D	1 D
1 D	1 D	1 D	1 D	1 D	1 D
1 D	1 D	1 D	1 D	0.5 D	1 D
0.5 D	0.5 D	1 D	1 D	1 D	1 D
1 D	1 D	1 D	1 D	1 D	1 D

2.2.4. Bacini di contenimento

Allo scopo di contenere in un volume ben delimitato il liquido che fuoriesce da un serbatoio danneggiato, ciascun serbatoio deve essere circondato da un bacino di contenimento di volume appropriato.

2.2.4.1. La normativa italiana

I serbatoi fuori terra devono essere circondati da bacini di contenimento¹⁷. I muri o argini contenitori del bacino non devono presentare alcuna apertura e non devono superare i 4 m di altezza. Inoltre, l'altezza del serbatoio non deve superare di 12 m quella del bacino. Per i liquidi di cat. A si distinguono due casi:

- Serbatoi di capacità $V > 250 \text{ m}^3$: devono avere ciascuno il proprio bacino di capacità V_b pari a quella del serbatoio ($V_b = V$);
- Serbatoi di capacità $V < 250 \text{ m}^3$: possono essere raggruppati in un unico bacino fino a raggiungere una capacità totale V_{tot} massima di 1500 m^3 , mantenendo fra loro una distanza di m 5; in tal caso deve essere $V_b = 1/2 V_{\text{tot}}$.

I serbatoi per liquidi di cat. B possono essere raggruppati in un unico bacino di contenimento fino a raggiungere la capacità complessiva di 12000 m^3 e devono essere posti a una distanza compresa tra i 5 e i 10 m. Il bacino deve avere una capacità $V_b = 1/3 V_{\text{tot}}$. Per gli oli combustibili e lubrificanti non occorrono, di norma, bacini di contenimento ma l'area su cui sorgono deve essere recintata da muro o da un argine. Qualora questo bacino venisse prescritto, la sua capacità totale dovrebbe essere pari alla quarta parte di quella complessiva effettiva dei serbatoi.

2.2.4.2. Le linee guida NFPA

Riguardo ai bacini di contenimento, NFPA prescrive che:

¹⁷ Testo modificato dal D.M. 12/5/1937.

- la capacità del bacino di contenimento deve essere non inferiore al massimo volume di liquido che può essere rilasciato dal più grande serbatoio presente all'interno del bacino¹⁸.
- le pareti del bacino devono avere una altezza media di 1.8 m rispetto al piano interno ma tale altezza può essere incrementata quando il bacino è provvisto di attrezzature per l'accesso ai serbatoi in casi di emergenza o per ordinari controlli e per l'uscita di sicurezza.
- la minima distanza tra i serbatoi e lo spigolo della parete interna è 1.5 m.
- un bacino contenente due o più serbatoi deve essere suddiviso (preferibilmente da canali di scolo o da muretti interni) per evitare riversamenti da serbatoi adiacenti danneggiati all'interno dello stesso.
- per petrolio in serbatoi a tetto fisso o a tetto galleggiante, occorre una suddivisione per ogni serbatoio con capacità maggiore di 1600 m³ o, nel caso di serbatoi più piccoli, per gruppi di serbatoi fino a una capacità totale di 2400 m³.

2.3. La configurazione sottoposta a verifica

La configurazione del deposito di combustibili è stata definita tenendo conto delle minime distanze imposte dalla normativa italiana. Le caratteristiche del sito individuato per l'installazione del deposito vengono riportate in Tabella 2.7. mentre per il tipo ed il quantitativo di combustibile si è fatto riferimento alla Tabella 2.2.

Tabella 2.7. Caratteristiche del deposito di combustibili.

		Tipo di ubicazione	Costiero
Caratteristiche del sito	Potenzialità		60000 m ³ circa
	Categoria dei liquidi		Mista (cat. A, B e C)
	Superficie		30000 m ²
	Topografia		Essenzialmente pianeggiante
	Morfologia		Rettangolare
	Direzione media del vento		verso Nord-Est

¹⁸ Ovviamente, la capacità del bacino deve essere calcolata considerando la presenza degli altri serbatoi.

Allo scopo di evidenziarne le differenze, nel corso della descrizione delle caratteristiche del deposito progettato sarà effettuato un confronto tra le prescrizioni del D.M. 1934 e le indicazioni fornite da IRI, NFPA e IP. Di seguito si riportano le considerazioni in base alle quali è stata definita la configurazione dell'area di stoccaggio. Le caratteristiche dei serbatoi sono riportate in Tabella 2.8.

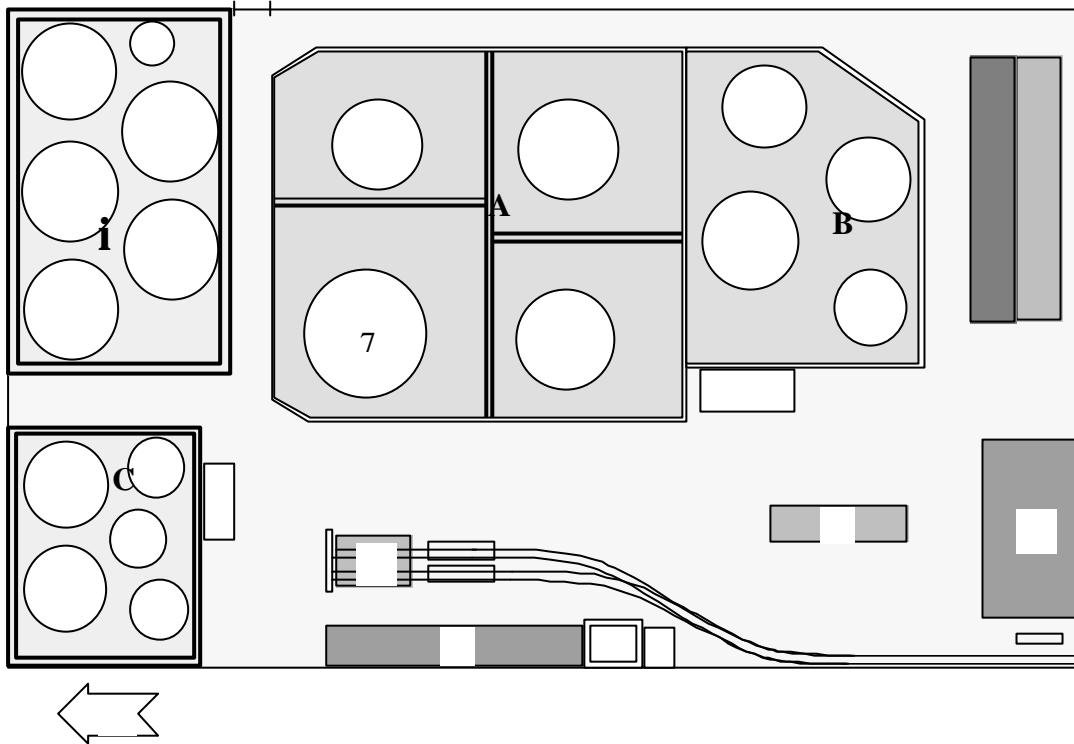


Figura 2.3. Configurazione del deposito di combustibili.

Legenda unità
Serbatoi contenenti liquidi di cat.A
Serbatoi contenenti liquidi di cat.B
Serbatoi contenenti liquidi di cat.C
Pensiline di carico autobotti
Pensiline di carico ferrocisterne
Uffici, abitazione custode, dogana
Servizi Dipendenti

2.3.1. Spazio intercorrente tra i serbatoi

In merito alle distanze tra i serbatoi non è possibile effettuare un confronto generale tra la normativa italiana e le indicazioni di IRI, NFPA e IP in quanto, come si è visto, sono diversi i parametri in base ai quali le distanze vengono determinate. In relazione alla specifica configurazione rappresentata in Figura 2.3. si può però affermare che le prescrizioni della legge italiana mostrano elementi di affinità con le indicazioni di IRI. Le distanze minime prescritte da IP sono invece inferiori a quelle prescritte dalla nostra normativa, mentre NFPA fornisce le prescrizioni meno restrittive. Tra due serbatoi a tetto galleggiante del diametro di 20m (serbatoi 8 e 9 della configurazione di Figura 2.3.), ad esempio, IRI e il D.M. 1934 prescrivono entrambi una distanza pari a 20 m mentre NFPA prescrive una distanza di 6.7 m. Tra i serbatoi 7 (24 m di diametro) e 8 del nostro deposito, invece, la normativa italiana continua a prevedere una distanza di 20 m, IRI ne richiede una di 24 m ed NFPA solo 7.2 m. Per serbatoi a tetto fisso il D.M. 1934 consente, per i liquidi di cat. B, una distanza che va dai 5 ai 10 m per serbatoi del volume superiore ai 500 m³, mentre IRI, che non distingue tra liquidi di classe II e III, prescrive una distanza “shell to shell” pari a ½ del diametro del serbatoio più grande. Per i liquidi di cat. C, la normativa italiana permette, infine, una distanza tra i serbatoi di 3m contro i 10m voluti da IRI¹⁹, mentre le distanze consigliate da NFPA variano, in dipendenza dalle dimensioni dei serbatoi del deposito ipotizzato, tra i 5 e i 6.6 m.

Tabella 2.8. Descrizione dei serbatoi presenti nel deposito combustibili

(* TF: tetto fisso; TG: tetto galleggiante).

Elenco serbatoi						
N°	C (m ³)	D (m)	H (m)	Tipo *	Prodotto	Cat.
1	4000	20	13	TF	Olio combustibile	C
2	4000	20	13	TF	Olio combustibile	C
3	4000	20	13	TF	Olio combustibile	C
4	4000	20	13	TF	Olio combustibile	C
5	4000	20	13	TF	Olio combustibile	C
6	724	9.6	10	TF	Olio lubrificante	C

¹⁹ Si tenga presente che le distanze volute da IRI sono le stesse per i liquidi di entrambe le categorie B e C.

7	6785	24	15	TG	Benzina	A
8	4700	20	15	TG	Benzina	A
9	4700	20	15	TG	Benzina	A
10	3817	18	15	TG	Benzina	A
11	2720	17	12	TF	Petrolio	B
12	2720	17	12	TF	Petrolio	B
13	3770	20	12	TF	Petrolio	B
14	2100	15.6	11	TF	Kerosene	B
15	4000	20	13	TF	Gasolio	C
16	4000	20	13	TF	Gasolio	C
17	1130	12	10	TF	Gasolio	C
18	2400	16	12	TF	Gasolio	C
19	1130	12	10	TF	Gasolio	C

2.3.2. Bacini di contenimento

Le prescrizioni relative ai bacini di contenimento riguardano esclusivamente il volume di questi, senza fare riferimento alla superficie del bacino. Un bacino molto profondo consentirebbe l'avvicinamento dei serbatoi e, quindi, un risparmio in termini di spazio, di tubazioni esposte e di costi di esercizio. D'altro canto ciò porterebbe alla costruzione di muri di maggiore altezza, i quali aumenterebbero il grado di confinamento cui sarebbe sottoposta una eventuale nuvola di vapore formatasi nell'area. Tuttavia l'estensione dell'area del bacino, pur permettendo la costruzione di muri più bassi e un benefico aumento delle distanze, nel contempo aumenterebbe la superficie di evaporazione del liquido eventualmente fuoriuscito da un serbatoio danneggiato. Il dimensionamento dei bacini di contenimento è, inoltre, vincolato da vari fattori quali le distanze minime tra i serbatoi, la necessità di disporre di strade e accessi alle varie zone del deposito, le distanze dal confine e dalle altre unità. Occorre infine ricordare che la parete del bacino non deve eccedere i 4 m in altezza mentre i serbatoi non devono superare di 12 m l'altezza del muro di contenimento.

Ponendo i serbatoi ad una distanza reciproca pari a quella minima consentita dalla legge, sulla base delle considerazioni precedenti, sono stati considerati quattro bacini di contenimento per le benzine con altezza pari a 3.2 m e, per i liquidi di cat. B, un unico bacino di contenimento con altezza di 2 m. La base di detti bacini di contenimento è posta due metri

sotto il piano campagna. I bacini ospitanti i serbatoi dei liquidi di cat. C, infine, sono posti sul piano di campagna.

2.3.3. Distanze tra le unità dell'area di stoccaggio

Le distanze tra le unità dell'area di stoccaggio del nostro deposito rispettano la normativa italiana, ma occorre far notare che, mentre per la distanza tra i serbatoi del deposito definito, le prescrizioni della normativa italiana si sono mostrate più o meno concordanti con quanto dettato da IRI, non si può sicuramente fare la stessa affermazione in merito alle distanze tra le diverse unità componenti il deposito. A tal riguardo, infatti, le distanze prescritte dalla legge italiana sono talvolta notevolmente inferiori a quelle dettate da IRI (si veda la Tabella 2.5.). Per un deposito analogo al nostro, rispettando le distanze di IRI, si dovrebbe ad esempio disporre di una superficie almeno doppia rispetto a quella attuale.

2.3.4. La configurazione del deposito

L'intera struttura è suddivisibile in blocchi, di forma approssimativamente rettangolare. La recinzione è costituita da un muro in cemento alto 4 m e spesso 60 cm e, oltre all'ingresso principale, sono presenti quattro aperture di emergenza e una per il passaggio dei carri ferroviari. In base alla direzione media del vento, i serbatoi sono stati posizionati sui lati Nord ed Est, mentre gli edifici e le altre unità frequentate dal personale si trovano sui lati Ovest e Sud. In particolare, nell'angolo Sud - Est è prevista l'ubicazione del magazzino fusti, che copre una superficie di circa 1000 m², dotato di un locale adibito al travaso degli oli negli appositi fusti. Sul confine Sud si trova l'edificio principale che ospita gli uffici, la dogana, l'abitazione del custode e la mensa mentre un altro edificio, posto sul confine Ovest, è adibito ai servizi per i dipendenti e alla stazione antincendio. I serbatoi sono disposti su più righe e sono stati distanziati di una quantità pari alla zona di protezione, nel rispetto della normativa nazionale.

2.3.4.1. *Serbatoi*

I blocchi contrassegnati con la lettera "C" sono quelli relativi allo stoccaggio dei liquidi di Cat. C. La distanza tra i serbatoi e il confine è la minima ammissibile, cioè pari alla relativa

zona di protezione (3 m), come anche, essendo i serbatoi disposti in più file, quella “shell to shell” tra i serbatoi. Questi sono installati sul piano campagna e circondati, sebbene non vi siano specifiche prescrizioni di legge, da un muretto stagno dell’altezza pari a 80 cm e largo 60 cm. I due gruppi di serbatoi, uno contenente oli combustibili e l’altro contenente gasolio, sono circondati ognuno dal proprio argine e separati da una strada larga 10 m, per 1 m occupata da tubazioni, che termina in una delle 5 uscite. A confine con uno dei due blocchi, non essendoci particolari prescrizioni in merito alle distanze tra serbatoi e locali pompe, è posta la sala di pompaggio dei prodotti neri, nella quale convergono le tubazioni provenienti da ciascuno di tali serbatoi e si dipartono i tubi diretti alle pensiline di carico. Il blocco posto nello spigolo Nord-Est del deposito è, infine, separato dalle benzine da una strada larga 8 m, mentre la distanza tra i serbatoi adiacenti dell’uno e dell’altro blocco è pari a 20 m, ovvero alla zona di protezione relativa al liquido più pericoloso.

Le benzine (Cat. A) sono depositate nel blocco “A”, che si trova 2 m al di sotto del piano di campagna. Ciascun serbatoio è circondato da un bacino di contenimento di capacità pari a quella del serbatoio stesso, costituito da un muro alto 3.20 m e spesso 1 m sul quale è posta una passerella che consente l’accesso ai singoli bacini di contenimento attraverso scalette metalliche. All’interno di questi, i singoli serbatoi sono stati disposti in posizione più centrale possibile, in maniera tale da poter operare efficacemente con gli sprinkler in caso di incendio. Anche in tal caso, la distanza reciproca tra i serbatoi, quella rispetto ai serbatoi degli altri blocchi e quella con il confine è la minima ammissibile, cioè pari alla zona di protezione, ovvero, 20 m. Come previsto dalla legge, l’altezza dei serbatoi non supera di 12 m quella del bacino.

I liquidi di cat. B (petrolio e kerosene) sono depositati nel blocco “B”. La distanza “shell to shell” tra i serbatoi e quella tra questi e il confine è 10 m²⁰, mentre la separazione con i serbatoi del blocco “A” è pari, come si è detto, a 20 m. Anche questi serbatoi poggiano su un piano posto 2 m al di sotto del piano campagna in modo tale da essere contenuti, essendo la capacità totale inferiore ai 12000 m³, in un unico bacino di capacità superiore a 1/3 di quella totale. A confine con tale blocco è posta la sala di pompaggio dei prodotti

²⁰La nostra normativa permette, comunque, a seconda del volume dei serbatoi interessati, una distanza di qualche metro inferiore.

bianchi, che raccoglie i liquidi dei vicini blocchi “A” e “B” per dirigerli verso le pensiline. Essendo costituiti da più righe di serbatoi, è opportuno rendere questi due blocchi accessibili lungo tutto il loro perimetro. Tale accesso è costituito da una strada larga 7.5 m, che è adiacente ai lati nord ed est del blocco “A”, interamente contenuta nella zona di protezione ampia 20 m, relativa alle benzine e passante ad est del blocco “B”, nella zona di protezione dei liquidi di cat. B. La presenza di curve a 90° della strada adiacente rende opportuno un restringimento dei bacini in corrispondenza di tali gomiti.

2.3.4.2. Locali pompe

La legge italiana non prevede distanze minime da rispettare nei confronti dei locali di pompaggio²¹, ma è evidente che questi debbano essere posti al di fuori dei bacini di contenimento. I due locali di pompaggio, uno per i liquidi di cat. C e l'altro per liquidi di cat. A e B, sono stati posti, quindi, a ridosso dei bacini di contenimento relativi ai due tipi di liquidi, in modo da minimizzare l'uso di tubazioni di collegamento a ciascuno dei serbatoi. È interessante, a tal proposito, confrontare il punto di vista di IRI, che vuole i locali pompe a ben 75 m dal più vicino serbatoio.

2.3.4.3. Pensiline di carico

Il deposito è dotato di due pensiline di carico, una per le autobotti e l'altra per le cisterne ferroviarie. La prima è posta nel piazzale principale, a circa 20 m dall'edificio degli uffici, a 38 m dal più vicino serbatoio di benzina (il D.M. 1934 richiede solo 10m) e a 35 m dal serbatoio di kerosene (il D.M. 1934 si accontenta di 5m). La pensilina di carico delle ferrocisterne è posta a circa 28 m dal più vicino serbatoio di benzina, a 19 m dal confine di proprietà (la minima distanza ammissibile è 18 m), a 10 m dall'edificio dei servizi.

2.3.4.4. Tubazioni

Le tubazioni dell'oleodotto che collega la banchina al deposito giungono nel piazzale principale, da dove si dipartono verso i vari gruppi di serbatoi. A ciascuno di questi sono

²¹ Considereremo pompe non azionate da motore a scoppio.

collegati due condotti, uno per l'ingresso e l'altro per l'uscita del liquido, quest'ultimo diretto verso il relativo locale di pompaggio da cui gli oli vengono trasferiti alle pensiline. Oltre a tali tubazioni, nel deposito sono presenti quelle dell'impianto antincendio. I diametri delle tubazioni sono compresi tra i 6 e 10 pollici.

2.4. Bibliografia

AES-B-55, Plant layout, ARAMCO Engineering Standards, 1983.

API RP 2001, Fire protection in refineries, API, Washington, 1984.

EP 55000-21, Safety engineering in facilities design, SHELL International Petroleum, 1986.

ER&E Design Practices, Safety in plant design, EXXON Engineering, 1982.

IChemE Accident Database, The Institution of Chemical Engineers, London, 1997.

IP, Fire precautions at petroleum refineries and bulk storage installations, John Wiley & Sons, 1993.

IRInformation IM.2.5.2, Plant layout and spacing for oil and chemical plants, IRI, 1991.

IRInformation IM.8.0.1.1, Oil and chemical properties loss potential estimation guide, IRI.

Lees F.P., Loss prevention in the process industries, 1-2, Butterworths, Boston, 1996.

Lechaudel J.F., Mouilleau Y., Assessment of an accidental vapour cloud explosion. A case study: Saint Herbain, October the 7th 1991, France, Loss Prevention and Safety Promotion in the Process Industries, 1, 377-389, 1995.

Lenoir E.M., Davenport J.A., A survey of vapour cloud explosion: Second Update, Process Safety Progress, 12, 1, 12-33, 1993.

Mecklenburgh J.C., Process plant layout, John Wiley & Sons, New York, 1985.

NFPA 30, Flammable and combustible liquids code, National Fire Protection Association, Quincy, 1990.

van den Berg A.C., Lannoy A., Methods for vapour cloud explosion blast modelling, Journal of Hazardous Material, 34, 151-171, 1993.

van den Berg A.C., Eggen J.B.M.M., GAME, Guidance for the Application of the Multi-Energy method, International Symposium on Hazards, Prevention and Mitigation of Industrial Explosion, 2° International Specialist Meeting on Fuel-Air Explosions, Bergen, Norway, 8.23-8.34, 1996.

Capitolo III. La progettazione dei serbatoi

3.1. Riferimenti normativi

In questo capitolo sono descritti i criteri fondamentali per la progettazione dei serbatoi atmosferici saldati in acciaio (Figura 3.1). Si fa riferimento al dimensionamento degli elementi strutturali di tre diversi standards: le American Petroleum Institute 650; le American Water Works Association D100 e gli Eurocodici (2 ed 8). La scelta degli standards americani è stata guidata dalla ormai consolidata affermazione di questi due riferimenti progettuali in tutto il mondo. L'Eurocodice è interessante per le differenze che porta rispetto alla progettazione tradizionale e per il suo legame più stretto con lo stato dell'arte della ricerca strutturale. Gli standards americani, infatti, utilizzano regole consolidate di progettazione molto semplici e dalle quali non è facile evincere gli archetipi ingegneristici da cui discendono.

Si noterà come le API e le AWWA, seppur guidino la progettazione di serbatoi con livelli di dettaglio e per scopi diversi, (contenimento di oli e acqua rispettivamente) sostanzialmente convergono verso criteri del tutto simili, soprattutto per quanto riguarda la progettazione sismica in cui coincidono nella valutazione delle sollecitazioni anche se non nelle verifiche di sezione e nella definizione delle tensioni ammissibili. La progettazione sismica coincide anche nell'approccio dell'Eurocodice 8 sebbene questo proponga un ventaglio di metodi di analisi semplificati e non. L'Eurocodice 2, relativo alla progettazione per carichi convenzionali (non sismico), invece, non si rifà agli stessi metodi di progettazione fortemente semplificati che caratterizzano le API e le AWWA, ma alla teoria dei bidimensionali curvi e non. La più grande differenza tra gli Eurocodici e gli altri standard è l'utilizzo del metodo degli stati limite

e non delle tensioni ammissibili.

L'affermazione consolidata degli standard americani deriva dal fatto che il primo standard API sui serbatoi saldati fu pubblicato nel 1936 per i serbatoi petroliferi (API Standard 650). Il primo standard AWWA per i serbatoi rivettati e per i tubi è del 1935; per i serbatoi saldati del 1940. I serbatoi idrici sono di solito costruiti secondo le American Water Works/American Welding Society (AWW/AWS) Standard D100. Le norme AWW/AWS sono più conservative di quelle API, in queste sono usati livelli di tensione inferiori, gli spessori richiesti sono un po' differenti.

Le disposizioni sismiche non state incluse nei codici di entrambi nel 1979. Piccoli serbatoi petroliferi ed alcuni idrici sono anche costruiti secondo le Underwriters Laboratories Standard 142 tralasciate in questa sede.

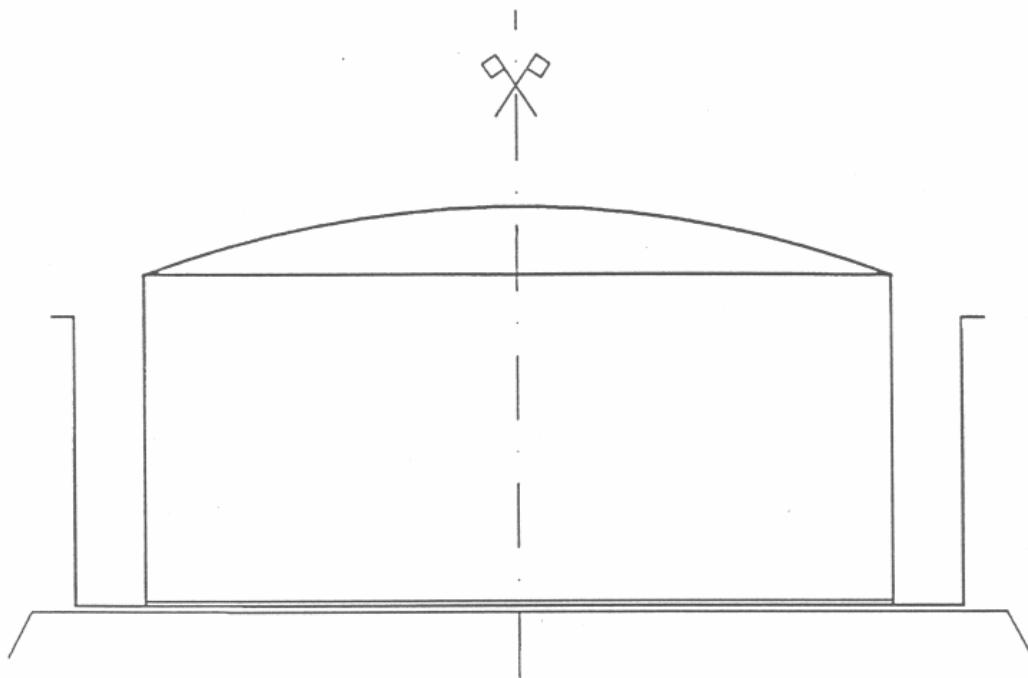


Figura 3.1. Schema di serbatoio saldato per il deposito di combustibile o risorse idriche.

3.2. API - 650

Gli standard API costituiscono il riferimento mondiale nella progettazione di serbatoi petroliferi, l'ultima versione è del 1998.

3.2.1. Progettazione della struttura

3.2.1.1. Piastra di fondo

Tutte le piastre di fondo devono avere uno spessore nominale minimo di 6 mm, esclusa ogni aumento per prevenire la corrosione. Le piastre di fondo devono eccedere di almeno 25 mm oltre il bordo esterno della saldatura tra mantello e fondo.

3.2.1.2. Mantello

Gli spessori di progetto del mantello devono essere calcolati considerando che il serbatoio è riempito ad un livello H con un liquido di peso specifico definito a priori. La prova idrostatica dello spessore del mantello deve essere calcolata sulla base che il serbatoio è riempito ad un livello H con acqua. Lo spessore richiesto del mantello deve essere il più grande tra quelli derivanti dal progetto e dallo spessore necessario per il superamento della prova idrostatica ma comunque non inferiore a valori tabellati in funzione del diametro del serbatoio (vedi Tabella 3.1).

Tabella 3.1. Spessori minimi del mantello nella API 650

Diametro del serbatoio [m]	Spessore minimo del mantello [mm]
<15	5
15 ÷ <36	6
36 ÷ 60	8
>60	10

Se non diversamente specificato la larghezza minima delle piastre del mantello deve essere di 1800 mm. La tensione calcolata per ogni livello del mantello non deve essere maggiore di quella consentita per il materiale utilizzato. Nessun livello del mantello deve essere più sottile del livello superiore ad esso. Il mantello del serbatoio deve essere provato contro l'instabilità da vento secondo la velocità di progetto. Se la velocità del vento di progetto non è specificata, la massima velocità va calcolata appositamente. Il costruttore deve fornire al committente un disegno che elenchi le seguenti caratteristiche per ogni livello del mantello:

- a. Lo spessore necessario per entrambe le condizioni di progetto (incluso la

corrosione consentita) e la condizione di test idrostatico;

- b. Lo spessore nominale utilizzato;
- c. Le specifiche del materiale;
- d. Le tensioni ammissibili.

La tensione di progetto deve essere la minore tra i tre quarti la tensione di snervamento o due quinti della resistenza. Lo spessore lordo della piastra, compreso degli aumenti per la corrosione, deve essere compreso nei calcoli.

3.2.1.2.1. Calcolo dello Spessore Attraverso il 1-Foot Method

Questo metodo non può essere usato per serbatoi più larghi di 60 m in diametro. Questo metodo calcola lo spessore richiesto a 0.3 m (1 piede) al di sopra di ogni livello di mantello. Lo spessore richiesto deve essere il più grande tra i valori forniti dalle seguenti formule:

$$t_d = \frac{4.9D(H - 0.3)G}{S_d} + CA ; \quad t_t = \frac{4.9D(H - 0.3)G}{S_t} \quad (3.1)$$

In cui: t_d = spessore di progetto in mm; t_t = spessore di test idrostatico in mm; D = diametro nominale in m; H = livello di progetto del liquido in m (altezza dal fondo del livello considerato della sommità del mantello); G = peso specifico di progetto del liquido da contenere, così come specificato dal committente; CA = Corrosione ammessa in mm; S_d = tensione ammissibile per le condizioni di progetto, in MPa ; S_t = tensione ammissibile per le condizioni di test idrostatico, in Mpa.

3.2.1.2.2. Calcolo dello Spessore attraverso il metodo Variable-Design-Point

Questo metodo fornisce tensioni relativamente vicine a quelle reali. La procedura normalmente fornisce una riduzione dello spessore del mantello e del peso totale, ma più importante è la possibilità di costruire serbatoi di grandi diametro all'interno le limitazioni massime dello spessore. Questo metodo può essere usato solo quando non è richiesto l'uso del 1-foot method ed è verificata la seguente condizione:

$$\frac{L}{H} \leq \frac{1000}{6} \quad (3.2)$$

In cui: $L = (500 D t)^{0.5}$ in mm; D = diametro del serbatoio in m; t = spessore del livello inferiore in mm; H = massimo livello di liquido di progetto in m.

Lo spessore minimo della piastra per entrambe le condizioni di progetto e per il test idrostatico va determinato come descritto. Calcoli completi, indipendenti, devono essere eseguiti per tutti i livelli per la condizione di progetto, escludendo la corrosione e per i test idrostatici. Lo spessore richiesto del mantello deve essere maggiore dello spessore di progetto più la corrosione ammessa o lo spessore del test idrostatico. Ma lo spessore totale non deve essere minore dello spessore del mantello richiesto. Per calcolare lo spessore del livello più basso, i valori preliminari t_{pd} e t_{pt} per il progetto e per il test idrostatico devono essere calcolati con le formule previste nel *one-foot*.

Gli spessori del livello inferiore si calcolano con:

$$t_{1d} = (1.06 - \frac{0.463 D}{H} \sqrt{\frac{HG}{S_d}}) (\frac{2.6 HDG}{S_d}) + CA; \quad t_{1t} = (1.06 - \frac{0.463 D}{H} \sqrt{\frac{H}{S_t}}) (\frac{2.6 HD}{S_t}) \quad (3.3)$$

Nota: per le condizioni di progetto t_{1d} non deve essere maggiore di t_{pd} ; per le condizioni di test idrostatico t_{1t} non deve essere maggiore di t_{pt} . Per calcolare lo spessore del secondo livello del mantello per le condizioni di progetto e di test idrostatico, bisogna calcolare il seguente rapporto per il livello inferiore:

$$r = \frac{h_1}{\sqrt{rt_1}} \quad (3.4)$$

In cui: h_1 = altezza del livello inferiore del mantello; r = raggio nominale del serbatoio;

t_1 = spessore attuale del livello inferiore del mantello, meno ogni spessore per la corrosione, in mm per calcolare t_2 (progetto). Lo spessore inferiore totale si usa per calcolare t_2 (per test idrostatico).

$$r \leq 1.375 \rightarrow t_2 = t_1; \quad r \geq 2.625 \rightarrow t_2 = t_{2a} \quad (3.5)$$

Se il valore del rapporto compreso tra i due valori sopra indicati,

$$t_2 = t_{2a} + (t_1 - t_{2a}) \left[2.1 - \frac{h_1}{1.25\sqrt{rt_1}} \right] \quad (3.6)$$

In cui: t_2 = Spessore minimo del secondo livello escludendo ogni corrosione consentita; t_{2a} = Spessore del secondo livello, in mm, calcolato come per un livello superiore come descritto. La precedente formula per t_2 è basata sulla stessa tensione ammissibile utilizzata per il progetto del primo e del secondo livello. Per serbatoi in cui il rapporto è maggiore o eguale di 2.625 la tensione ammissibile può essere inferiore per il secondo livello rispetto al primo quando si usano i metodi descritti in precedenza. Per calcolare lo spessore dei livelli superiori per le condizioni di progetto e di test, si usa un valore preliminare e la distanza x del punto variabile di progetto dal fondo del livello si calcola attraverso il minore ottenuto dalle seguenti:

$$x_1 = 0.61\sqrt{rt_1} + 320CH; \quad x_2 = 1000CH; \quad x_3 = 1.22\sqrt{rt_1} \quad (3.7)$$

In cui: t_u = spessore del livello superiore ($t_u = t_{tx}$ del passo precedente); $C = [k^{0.5}(K-1)]/(1+k^{1.5})$; $K = t_L/t_u$; t_L = spessore del livello più basso; H = livello di riempimento in m. Lo spessore minimo t_x per il livello superiore calcolato (per progetto e test idrostatico) usando il minimo valore della x ottenuto:

$$t_{dx} = \frac{2.6D(H - \frac{x}{12})G}{S_d} + CA; \quad t_{tx} = \frac{2.6D(H - \frac{x}{12})G}{S_t} \quad (3.8)$$

I passi descritti in si devono ripetere fino a che i t_x relativi a due step successivi non siano quasi eguali (di solito bastano due volte). Ripetere i calcoli migliora l'approssimazione nella posizione del punto e, conseguentemente, migliora la precisione sullo spessore.

3.2.1.2.3. Calcolo dello Spessore attraverso Analisi Elastica

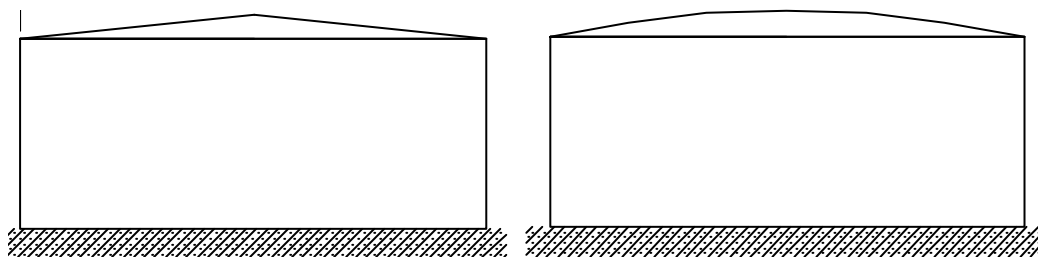
Per serbatoi con $L/H > 2$ la scelta dello spessore si basa su una analisi elastica in cui la tensione circonferenziale calcolata deve essere minore di quella ammissibile tabellata. Le condizioni al contorno prevedono plasticizzazione completa della piastra al di sotto del mantello.

3.2.1.3. Coperture

I carichi sulle coperture (Figura 3.2) sono quelli derivanti dai pesi propri più un carico non inferiore a 1.20 kPa.

Le seguenti definizioni si applicano alla progettazione dei tetti ma non si devono considerare come limitazioni ai tipi permessi:

- a. Un tetto conico supportato è un tetto formato da un cono regolare.
- b. Un tetto conico auto-portante è a superficie conica sorretto solo lungo il bordo.
- c. Un tetto a cupola auto-portante è a superficie sferica sorretto solo lungo il bordo.
- d. Un tetto a ombrello auto-portante è un tetto conico modificato cosicché ogni sezione orizzontale è un poligono regolare con tanti lati quante sono le piastre che lo sorreggono solo lungo il bordo.



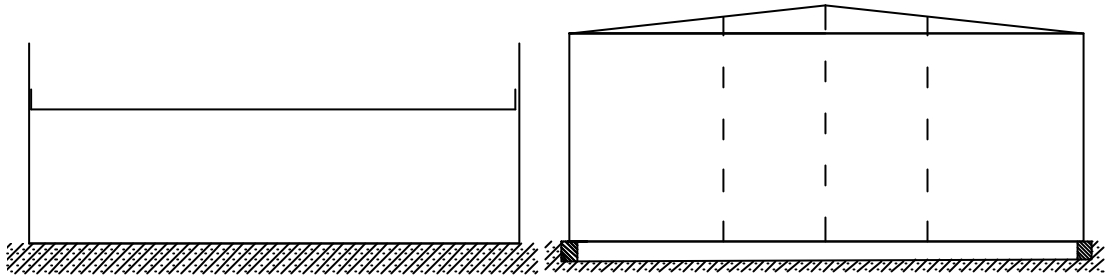


Figure 3.2. Differenti tipi di copertura per i serbatoi in acciaio.

Le piastre del tetto devono avere uno spessore nominale minimo di 5 mm. Piastre più spesse possono richiedersi per tetti auto-portanti. Gli spessori per la corrosione, nei tetti auto-portanti, devono essere aggiunti allo spessore calcolato salvo diversa indicazione. Per i tetti portati la corrosione si aggiunge comunque a qualunque spessore supportato.

Le piastre dei tetti conici portati non devono essere fissate agli elementi di supporto. Ogni elemento strutturale interno o esterno deve avere uno spessore minimo di 4.3 mm. Le piastre del tetto devono essere fissate all'angolo in testa del serbatoio mediante un raccordo saldato solo sul lato superiore. Se la saldatura di cui sopra non supera i 5 mm, l'inclinazione del tetto all'angolo al vertice non deve superare 50 mm in 300 mm. Lo spessore minimo di ogni elemento strutturale, che includa ogni sovrappessore per corrosione sui lati esposti, deve essere non inferiore ai 6 mm per le colonne, travi a ginocchio, travi e rinforzi che normalmente sono progettati per resistere a sforzi assiali oppure 4 mm per ogni altro elemento strutturale.

Per tetti conici supportati la pendenza del tetto deve essere di 19 mm in 300 mm o superiore se specificato dal committente. Anche se questi elementi possono essere in contatto con le piastre del tetto e devono essere rinforzati lateralmente. I tetti conici auto-portanti con piastre irrigidite da sezioni saldate non devono rispettare lo spessore minimo di 5 mm ma è necessaria l'approvazione del committente. In tetti conici auto-portanti devono essere conformi a:

$q \leq 37^\circ$; $q \geq 9.5^\circ$; Spessore minimo $\frac{D}{4.8 \cdot \sin q} \geq 5mm$; Spessore massimo = 12.5

mm, escluso corrosione

In cui: q = angolo dell'elemento conico rispetto all'orizzontale, D = diametro nominale del mantello del serbatoio. L'area di partecipazione alla connessione tetto mantello deve essere eguale o superiore alla seguente:

$$\frac{D^2}{0.432 \sin \alpha} \quad (3.11)$$

Questa espressione è basata sullo spessore nominale meno ogni aumento per la corrosione. I tetti a ombrello o a cupola auto-portanti con piastre irrigidite da sezioni saldate non devono rispettare lo spessore minimo di 5 mm, ma è necessaria l'approvazione del committente. Questi tetti devono rispettare le seguenti caratteristiche:

Raggio Minimo = $0.8 D$ (salvo diverse specificazioni del committente)

Raggio Massimo = $1.2 D$

Spessore Minimo = $r_r/2.4 + C.A. = 5\text{mm}$

Spessore Massimo = 1.25 mm, escluso C.A.

In cui: r_r = raggio del tetto in m

L'area di partecipazione alla connessione tetto mantello deve essere eguale o superiore alla seguente:

$$\frac{D \cdot r_r}{0.216} \quad (3.12)$$

Questa espressione è basata sullo spessore nominale meno ogni aumento per la corrosione.

3.2.1.4. Carico da vento (stabilità al ribaltamento)

Quando indicato dal produttore, la stabilità al ribaltamento si può calcolare come segue: la pressione da vento si deve assumere 1.4 kPa su di un piano verticale, 0.86 kPa sulla proiezione di una superficie cilindrica e 0.72 kPa sulla proiezione di una superficie conica a doppia curvatura. La velocità del vento è 160 km/h. Se le velocità (V) sono diverse i carichi si aggiustano secondo il seguente rapporto:

$$\left(\frac{V}{160}\right)^2 \quad (3.13)$$

Per i serbatoi non ancorati, il momento ribaltante non deve superare 2/3 del momento resistente per carichi morti escluso il contenuto del serbatoio:

$$M \leq \frac{2}{3} \left(\frac{WD}{2}\right) \quad (3.14)$$

W = peso del mantello senza C.A. più i carichi morti portati.

Quando sono necessari ancoraggi la tensione ammissibile è:

$$t_b = \frac{4M}{dN} - \frac{W}{N} \quad (3.15)$$

In cui: N = numero di ancoraggi; D = diametro del cerchio di ancoraggio

La massima distanza tra gli ancoraggi è 3 m). Salvo diverse richieste per evitare lo scorrimento del serbatoio sotto vento ci vuole un coeff. d'attrito di 0.4.

3.2.2. Progettazione sismica

In questa parte sono riportati i requisiti minimi che devono essere soddisfatti per la progettazione dei serbatoi sottoposti a carico sismico. Queste regole sono accettate per i serbatoi a fondo piatto. La procedura di progetto considera due modelli di risposta per il serbatoio ed il suo contenuto:

- a. Risposta amplificata ad alta frequenza agli spostamenti laterali del tetto e del mantello del serbatoio, insieme alla parte di liquido che si muove insieme al mantello;
- b. Risposta amplificata a bassa frequenza della parte di liquido contenuta che si muove secondo il periodo fondamentale.

La progettazione richiede la determinazione della massa idrodinamica associata con ciascun modo e la forza laterale e il momento ribaltante applicato al mantello come risultato della risposta delle masse al moto laterale. Le disposizioni sono tali da assicurare la stabilità del mantello con il rispetto del ribaltamento e per evitare il buckling del mantello come risultato della compressione longitudinale. Non sono qui riportate disposizioni per la determinazione dell'incremento delle tensioni circolari a causa del terremoto. Le tensioni circolari, calcolate correttamente dai coefficienti di forza laterali specificati in questa appendice, non incrementerebbero gli sforzi circolari oltre un livello generalmente accettabile che può essere usato per la progettazione del mantello.

3.2.2.1. Momento ribaltante

Il momento ribaltante qui determinato si applica solo al fondo del mantello. La fondazione è soggetta ad un momento addizionale come risultato degli spostamenti laterali del contenuto del serbatoio; questo momento addizionale deve poter essere considerato nella progettazione di alcune fondazioni, come le platee di cemento armato su pali. Il momento ribaltante si determina come segue:

$$M = ZI[C_1(W_s X_s + W_r H_t + W_1 X_1) + C_2 W_2 X_2] \quad (3.16)$$

In cui: M = momento ribaltante; Z = Fattore di zona sismica (accelerazione orizzontale); I = Fattore di importanza (1 ÷ 1.25) valore max nel caso di sostanze tossiche o esplosive in ambiente esposto

C_1, C_2 = Coefficienti di forza laterale

W_s = Peso del mantello in Newton

X_s = Distanza del fondo dal baricentro del mantello

W_r = Peso totale del tetto del serbatoio

H_t = totale altezza del mantello

W_1 = peso effettivo del contenuto del serbatoio

X_1 = altezza dal fondo del centro di applicazione delle forze sismiche applicate a W_1

W_2 = peso del contenuto che si muove secondo il I sloshing mode

X_2 = altezza dal fondo del centro di applicazione

delle forze sismiche applicate a W_2

Per quanto riguarda la massa effettiva del contenuto del serbatoio e la posizione del suo baricentro, W , X si trovano moltiplicando il peso e l'altezza nominale per i rapporti W/W_t e X/H queste funzioni sono diagrammate secondo il rapporto D/H (Figure 3.5 ÷ 3.7). Il coefficiente C_1 deve essere 0.6 a meno che ZIC_1 e ZIC_2 non siano determinati. Il coefficiente C_2 è funzione del primo periodo di Sloshing e del tipo di suolo. Quando T è minore o eguale a 4.5, $C_2 = 0.75S/T$; Quando T è maggiore o eguale di 4.5: $C_2 = 3.375S/T^2$. In cui: S = coefficiente di sito; T = primo periodo di sloshing $T = k(D^{0.5})$; K = fattore ottenuto per il rapporto D/H ; ZIC_1 e ZIC_2 possono anche essere determinati dagli spettri di risposta per uno specifico serbatoio e devono essere forniti dal committente. Note le sollecitazioni dovute all'azione sismica è possibile procedere alla verifica determinando dapprima la forza massima alla base del mantello.

1) Serbatoi non ancorati:

$b = w_t + \frac{1.273M}{D^2}$ se $\frac{M}{D^2(w_t + w_L)} \leq 0.785$ che è la condizione di non uplifting della piastra

di base. Altrimenti b è diagrammata in funzione di $0.785 < \frac{M}{D^2(w_t + w_L)} \leq 1.5$ in Figura 3.3.

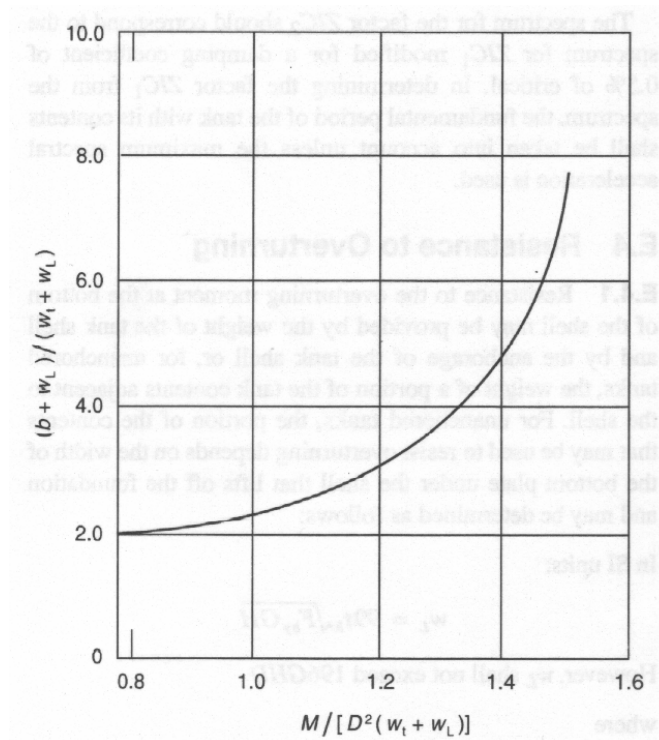


Figura 3.3. Forza di compressione nel mantello per azione sismica in serbatoi non ancorati soggetti ad uplifting.

Per $1.5 < \frac{M}{D^2(w_t + w_L)} \leq 1.57$: $\frac{b + w_L}{w_t + w_L} = \frac{1.490}{\left[1 - \frac{0.637 M}{D^2(w_t + w_L)}\right]^{0.5}}$. In cui: w_t e w_L sono il

peso della struttura più la porzione di tetto che scarica sul mantello ed il peso resistente al ribaltamento rispettivamente. $w_L = 98.9 t_b \sqrt{s_y HG}$ in cui compare la tensione di snervamento della piastra di base. Nei casi non contemplati sopra è necessario modificare i termini in modo che sia $\frac{M}{D^2(w_t + w_L)} \leq 1.57$.

- 2) Serbatoi ancorati: per questo tipo di serbatoi non è possibile che si verifichi uplifting, quindi semplicemente risulta $b = w_t + \frac{1.273 M}{D^2}$.

3.2.2.2. Verifica

Una volta calcolata la forza di compressione massima nel mantello la verifica tensionale si

ottiene confrontando la tensione con il valore ammissibile di seguito riportato (comunque mai superiore alla metà della tensione di snervamento del livello più basso del mantello) che tiene anche conto della pressione interna del liquido.

$$F_a = \frac{83t}{D} \text{ [Mpa]}$$

$$F_a = \frac{83y}{2.5D} + 7.5\sqrt{GH} \text{ [Mpa] (per } GHD^2 \leq 44 \text{)}$$

In cui t è lo spessore del livello più basso del mantello in mm al netto dei sovrasspessori per la corrosione; D ed H sono in metri.

Se gli spessori inferiori sono aumentati per resistere al momento ribaltante sismico gli spessori dei livelli superiori devono essere incrementati della stessa proporzione.

Nel caso siano predisposti ancoraggi la loro resistenza minima in [N/m] deve essere pari a

$$\frac{1.273 M}{D^2} - w_t \cdot$$

3.3. AWWA D100-96

Le norme della American Water Works Association sono relative alla progettazione e costruzione di serbatoi saldati in acciaio per il deposito d'acqua, ma sono considerate standard anche per gli le strutture di contenimento per oli combustibili. Si considerano di seguito solo le istruzioni per la progettazione dei serbatoi atmosferici a terra, trascurando ad esempio quelli in elevazione. Si sono tralasciati, inoltre, i criteri di progettazione dei dettagli come le aperture nei serbatoi, che esulano dallo scopo di questa tesi, e per l'approfondimento dei quali si rimanda alla bibliografia del capitolo.

Il metodo adottato è quello delle tensioni ammissibili. La tensione ammissibile ovviamente dipende dal livello di snervamento del materiale ed è tabellata anche in funzione dell'uso dell'elemento considerato, in questa sede si tralasciano i valori per esigenze brevità.

3.3.1. Progettazione della struttura

I carichi da considerare nella progettazione dei serbatoi cilindrici a terra sono:

- Carichi permanenti: peso di tutte le strutture assumendo 7850 kg/m^3 come densità dell'acciaio da costruzione;
- Carico da contenuto d'acqua (anche per i serbatoi di combustibili visto che la prova di tenuta stagna si fa con acqua) assumendo 1000 kg/m^3 come densità del liquido;
- Carichi accidentali verticali (che insistono sul tetto del serbatoio):
 - Carico da neve: 1205 N/m^2 per tetti con inclinazioni eguali o inferiori a 30°
 - Carico minimo accidentale sul tetto: 720 N/m^2
 - Carico da vento (nel caso di serbatoi cilindrici):

$$P_w = 1436 \cdot 0.6 \left(\frac{v}{45} \right)^2 [\text{N/m}^2] \quad (3.17)$$

in cui P_w è la pressione del vento e v è la velocità del vento che si ottiene dalle istruzioni analoghe per la progettazione degli edifici e comunque non inferiore a 45 m/sec ;

- Carico sismico: il carico sismico orizzontale si calcola moltiplicando i carichi fissi e la massa “effettiva” del liquido per un appropriata percentuale come descritto nel seguito. La massa partecipante dei carichi fissi si considera applicata nel baricentro, mentre quella dei liquidi si trova con un modello semplificato descritto successivamente;
- Ringhiere, scale e corrimano: si considerano forfaitariamente con dei valori gabellati per unità di superficie che interessano.

3.3.1.1. Mantello

Lo spessore delle piastre del mantello t in millimetri si dimensiona secondo:

$$t = \frac{4.9h_p DG}{sE} \quad (3.18)$$

dove h_p è la altezza del liquido in piedi dalla sommità fino al livello del mantello in oggetto; D è il diametro nominale del serbatoio; s è la tensione ammissibile del materiale utilizzato ed E è

il coefficiente di efficienza delle saldature (minore di 1 come descritto in seguito).

3.3.1.2. Ancoraggi

Per serbatoi ancorati, il diametro suggerito per le viti di fondazione è di 32 mm (un quarto di pollice), se le viti di ancoraggio sono esposte agli agenti atmosferici. La distanza massima tra le viti è di 10 piedi. La progettazione delle viti di ancoraggio va fatta in considerazione dell'uplifting della piastra di fondazione del serbatoio in caso di sisma (vedi il seguito). La tensione ammissibile è il più piccolo valore tra 0.4 dello snervamento e 0.25 della tensione di rottura a trazione delle viti. L'affondamento delle viti per l'ancoraggio deve essere determinato in relazione allo sviluppo del carico di ancoraggio, che va stabilito come il più grande tra la forza di uplifting da vento e il più piccolo tra 4 volte la forza di uplifting e la capacità di snervamento della vite.

Per serbatoi non ancorati, il momento ribaltante da vento non può superare i due terzi del momento stabilizzante dovuto ai carichi fissi, escludendo il contenuto del serbatoio, calcolato come:

$$M \leq \frac{2}{3} \left(\frac{WD}{2} \right) \quad (3.19)$$

Dove W è il carico del mantello più il la porzione del peso del tetto che insiste sul mantello tale da resistere all'uplifting al netto dell'aggiunta per la corrosione meno uplift simultanei per condizione operative come pressione sul tetto. I serbatoi per cui non si verifica la (3.19) devono essere ancorati. Il carico di trazione per ciascun ancoraggio si calcola come:

$$P_B = 4 \left(\frac{M}{Nd} \right) - \frac{W}{N} \quad (3.20)$$

Dove d è il diametro del cerchio formato dagli ancoraggi; N è il numero degli ancoraggi ed M e W sono definiti come sopra

3.3.1.3. Corrosione e spessori minimi

Le misure da adottare per la corrosione dipendono dal materiale da conservare nel serbatoio ma anche dalla vicinanza del serbatoio all'acqua salata o altre cause di corrosione atmosferica ed ancora dalla qualità e dal tipo di vernice o ricoprimento sulla struttura. La prevenzione dalla corrosione consiste in un ingrossamento degli spessori, così come progettati secondo le regole descritte, o gli spessori minimi nello standard se non specificati dall'acquirente.

Lo spessore minimo per ogni parte della struttura è di 4.76 mm. Per tutte le parti non a contatto con acqua, eccetto per i tetti conici di serbatoi a terra (non elevati), lo spessore minimo è di 4.55 mm. Per le parti a contatto con acqua a serbatoio pieno eccetto le piastre del mantello, lo spessore minimo è 6.35 mm che è anche lo spessore minimo per le colonne e le travi tubolari di supporto dei tetti, se previste. Lo spessore minimo per le piastre del mantello dipende dal diametro e varia da 4.75 mm per i serbatoi con diametro nominale inferiore ai 6.1 metri fino a 9.52 mm per i serbatoi sotto i 61 m di diametro.

3.3.1.4. Saldature

Le saldature si progettano tenendo conto che le connessioni devono lavorare ad una tensione che non ecceda il valore ammissibile del materiale saldato ridotto di un coefficiente legato alle condizioni di sollecitazione e di lavoro delle saldature (tabellato).

3.3.1.5. Fondazioni

Le fondazioni per i serbatoi a fondo piatto poggiati a terra devono essere formate da un anello o una piastra di cemento o su da un letto di materiale granuloso. I serbatoi ancorati necessitano dell'anello o della piastra in calcestruzzo. La fondazione deve avere una pendenza del 10% dal centro del serbatoio. In generale le fondazioni possono essere:

1. Anello con all'interno sabbia;
2. Piastra in cemento con interposizione di sabbia (non meno di 25mm) tra la piastra ed il fondo del serbatoio;

3. Poggiati su sabbia (152 mm) con cordolo di cemento armato intorno per compattare la sabbia;
4. Poggiati su granular berm che si estende per 1 metro oltre il mantello;
5. Poggiati su granular berm con anelli steel retainer.

La sommità delle fondazioni in calcestruzzo deve emergere di almeno 152 mm. La profondità della fonazione dipende dalle condizioni del suolo, quella minima è di 300 mm. Nel caso di fondazioni su pali esse si devono progettare in relazione alle condizioni di sito considerando tutti i carichi compresi quelli sismici e da vento.

3.3.2. Progettazione sismica

Per i serbatoi a terra, la valutazione del carico sismico tiene conto della riduzione dovuta allo sloshing del contenuto. Per serbatoi ancorati in zona sismica, bisogna assicurarsi che gli agganci delle viti di ancoraggio sui serbatoi siano più forti delle viti stesse per evitare lo strappo degli stessi. Le viti devono snervarsi prima della rottura degli agganci sul mantello. La resistenza sismica di serbatoi non ancorati è legata al rapporto tra altezza e raggio del serbatoio. Nel caso si specifichi la accelerazione verticale essa risulta in un aumento del peso del liquido contenuto e quindi un aumento della tensione circonferenziale nel mantello.

La resistenza sismica di serbatoi non ancorati è legata al rapporto altezza-diametro della struttura. La Figura 3.4 mostra la resistenza sismica relativa dei serbatoi non ancorati che se hanno una combinazione delle dimensioni e della accelerazione orizzontale che cade al di sotto della linea del diametro limite per il serbatoio, non necessitano di analisi sismica a meno che non sia specificata la accelerazione verticale.

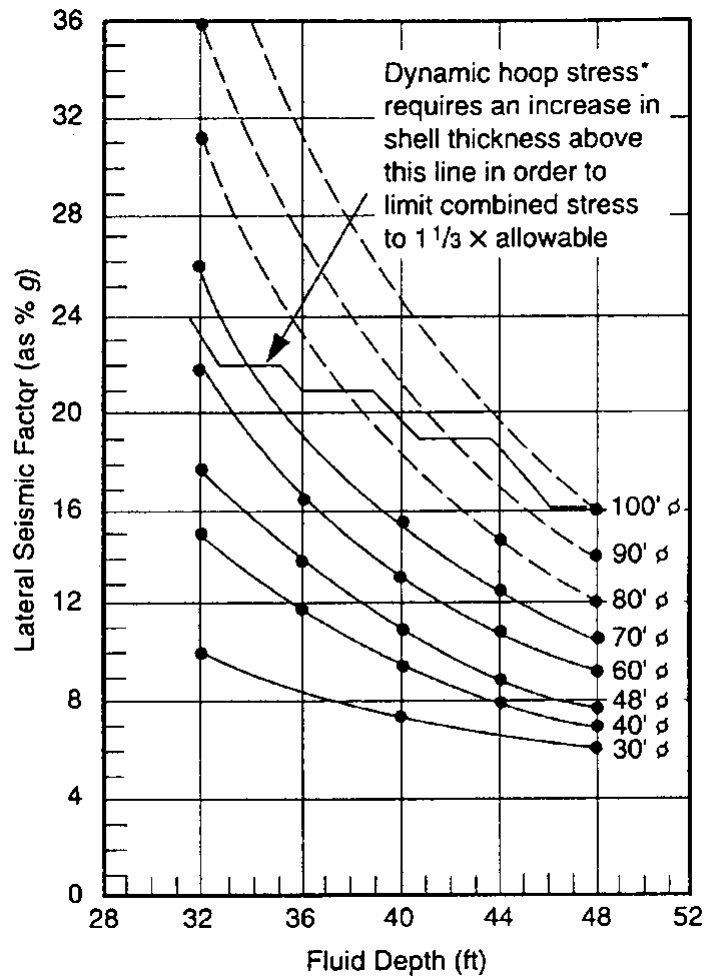


Figura 3.4. Condizioni di necessità della verifica sismica secondo le AWWA D100-96.

Per i serbatoi a terra il carico sismico si determina considerando un modello che prevede: (1) la risposta ad alta frequenza dovuta al mantello, al tetto ed ad una porzione di liquido (massa convettiva) che si muove all'unisono con la struttura ; (2) la risposta a bassa frequenza di un'altra parte del liquido contenuto che oscilla secondo il periodo fondamentale di sloshing. La progettazione sismica richiede la valutazione delle masse idrodinamiche e la forze di taglio ed i momenti ribaltanti derivanti dal moto sismico.

3.3.2.1. Taglio alla base

Il taglio alla base e si ricava come:

$$V = \frac{18ZI}{R_w} [0.14(W_s + W_r + W_f + W_1) + SC_1W_2] \quad (3.21)$$

in cui V è il taglio alla base; Z tiene conto della sismicità della zona; I è un coefficiente forfetario per un possibile effetto domino; R_w distingue i serbatoi ancorati e non; W_s , W_r e W_f sono il peso del mantello della parte di tetto che insiste sul mantello e della piastra di fondo del serbatoio rispettivamente; W_1 è la massa di liquido che si muove col resto della struttura; W_2 è la porzione di contenuto che si muove secondo il primo modo di oscillazione per sloshing; S è un fattore di amplificazione di sito e C_1 dipende dal periodo di oscillazione T_w [sec] della massa che pesa W_2 , in particolare

$$\text{se } T_w < 4.5: C_1 = \frac{1}{6T_w} \quad (3.22)$$

$$\text{se } T_w \geq 4.5: C_1 = \frac{0.85}{T_w^2} \quad (3.23)$$

Per determinare T_w si usa la seguente relazione

$$T_w = K_p D^{\frac{1}{2}} \quad (3.24)$$

In cui K_p è diagrammato in Figura 3.5.

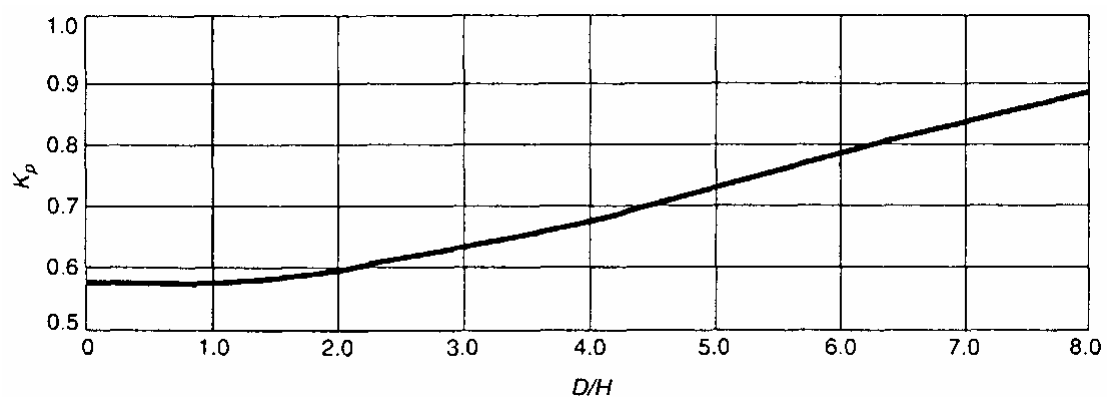


Figura 3.5. K_p in funzione del rapporto D/H

3.3.2.2. *Momento ribaltante*

Il momento ribaltante è dato da:

$$M = \frac{18ZI}{R_w} [0.14(W_s X_s + W_r H_t + W_1 X_1) + SC_1 W_2 X_2] \quad (3.25)$$

Dove X_s è la altezza del baricentro del mantello; H_t è la altezza totale del serbatoio e $X_1 X_2$ sono le altezze dei centroidi di applicazioni delle forze laterali alle masse che pesano W_1 e W_2 . W_1 e W_2 si calcolano dalle Figure 3.6 e 3.7 come frazioni del peso totale del serbatoi il quale è dato da $W_T = 786,5GHD^2$ dove H è la profondità massima del liquido e G è la densità.

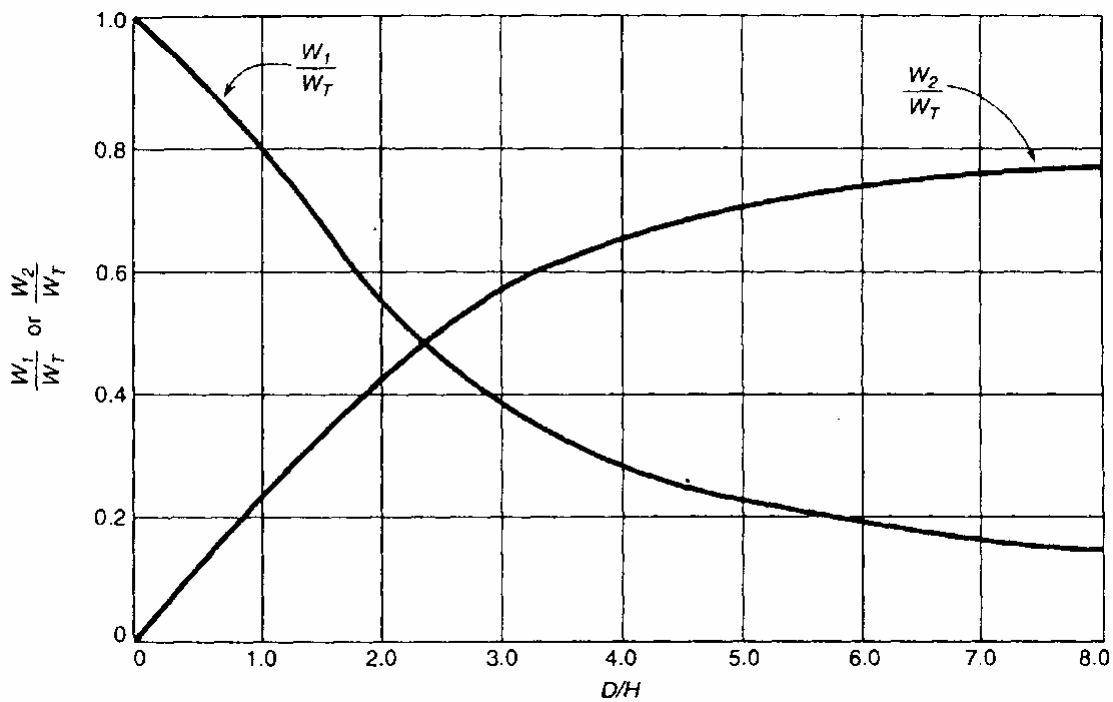


Figura 3.6. Le frazioni di massa convettiva ed impulsiva rispetto al contenuto totale in funzione del rapporto D/H.

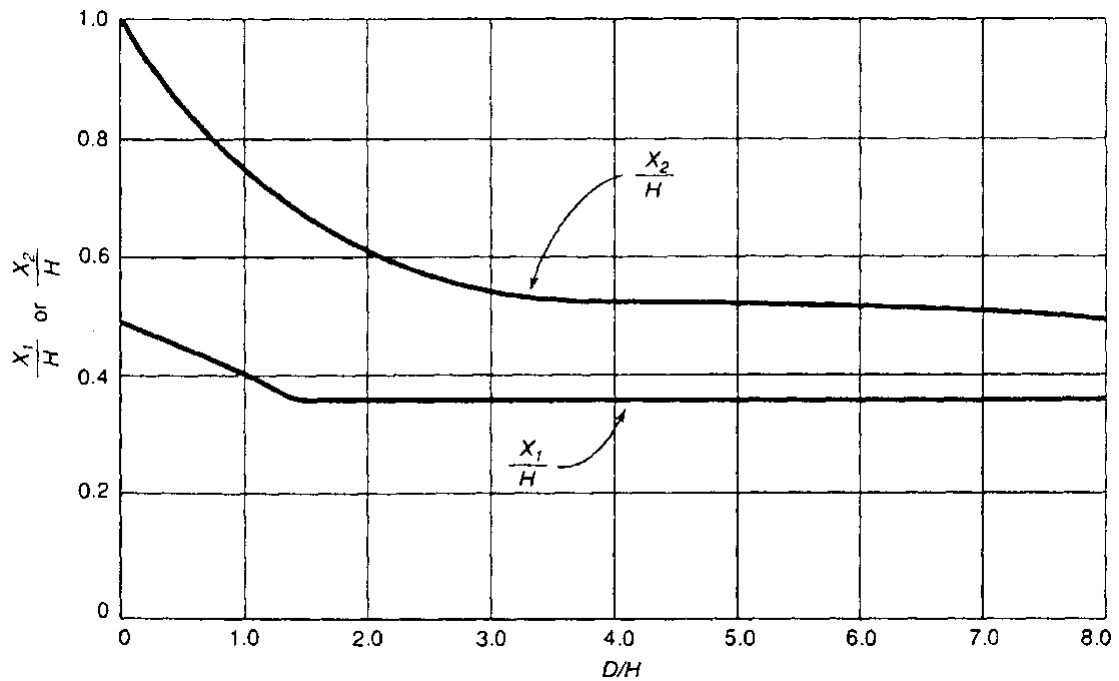


Figura 3.7. Le posizioni dei centroidi delle masse convettiva ed impulsiva in funzione del rapporto D/H.

Questo momento si applica alla base del mantello perché le fondazioni sono soggette ad un momento aggiuntivo dovuto al movimento laterale del contenuto del serbatoio. Esso può essere tenuto in debito conto nella progettazione di alcuni tipi di fondazione come le piastre in cemento armato su pali.

Per valutare l'azione sismica è anche possibile l'utilizzo di spettri relativi al luogo di installazione. In tal caso il taglio alla base ed il momento ribaltante si calcolano allo stesso modo, purchè si sostituisca:

$$\frac{A_i}{R_F} \text{ a } 0.14 \frac{18ZI}{R_w} \text{ nella formula del taglio (3.26)}$$

$$\frac{A_c}{R_F} \text{ a } \frac{18ZIC_1S}{R_w} \text{ nella formula del momento (3.27)}$$

dove A_i ed A_c sono le accelerazioni spettrali per le masse impulsive e convettive rispettivamente. R_F è il fattore di riduzione dello spettro; esso è appropriato per meccanismi di danno duttili come l'elephant foot buckling (vedi capitolo successivo). Il fattore di riduzione dipende dal periodo di ritorno considerato; $R_F = 2.5$ è un valore appropriato per

periodi di ritorno di 10000 anni. Spettri specifici di sito si possono usare, a patto che non diano luogo a sollecitazioni di taglio e momento inferiori a quelle calcolate con le formule (3.21) e (3.25). Se si usano spettri di risposta per il calcolo delle accelerazioni impulsive, bisogna includere nel calcolo la deformabilità del mantello assunto come trave.

3.3.2.3. Verifica

Il serbatoio, ancorato o meno, oppone un momento stabilizzante alla azione sismica ribaltante. Nel caso di serbatoi non ancorati, il peso del contenuto che resiste al momento stabilizzante si può calcolare come:

$$w_L = 98.9 t_b \sqrt{s_y HG} \quad [\text{N/m}] \quad (3.28)$$

In cui t_b è lo spessore della estensione della piastra di fondo del serbatoio che serve a resistere al momento ribaltante. A seguito della azione sismica, i serbatoi non ancorati subiscono una compressione del mantello, massima alla base che si può determinare, nel caso non ci sia uplifting della base come:

$$s_c = \left(w_t + \frac{1,273 M}{D^2} \right) \frac{1}{1000 t_s} \quad [\text{Mpa}] \quad (3.29)$$

Nella (3.29) t_s è lo spessore del mantello mentre $w_t = \frac{W_S}{pD} + w_{rs}$ [N/m] è il carico dovuto al peso della struttura per unità di lunghezza che insiste sulla circonferenza del mantello; infatti W_S [kg] è il peso del mantello stesso e w_{rs} [N/m] è il carico per unità di lunghezza che il tetto estrinseca sul mantello. Si stabilisce che non c'è uplifting se:

$$\frac{M}{D^2 (w_t + w_L)} \leq 0.785 \quad (3.30)$$

se si eccede 0.785 c'è uplifting, ma, se si eccede 1.54, è necessario un ispessimento della piastra di base (anello di base) o l'ancoraggio del serbatoio. Nel caso non sia possibile

evitare l'uplifting:

$$s_c = \left(\frac{w_t + w_L}{0.607 - 0.18667 \left[\frac{M}{D^2(w_t + w_L)} \right]^{2.3}} - w_L \right) \frac{1}{1000 t_s} \text{ [Mpa]} \quad (3.31)$$

La compressione nel mantello deve essere inferiore a quella ammissibile:

$$s_e = 1.333 \left(s_a + \frac{\Delta C_c E t}{2} \right) \text{ [Mpa]} \quad (3.32)$$

In cui ΔC_c è diagrammato in Figura 3.8.

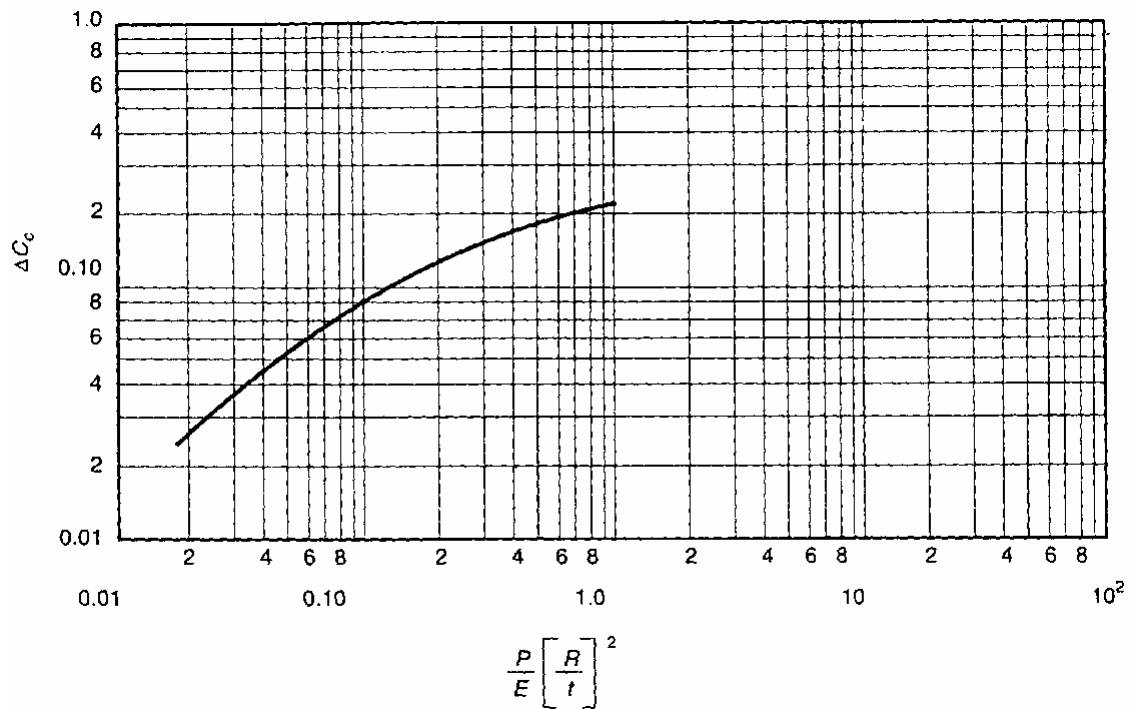


Figura 3.8. ΔC_c in funzione della pressione idrostatica (P) al punto considerato in [pounds/inch²]; del modulo di elasticità (E); del raggio del serbatoio (R) e dello spessore del mantello (t).

Nel caso di serbatoi ancorati, vale ancora la (3.29) che vale per i non ancorati senza

uplifting. Inoltre, se non c'è alcuna informazione sulla accelerazione sismica verticale, la tensione circonferenziale si può determinare come:

$$s_s = \frac{N_i + N_c}{1000t} \text{ [Mpa]} \quad (3.33)$$

dove:

$$N_i = 21.4 \left(\frac{ZI}{R_w} \right) GHD \left[\frac{Y}{H} - 0.5 \left(\frac{Y}{H} \right)^2 \right] \tanh \left(0.866 \frac{D}{H} \right) \text{ [kN]} \quad (3.34)$$

$$N_i = 13.6 \left(\frac{ZI}{R_w} \right) GD^2 \left[\frac{Y}{0.75D} - 0.5 \left(\frac{Y}{0.75D} \right)^2 \right] \text{ nel caso di } D/H > 1.33 \text{ [kN]} \quad (3.35)$$

$$N_i = 6.6 \left(\frac{ZI}{R_w} \right) GD^2 \text{ nel caso di } D/H > 1.33 \text{ e } H < 0.75D \text{ [kN]} \quad (3.36)$$

$$N_c = 33.1 \left(\frac{ZI}{R_w} \right) C_1 S G D^2 \left[\frac{\cosh \left[\frac{3.68(H-Y)}{D} \right]}{\cosh \left[\frac{3.68H}{D} \right]} \right] \text{ per tutti i } D/H \text{ [kN]} \quad (3.37)$$

Nelle (3.33 ÷ 3.37) t è lo spessore del livello di mantello considerato, mentre Y è la distanza (positiva verso il basso) dalla superficie di liquido. Nel caso in cui l'accelerazione verticale sia specificata:

$$s_s = \frac{\sqrt{N_i^2 + N_c^2 + (N_h a_v)^2}}{1000t} \text{ [Mpa]} \quad (3.38)$$

In cui N_h è la forza idrostatica per unità di lunghezza e a_v è la accelerazione verticale.

Per dimensionare un franco aggiuntivo in zona sismica onde evitare fuoriuscita di liquido dovuta al movimento di sloshing la altezza dell'onda di sloshing si può calcolare come:

$$d = 7.53D \left[\frac{ZIC_1 S}{R_w} \right] \quad (3.39)$$

Per evitare lo scivolamento sotto moto sismico di serbatoi pieni assumendo un coefficiente d'attrito pari alla tangente dell'angolo di trenta gradi, il taglio ammissibile alla base si calcola come:

$$V_{SLIDING} = \tan 30^\circ (W_s + W_r + W_1 + W_2) (1 - 0.4a_v) \quad (3.40)$$

Questo taglio deve essere un maggiorante per il taglio alla base dovuto all'azione sismica.

3.3.2.4. Note sulla progettazione in zona sismica

La fondazione in zona sismica si progetta aumentando di un terzo la tensione ammissibile. Nel caso di serbatoi ancorati anelli di fondazione in cemento armato si devono dimensionare considerando il ribaltamento e la forza di sollevamento degli ancoraggi. L'acqua che insiste sull'anello di fondazione si può utilizzare per resistere al ribaltamento se la fondazione è progettata per resistere a questo carico eccentrico, ma non per ridurre il carico sulle viti di ancoraggio.

Nel caso di serbatoi non ancorati l'equilibrio per evitare il ribaltamento fornisce dimensioni degli anelli di base improponibili. Il buon comportamento di serbatoi poggiati direttamente a terra durante terremoti fa sì che non sia necessario alterare il progetto della fondazione. Il calcolo della pressione sulla piastra al di sotto del mantello serbatoio (per distribuire le tensioni nel caso di serbatoi non ancorati) si calcola come nel caso ancorato.

3.4. Eurocodici

L'Eurocodice 3 nella parte 4.2 si occupa della progettazione dei serbatoi atmosferici in acciaio a terra per il deposito di liquidi. La progettazione sismica è rimandata all'Eurocodice 8 parte 4, mentre le fondazioni all'Eurocodice 3.

3.4.1. Progettazione della struttura

3.4.1.1. Piastra di fondo

Lo spessore della piastra di base dipende dal tipo di connessione saldata utilizzata e dal materiale come riportato in Tabella 3.2.

Tabella 3.2. Spessori minimi della piastra di base secondo gli Eurocodici

Materiale	Lap welded	Butt welded
Acciaio ferroso	6 mm	5 mm
Acciaio inossidabile	5 mm	3 mm

Le piastre di base per serbatoi di diametro maggiore a 12.5 m devono avere un anello di piastre anulari che abbia uno spessore minimo di 6 mm, oppure un terzo dello spessore del mantello a cui sono saldate; a questo spessore vanno aggiunti 3 mm senza ancora tenere conto del sovrappessore per la corrosione. La larghezza esposta (distanza del bordo della piastra inferiore dal bordo interno del mantello) di almeno 500 mm oppure

$$w_a = 240e_a / H^{0.5} \text{ [mm]} \quad (3.41)$$

dove e_a è lo spessore sopra calcolato in mm ed H è l'altezza di progetto del liquido contenuto in metri.

Lo spessore del bordo esterno della piastra inferiore dal mantello deve essere non inferiore del più grande tra 50 mm e 10 volte lo spessore del mantello.

3.4.1.2. Mantello

Il mantello deve essere progettato per essere verificato sotto diversi stati limite: (1) equilibrio stati e stabilità globale; (2) collasso plastico e rottura; (3) plasticizzazione ciclica; (4) instabilità del mantello; (5) fatica.

Gli stati limite di servizio per cui la struttura deve essere verificata sono: deformazioni, spostamenti o vibrazioni che possono influenzare negativamente l'utilizzo della struttura o che possono causare danni ad elementi non strutturali. I valori di soglia che innescano questi stati limite vanno decisi caso per caso.

Nelle analisi del mantello bisogna tenere conto delle eventuali aperture nel mantello, in particolare queste ultime possono essere trascurate nella verifica alla instabilità se

$$\left(\frac{r^0}{\sqrt{Rt}} \right) \leq 0.6; \quad r^0 = (a+b)/4 \quad (3.42)$$

Se il diametro della apertura è minore di un terzo del raggio del mantello non c'è riduzione del carico del mantello.

Gli ancoraggi devono essere progettati tenendo conto del carico da vento per un sistema bidimensionale e devono essere attaccati al mantello e non alla piastra di base. Essi devono consentire le deformazioni termiche del mantello e dovute alla pressione idrostatica.

La progettazione del mantello deve far sì che sia soddisfatta la seguente verifica per la pressione interna in ogni livello del mantello:

$$\left[g_F r g H^* + p_d \right] (r/t) \leq f_{y,d} \quad (3.43)$$

In cui ρ è la densità del contenuto; g è l'accelerazione di gravità; H^* è l'altezza dal fondo del livello di mantello in considerazione meno 0.3 m se $H^*/f_{y,d}$ è minore del livello superiore altrimenti non va sottratto 0.3 m ad H e P_d è il valore di progetto della pressione sopra il livello del liquido (valore caratteristico moltiplicato per il coefficiente parziale di sicurezza).

I serbatoi a tetto fisso devono essere adeguatamente irrigiditi alla sommità del mantello dalla struttura portante del tetto. I serbatoi aperti in sommità devono avere un anello primario di irrigidimento al livello finale del mantello. La sezione di questo anello deve avere un modulo elastico di sezione minimo:

$$W_{el} = r^2 H_0 / 4300000 \quad (3.44)$$

in cui H_0 è l'altezza in metri del serbatoio e r è il raggio del serbatoio in metri. Se il serbatoio è più largo di 30 m il valore di r si limita a 30.

Altri anelli di irrigidimento possono essere necessari per prevenire l'instabilità locale del mantello. L'altezza dalla sommità del tetto a cui questo anello si debba trovare vale:

$$H_E = \sum h(t_{\min} / t)^{2.5} \quad (3.45)$$

in cui h è l'altezza di ogni livello al di sotto dell'anello di sommità; t è il livello considerato e t_{min} è lo spessore del livello superiore. L'altezza al di sopra della quale il mantello di spessore t_{min} è stabile è:

$$H_p = 0.46(E/p_d)(t_{min}/r)^{2.5} rK \quad (3.46)$$

in cui p_d è il valore massimo di progetto della pressione interna sul mantello (negativa all'interno) e $K = 1$ se gli sforzi assiali sono di tensione e

$$K = \left\{ 1 - \left[2.67(s_x/E)(r/t)(1 + (r/t)^{0.72}/54) \right]^{0.8} \right\} \quad (3.47)$$

con r/t preso alla stessa quota come il valore di progetto della tensione di compressione s_x . Questa equazione vale per $r/t = 200$ ed $f_y = 1.15$.

Se $H_E = H_p$ non sono necessari anelli di irrigidimento secondari altrimenti H_E deve essere divisa in anelli irrigidenti ad eguale distanza H_p , o inferiore, l'uno dall'altro per prevenire l'instabilità locale. Se l'anello secondario non è su di un livello del mantello a spessore minimo è necessario un aggiustamento:

$$H_i^* = (H_i - H_l)(t/t_{min})^{2.5} + H_l \quad (3.48)$$

In cui H_i è la distanza dell'anello considerato dal bordo superiore del mantello o dall'anello primario, H_l è la distanza del bordo inferiore del livello del mantello a t_{min} dal bordo superiore del mantello o dall'anello primario. Ciascun anello secondario non deve essere entro 150 mm da una saldatura circonferenziale.

3.4.1.3. Ancoraggi

Gli ancoraggi sono necessari per serbatoi con tetto fisso se si verifica una delle seguenti condizioni che indicano un possibile sollevamento della piastra di base del serbatoio dalla sua fondazione:

- a) Uplift di un serbatoio vuoto per la pressione interna contrastato dal peso della struttura e degli elementi non strutturali permanenti al netto degli spessori della corrosione;
- b) Uplift di un serbatoio per la pressione interna combinata col carico da vento contrastato dal peso della struttura e degli elementi non strutturali permanenti, al netto degli spessori della corrosione e dal peso del contenuto sempre presente nel serbatoio;
- c) Uplift di un serbatoio vuoto per il vento contrastato dal peso della struttura e degli elementi non strutturali permanenti, al netto degli spessori della corrosione. In tal caso, le forze di sollevamento si possono calcolare facendo riferimento alla teoria della trave con una sezione rigida del mantello. Uplifting locale è accettato sotto queste ipotesi altrimenti sono necessarie analisi più accurate.
- d) Uplift di un serbatoio per fuoriuscita di contenuto contrastato dal peso della struttura e degli elementi non strutturali permanenti al netto degli spessori della corrosione.

Gli ancoraggi si devono collegare principalmente al mantello e non solo alla piastra di base. Gli attacchi hanno una sezione minima 500 mm^2 per garantirne una maggiore resistenza rispetto alle viti. Gli ancoraggi non devono avere precarico iniziale.

3.4.1.4. Tetti

I tetti si devono progettare perché verifichino gli stati limite ultimi considerati; in particolare: instabilizzazione, resistenza delle connessioni, rottura per pressione interna. Le coperture, che possono essere coniche o a cupola possono essere auto-portanti o sostenute da colonne. La struttura di supporto può anche non avere connessioni specifiche con il tetto. Le coperture non supportate si possono progettare utilizzando le teorie di grandi spostamenti. Le connessioni con il mantello devono essere progettate per portare i pesi propri, i sovraccarichi: quali quello da neve e la pressione interna (negativa). Gli stati limite di servizio per i tetti e le azioni da intraprendere dei serbatoi sono gli stessi che per il mantello. I tetti non irrigiditi saldati devono verificare che:

$$(P_{0,d} R_1)/(2t) \leq j f_{y,d} \text{ per tetti sferici (3.49)}$$

$$(P_{0,d} R_1)/t \leq j f_{y,d} \text{ per tetti conici (3.50)}$$

dove t è lo spessore del tetto j è l'efficienza della connessione saldata (1 butt welded, 0.5 lap welded); $p_{0,d}$ è la componente radiale del carico esterno distribuito di progetto sul tetto; R_1 è il raggio del tetto sferico oppure il raggio di curvatura per il tetto conico $R_1 = r \sin J$ (r raggio del mantello e J è l'inclinazione del tetto conico). La verifica alla stabilità è fatta con:

$$p_{i,d} \leq 0.05 [1.21 E (t/R_1)^2] \quad (3.51)$$

dove $p_{i,d}$ è la componente radiale interna del carico di progetto distribuito sul tetto. I carichi concentrati non sono considerati dalla (3.46).

Le piastre del tetto non devono avere spessore inferiore a 3 millimetri per l'acciaio inossidabile o 5 mm per acciaio tradizionale. Queste piastre si devono progettare in grandi spostamenti. Per i tetti sferici i valori di progetto per lo sforzo normale ed il momento per l'azione dei carichi e dei sovraccarichi permanenti ed accidentali si calcolano secondo:

$$N_d = 0.375 (r/h) P_d \quad (3.47)$$

$$M_d = \left[\left(1 - \left(x/r^3 \right) - 0.366 (y/h) \right) \right] P_d (r/(1-e)) \quad (3.52)$$

$P_d = (pr^2/n) p_{R,d}$ $p_{R,d} = 1.2 \text{ kN/m}^2$ (massima componente verticale del carico di progetto sul tetto incluso il peso proprio della struttura di supporto)

$$e = N_d (0.6r)^2 / (p^2 EI_y) \quad (3.53)$$

r, h, x, y come da Figure 3.9, b_k, h_k, A_o, A_u come da Figura 3.10, n numero di travi del tetto, I_y momento d'inerzia della trave della struttura secondo l'asse orizzontale.

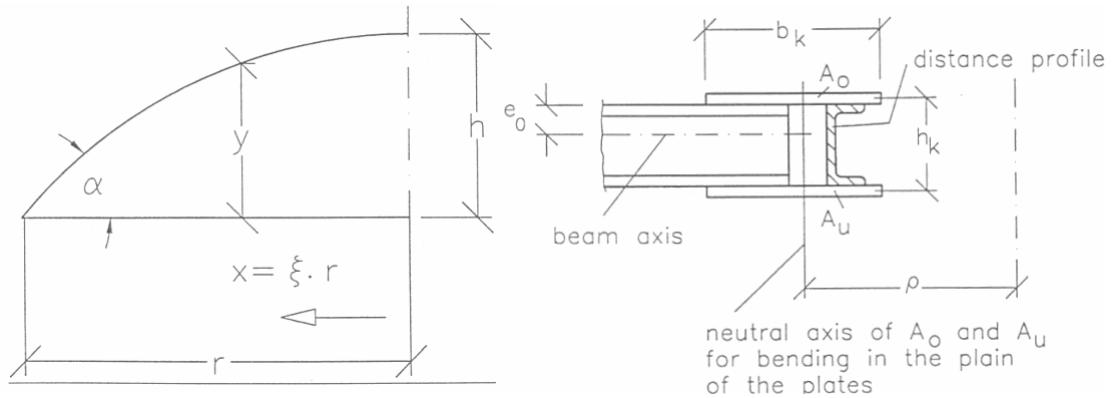


Figure 3.9 e 3.10. Schemi della copertura.

3.4.2. Progettazione sismica

3.4.2.1. Metodi di analisi

Gli stati limite di servizio da garantire prevedono che: (1) sotto l'azione sismica di progetto venga mantenuta la tenuta del serbatoio; (2) non si deve compromettere il funzionamento dei sistemi collegati al serbatoio (quali le tubazioni); (3) l'instabilità locale non deve dare danni irreversibili.

Lo stato limite ultimo prevede che: (1) non si debba avere rovesciamento o slittamento del serbatoio visto come corpo rigido; (2) il comportamento anelastico può essere locale e non globale e comunque nel rispetto delle deformazioni ultime del materiale; (3) non deve perdersi il contenuto per danni parziali; (4) la fondazione deve collassare dopo il serbatoio.

Una affidabilità adeguata, rispetto all'occorrenza di fenomeni di instabilità elastica o non elastica, è assicurata se le verifiche riguardo tali fenomeni sono soddisfatte sotto il carico sismico dello stato limite ultimo. Devono essere considerati gli spostamenti relativi causati da movimenti differenziali del terreno di origine sismica qualora le tubature e i serbatoi poggino su fondazioni distinte.

Le resistenze di progetto per elementi di tubatura devono essere considerate uguali a quelle assunte in condizioni non sismiche. La zona del serbatoio dove è attaccato il tubo deve essere progettata per resistere nel campo elastico alle forze trasmesse dalla tubatura amplificate di un fattore $rp = 1,3$.

Stato limite ultimo: Il rovesciamento e lo slittamento non devono avvenire in corrispondenza

all'azione sismica di progetto. La forza di taglio resistente, che può essere mobilitata all'interfaccia tra la base del serbatoio e la sua fondazione, deve essere calcolata tenendo conto degli effetti della componente verticale dell'azione sismica. Il sollevamento è accettabile qualora sia adeguatamente considerato nell'analisi e nelle conseguenti verifiche sia della struttura che della fondazione.

Gli effetti massimi di azione (forze membranali e momenti flettenti) indotti dalla combinazione di carichi pertinenti devono essere minori o uguali alla capacità di massima resistenza del guscio, calcolata come per situazioni non sismiche. Ciò comprende tutti i tipi di modi di collasso come lo snervamento, l'instabilità, ecc.

Sotto gli effetti combinati dei carichi di inerzia e di esercizio lo snervamento delle tubature deve essere verificato nella tubatura ed al di fuori del collegamento con il serbatoio. Allo scopo di verificare l'integrità della connessione deve essere considerata una possibile riserva di resistenza della tubatura ($rp = 1,3$). I sistemi di ancoraggio devono essere progettati per rimanere in campo elastico sotto la combinazione di carico sismico pertinente e devono essere anche provvisti di un'adeguata duttilità, per evitare crisi fragili.

I serbatoi devono essere progettati ipotizzando la presenza concorrente di una componente orizzontale ed una verticale del moto sismico. Quando i valori di picco della risposta dovuti al moto orizzontale e verticale sono determinati separatamente, la combinazione degli effetti più sfavorevoli può essere ottenuta attraverso la seguente espressione:

$$p = p_{st} \pm p_n \pm p_v \quad (3.54)$$

dove: p_{st} è la pressione statica; p_v e p_n sono i valori di picco delle pressioni orizzontale e verticale, rispettivamente. I segni dei termini nella combinazione dovrebbero essere scelti in modo da ottenere gli effetti più critici nelle varie parti del serbatoio.

Il modello da utilizzare per la determinazione degli effetti sismici deve riprodurre accuratamente la rigidità, la massa e le proprietà geometriche della struttura di contenimento, deve tenere conto, inoltre, della risposta idrodinamica del fluido contenuto e degli effetti dell'interazione con il suolo di fondazione. I serbatoi devono essere analizzati considerando un comportamento elastico. Deve essere considerata, ogni qualvolta sia

necessario, la possibile interazione tra serbatoi a causa di tubature di collegamento. La soluzione completa dell'equazione di Laplace per il moto del fluido contenuto in un cilindro rigido può essere espressa come la somma di due contributi separati chiamati *rigido impulsivo* e *convettivo*. La componente rigida impulsiva della soluzione soddisfa in modo esatto le condizioni al contorno alle pareti ed al fondo del serbatoio (congruenza tra le velocità del fluido e quelle del serbatoio), ma fornisce (non correttamente, a causa della presenza delle onde) pressione nulla alla superficie libera del fluido. Di conseguenza deve essere aggiunto un secondo termine, che non alteri quelle condizioni al contorno che sono già soddisfatte e ristabilisca le corrette condizioni di equilibrio alla superficie. Si può dunque ottenere la distribuzione delle pressioni lungo l'altezza del serbatoio in funzione della geometria del serbatoio. Si nota così che nei serbatoi tozzi le pressioni di sbattimento mantengono dei valori relativamente elevati sino al fondo, mentre in serbatoi snelli l'effetto di sbattimento è superficiale. Per lo stesso valore dell'accelerazione di risposta, il contributo del secondo modo appare essere trascurabile.

La storia nel tempo della pressione totale è la somma delle due storie, quella impulsiva e quella convettiva (trascurando componenti di ordine superiore). Qualora, come è abituale nella pratica progettuale, si preferisca un approccio con lo spettro di risposta, nasce il problema di combinare opportunamente i due massimi. Data la separazione generalmente ampia tra le frequenze centrali del moto del terreno e la frequenza di sbattimento, la regola della "radice quadrata della somma dei quadrati" può diventare non prudente, cosicché è raccomandata per l'uso generale la regola alternativa, corrispondente al limite superiore, di sommare i valori assoluti dei due massimi.

Per i serbatoi di acciaio, le forze di inerzia che agiscono sul guscio a causa della sua massa propria, sono piccole in confronto con le forze idrodinamiche e possono generalmente essere trascurate.

Anche l'effetto della accelerazione verticale è valutabile, il valore di picco della pressione dovuta alla combinazione degli effetti dell'eccitazione orizzontale e verticale può essere ottenuta se necessario.

Quando il serbatoio non può essere considerato rigido (questo è quasi sempre il caso dei serbatoi in acciaio) la soluzione completa dell'equazione di Laplace è generalmente ricercata

nella forma della somma di tre contributi, indicati come: rigido impulsivo, di sbattimento (convettivo) e di deformazione. Il terzo contributo è nuovo rispetto al caso dei serbatoi rigidi: soddisfa la condizione che la velocità radiale del fluido lungo il muro eguagli la velocità di deformazione della parete del serbatoio ed inoltre le condizioni di velocità verticale nulla al fondo del serbatoio e pressione nulla alla superficie libera del fluido. Poiché la deformazione del muro è anche dovuta alle pressioni di sbattimento, le componenti di sbattimento e di deformazione sono teoricamente accoppiate, questo rende la determinazione della soluzione piuttosto complicata. Fortunatamente, l'accoppiamento dinamico è piuttosto debole, a causa della separazione tra le frequenze dei due moti, il che permette di determinare la terza componente indipendentemente dalle altre con precisione quasi assoluta. Le componenti rigida impulsiva e di sbattimento esaminate non sono quindi influenzate. Nessuna espressione in forma chiusa è possibile per la componente di deformazione, poiché la distribuzione della pressione dipende dai modi di vibrare del sistema serbatoio-fluido e, quindi, dalle proprietà di geometria e di rigidità del serbatoio. Supponendo di conoscere i modi di vibrare di norma, è sufficiente solo quello fondamentale, cosicché (nelle espressioni che seguono sono omessi sia l'indice dei modi che la sommatoria su tutti i contributi modali) la distribuzione di deformazione è nota.

La storia nel tempo della pressione totale, nel caso di serbatoi deformabili, è data dalla somma di tre storie nel tempo: quella rigido impulsiva, la convettiva e quella di deformazione, ciascuna diversamente distribuita lungo l'altezza e con una diversa storia nel tempo. Facendo riferimento per semplicità ai tagli:

$$Q(t) = m_i A_g(t) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} A_n(t) + m_f A_f(t) \quad (3.55)$$

dove, $A_n(t)$ è l'accelerazione di risposta totale o assoluta di un oscillatore semplice sottoposto ad un'accelerazione alla base $A_g(t)$; mentre $A_f(t)$ è l'accelerazione di risposta, relativa alla base, di un oscillatore semplice di frequenza ω_n e smorzamento appropriato per il sistema serbatoio-fluido, anch'esso sottoposto a $A_g(t)$. I massimi dei termini nell'equazione, considerati individualmente, sono noti utilizzando spettri di risposta di accelerazioni assolute

e relative. Le corrispondenti pressioni sul serbatoio richieste per una precisa analisi degli sforzi possono essere ottenute distribuendo la risultante sulle pareti e fondo del serbatoio secondo la distribuzione pertinente. Per velocizzare il processo di progettazione, le masse m_i , m_{cn} e m_f , quest'ultima considerata in riferimento alle forme modali del primo modo, sono state calcolate come funzioni della geometria del serbatoio e sono disponibili in diagrammi. Senza considerare la necessità di derivare uno spettro di risposta dell'accelerazione relativa, non c'è alcun modo preciso di combinare i picchi di accelerazione. Infatti, poiché l'input e la sua risposta non possono essere considerati indipendenti nel campo relativamente ampio di frequenze in considerazione, la regola della "radice quadrata della somma dei quadrati non è prudentiale. Date queste difficoltà, sono stati proposti vari approcci approssimati basati sulla teoria precedentemente esposta. Uno consiste essenzialmente nel sostituire l'equazione (3.55) con l'equazione:

$$Q(t) = m_i(A_f(t) + A_g(t)) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn}A_n(t) \quad (3.56)$$

se si ipotizza che l'intera massa impulsiva risponda con l'accelerazione assoluta di risposta amplificata del sistema di serbatoio deformabile. Il massimo di $A_f(t) + A_g(t)$ è ottenuto direttamente dall'appropriato spettro di risposta.

Un altro metodo inizia scrivendo l'equazione (3.55) nella forma:

$$Q(t) = (m_i - m_f)A_g(t) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn}A_n(t) + m_f A_{fa}(t) \quad (3.57)$$

una forma adatta per l'utilizzo dello spettro di risposta. Le masse sono date in grafico come funzioni dei rapporti geometrici e dimensionali del serbatoio, assieme alle altezze alle quali queste stesse devono essere collocate per fornire il valore corretto del momento. Gli effetti dell'inerzia della parete del serbatoio sono incorporati nei valori delle masse e delle loro altezze. La regola della "radice quadrata della somma dei quadrati" viene usata per combinare i valori massimi delle tre componenti dell'equazione (3.55). Con questo metodo, il

problema di distribuire lungo l'altezza la forza di taglio totale alla base viene risolto ipotizzando una distribuzione di pressione uniforme lungo l'altezza del serbatoio, il che porta ad un valore di sforzo circonferenziale:

$$s_{\max} = \frac{1}{p} \frac{Q_{\max}}{Hs} \quad (3.58)$$

Per serbatoi cilindrici a base fissa (Malhotra, 1997) gli effetti idrodinamici in un serbatoio sono valutati con la sovrapposizione di queste due componenti: (1) La componente impulsiva, che rappresenta l'azione del fluido vicino alla base del serbatoio che si muove rigidamente con la parete flessibile del serbatoio e (2) la, componente convettiva, che rappresenta l'azione del liquido sottoposto ad un moto di sbattimento vicino alla superficie libera. In questa analisi, il sistema serbatoio liquido è modellato da due sistemi ad un grado di libertà, uno corrispondente all'azione impulsiva e l'altro alla componente convettiva. Le risposte impulsiva e convettiva sono combinate prendendo in considerazione la loro somma numerica piuttosto che il valore ottenuto dalla radice della media dei quadrati. I periodi naturali delle risposte convettive ed impulsive, in secondi, sono:

$$T_{imp} = C_i \frac{H\sqrt{r}}{\sqrt{t/R}\sqrt{E}} \quad (3.59)$$

$$T_{con} = C_c \sqrt{R} \quad (3.60)$$

dove H = altezza di progetto del fluido, R = raggio del serbatoio, s = spessore equivalente uniforme della parete del serbatoio, ρ = densità di massa del liquido ed E = modulo di elasticità del materiale del serbatoio. I coefficienti C_i e C_c sono tabellati.

Per serbatoi con spessore di parete non uniforme, s può essere calcolato prendendo una media pesata sull'altezza bagnata della parete del serbatoio, assegnando il peso più alto allo spessore vicino alla base del serbatoio, dove la deformazione è massima. Anche le masse impulsive e convettive m_i e m_c sono tabellate come frazioni della massa liquida totale m , i

grafici da utilizzare per ricavarle sono gli stessi delle norme API e AWWA in quanto il metodo coincide perfettamente.

Il taglio totale alla base è:

$$Q = (m_i + m_w + m_r) \cdot S_e(T_{imp}) + m_c S_e(T_{con}) \quad (3.61)$$

dove m_w = la massa della parete del serbatoio; m_r = la massa della copertura del serbatoio; $S_e(T_{imp})$ = l'accelerazione spettrale impulsiva, ottenuta da uno spettro di risposta elastico con smorzamento del 2% per serbatoi di acciaio o calcestruzzo precompresso e da uno spettro di risposta elastico con smorzamento del 5% per serbatoi di calcestruzzo; $S_e(T_{con})$ = l'accelerazione spettrale convettiva, ottenuta da uno spettro di risposta elastico smorzato dello 0.5%.

Il momento ribaltante sulla piastra di base, in combinazione con la comune teoria delle travi, fornisce lo sforzo assiale alla base della parete del serbatoio.

$$M = (m_i h_i + m_w h_w + m_r h_r) \cdot S_e(T_{imp}) + m_c h_c S_e(T_{con}) \quad (3.62)$$

dove h_j e h_c sono le altezze del baricentro delle pressioni idrodinamiche impulsiva e convettiva della parete; h_w e h_r sono rispettivamente le altezze dei centri di gravità della parete e tetto del serbatoio. Il momento ribaltante immediatamente al di sotto della piastra di base (M'), dipende dalle pressioni idrodinamiche sul serbatoio così come quelle sulla piastra di base; esso vale:

$$M = (m_i h'_i + m_w h_w + m_r h_r) \cdot S_e(T_{imp}) + m_c h'_c S_e(T_{con}) \quad (3.63)$$

1) Se il serbatoio è supportato su una fondazione quadrata, M sarà adottato per progetto delle pareti, ancoraggi di base e fondazione.

2) Se il serbatoio è supportato su un sottofondo di fondazione, M sarà adottato soltanto al progetto degli ancoraggi e delle pareti, mentre M' per le fondazioni.

Lo spostamento verticale della superficie del liquido dovuto a sloshing, è dato da:

$$d = R \frac{S_e(T_{con})}{g} \quad (3.64)$$

dove g è l'accelerazione di gravità.

3.4.2.2. Effetti de interazione suolo-struttura

Per serbatoi fondati su terreni relativamente deformabili, il moto risultante alla base può essere significativamente diverso dal moto di campo libero ed include generalmente una componente di rollio, in aggiunta ad una componente di traslazione modificata. Soluzioni precise per il problema dell'interazione tra il sistema serbatoio-fluido ed il terreno sono state sviluppate solo recentemente per il caso di serbatoi con fondazione rigida su suolo omogeneo. I procedimenti di soluzione sono basati sull'approccio di sottostrutturazione, per cui la risposta del serbatoio deformabile e del terreno deformabile sottostante alla fondazione sono prima espresse separatamente per un'eccitazione composta di un moto orizzontale e di rollio: le condizioni di equilibrio e congruenza imposte all'interfaccia forniscono un sistema di due equazioni aventi come incognite le componenti del moto del terreno. Analisi effettuate su serbatoi di varie geometrie confermano ciò che era noto da studi precedenti su sistemi strutturali! Cioè che l'aumento della cedevolezza del mezzo di sostegno allunga il periodo del sistema serbatoio-fluido e riduce il picco della risposta (in corrispondenza di uno stesso input) a causa di un aumento dello smorzamento totale. Per una data cedevolezza del terreno, l'aumento del periodo fondamentale è più pronunciato per serbatoi alti e snelli, poiché il contributo della componente di rollio è maggiore per queste strutture che per serbatoi bassi e larghi. La riduzione della risposta di picco, tuttavia, è in generale meno significativa per serbatoi alti, poiché lo smorzamento associato al rollio è minore dello smorzamento associato alla traslazione orizzontale. Uno dei procedimenti è stato proposto per edifici già svariati anni orsono e consiste in un aumento del periodo fondamentale e dello smorzamento della struttura, considerata giacente su un terreno rigido e sottoposta al moto di campo libero. Questo procedimento è stato esteso ai serbatoi, e più specificamente, alle componenti impulsive (rigida e di deformazione) della risposta. Le proprietà dell'oscillatore

sostitutivo sono date in riferimento in forma grafica, come funzioni del rapporto H/R e per valori fissi degli altri parametri: coefficiente di spessore del muro s/R , smorzamento iniziale, ecc. In alternativa, i procedimenti meno approssimati possono ancora essere adottati.

I serbatoi vengono spesso costruiti con le pareti non ancorate alla fondazione, per motivi economici. In caso di terremoto, se il momento ribaltante causato dalle forze idrodinamiche è maggiore di quello stabilizzante, si verifica il sollevamento. È difficile evitare in questo caso le deformazioni plastiche del serbatoio, quantomeno nella piastra di base. Le perdite di liquido, tuttavia, possono essere evitate con un progetto adeguato. Il meccanismo di sollevamento del serbatoio è ovviamente complesso e sostanzialmente dipendente da vari parametri, sia dal punto di vista della risposta del serbatoio che della successiva analisi degli sforzi. Nella maggior parte dei casi, gli effetti del sollevamento e del moto di rollio conseguente, sull'entità e sulla distribuzione delle pressioni vengono trascurati e vengono utilizzate le pressioni calcolate per un serbatoio ancorato. Questo è considerato in molti casi un approccio conservativo, poiché il rollio aggiunge flessibilità al sistema serbatoio-fluido, quindi, sposta il periodo in un campo di minore amplificazione.

L'unico procedimento di progetto elaborato sino ad ora che tiene conto della natura dinamica del problema può essere usato se ritenuto appropriato. Si assume che le componenti impulsiva e convettiva del moto non siano influenzate dal moto di rollio. La componente impulsiva legata alla deformazione viene modificata includendo termini tabellati per tenere conto del sollevamento. Per quanto riguarda la risposta dinamica, l'obiettivo è quello di trovare il periodo fondamentale di un sistema fatto di un sottosistema deformabile serbatoio fluido, collegato al terreno per mezzo di molle verticali caratterizzate da una relazione non lineare forza-sollevamento. La non linearità delle molle di base viene trattata in modo lineare "equivalente", assumendo la loro rigidità media per una deformazione verticale che va da zero al valore massimo raggiunto durante la risposta. Sulla base di numerose analisi ad elementi finiti su serbatoi di acciaio tipici dell'industria petrolifera, sono stati ottenuti risultati nella forma di grafici, che danno la frequenza fondamentale di tutto il sistema nella forma:

$$T_f = 2\mathbf{p} \sqrt{\frac{R}{g}} F\left(\frac{d_{\max}}{R}, \frac{H}{R}\right) \quad (3.65)$$

dove d_{\max} è il massimo spostamento al livello h_f dove è localizzata la massa m_f e $F(\cdot)$ è una funzione elaborata empiricamente dei due fattori adimensionali indicati. Il procedimento si sviluppa iterativamente come segue: partendo dal valore del momento ribaltante corrispondente alla base fissa, si ottiene (un valore di d_{\max} usando un grafico adimensionale preparato per diversi valori H/R ; sulla base di questo valore, il periodo del sistema è calcolato dall'equazione (3.65), ed usando lo spettro di risposta appropriato, si ottiene la componente impulsiva deformabile della risposta; combinando quest'ultima risposta con quella di sbattimento e quella rigida, si ottiene un nuovo valore del momento totale ribaltante, e così via finché non è raggiunta la convergenza.

Per un serbatoio in condizioni di sollevamento, un modello accurato dovrebbe comprendere necessariamente un metodo di analisi ad elementi finiti che consideri la non-linearità del problema (il che è ancora al di fuori della pratica comune). All'altro estremo, metodi poco raffinati, che non richiedono l'uso del calcolatore elettronico, sono stati sviluppati molti anni addietro e sono ancora proposti in normative di progetto in vigore. È stato dimostrato attraverso esperimenti e analisi più raffinate che questi metodi sono non conservativi e, più in generale, non adeguati per tenere in conto tutte le variabili del problema. Metodi semplificati ma completi per calcolatore elettronico sono stati proposti recentemente in letteratura.

Il principale effetto del sollevamento è quello di aumentare lo sforzo di compressione verticale nel guscio, cosa che è critica nei confronti di tipi di collasso in relazione con l'instabilità. Al lato opposto della parete, dove la pressione è massima, si generano sforzi circonferenziali di compressione nel guscio a causa dell'azione membranale della piastra di base. Questi ultimi sforzi, tuttavia, in combinazione con le altre componenti di sforzo, non sono critici per la stabilità del serbatoio. È infine accettato che abbia luogo lo snervamento flessionale nella piastra di base, ed è appropriato un controllo del massimo sforzo di trazione. Sforzo di compressione assiale nella parete causato dal sollevamento (L'aumento dello sforzo verticale causato dal sollevamento (N_u) rispetto allo sforzo nel caso ancorato (N_a) può essere stimato dalla Figura 3.11.

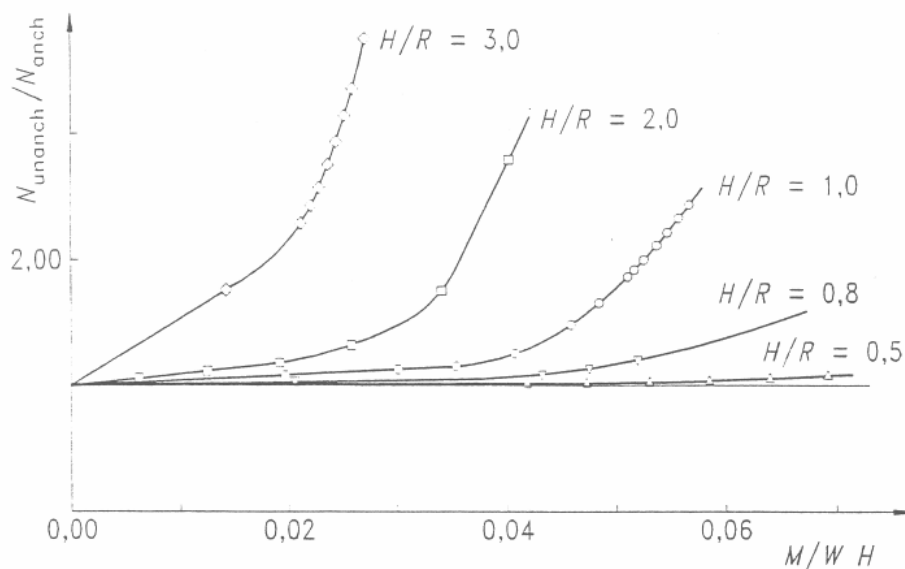


Figura 3.11. Sforzo non ancorato rispetto a N ancorato in funzione del momento ribaltante.

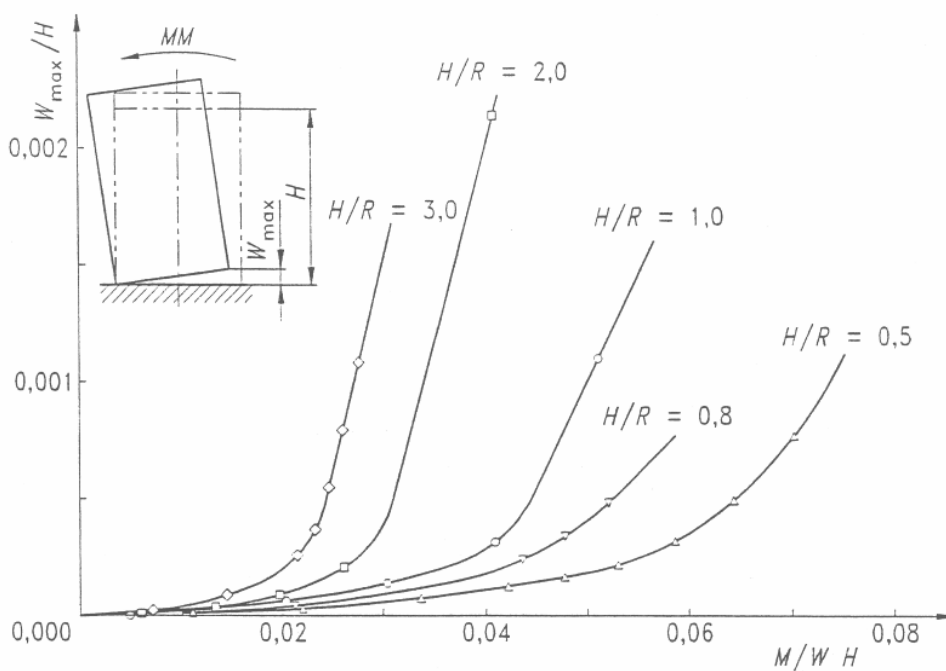


Figura 3.12. Sollevamento massimo funzione del momento ribaltante.

Il rapporto N_u/N_a è dato nella Figura 3.11 come una funzione del momento ribaltante adimensionale $M/W H$ (W = peso totale del liquido).

Lo sforzo membranale nella piastra di base causato dal sollevamento vale:

$$s_{rb} = \frac{1}{t} \left(\frac{2}{3} E (1 - \nu^2) t p^2 R^2 \left(1 - \left(\frac{R}{L} \right) L \right)^2 \right)^{\frac{1}{3}} \quad (3.66)$$

in cui L è la parte sollevata della base e p è la pressione idrostatica sulla base. L'anello di fondo deve avere uno spessore inferiore a quello della parete per evitare lo snervamento flessionale alla base della parete. La massima rotazione (Figura 3.12) della cerniera plastica alla base è 0.2 radianti.

$$q = \left(\frac{2w}{L} - \frac{w}{2R} \right) \quad (3.67)$$

in cui w è lo il sollevamento della piastra di base.

3.4.2.3. Verifiche

Le verifiche di stabilità devono essere effettuate rispetto a due possibili modi di collasso.

a) Instabilità elastica: questa forma di instabilità è stata osservata in quelle parti del guscio in cui lo spessore è ridotto rispetto allo spessore della base, ed anche la pressione interna (che ha un effetto stabilizzante) è ridotta rispetto al valore massimo che raggiunge alla base. Questa verifica dovrebbe essere effettuata ipotizzando che la componente verticale dell'eccitazione sismica dia un contributo nullo alla pressione interna. Indicando con s_m il massimo sforzo membranale verticale, deve essere verificata la seguente disuguaglianza:

$$\frac{s_m}{s_{c1}} \leq 0.19 + 0.18 \frac{s_p}{s_{c1}} \quad (3.68)$$

$$s_{c1} = 0.6 E \frac{s}{R} \quad (3.69)$$

s_p è l'instabilità per i cilindri carichi in compressione assiale.

b) Collasso elasto-plastico: questa forma di instabilità si verifica normalmente vicino alla base

del serbatoio, a causa di una combinazione di sforzi verticali di compressione, sforzi di trazione circonferenziali e taglio elevato, che determinano uno stato di sforzo biassiale anelastico: il modo di collasso è indicato come *piede di elefante* (vedi capitolo quarto). L'equazione empirica per controllare questa forma di instabilità è:

$$s_m = s_{cl} \left[1 - \left(\frac{pR}{sf_y} \right)^2 \right] \left[1 - \frac{1}{1.12 + r^{1.15}} \right] \left[\frac{r + f_y / 250}{r + 1} \right] \quad (3.70)$$

$$r = \frac{R/s}{400} \quad (3.71)$$

3.4.2.4. Ancoraggi

I sistemi di ancoraggio devono essere progettati per rimanere in campo elastico sotto le combinazioni di carico sismico pertinenti. Devono essere anche provvisti di un'adeguata duttilità, per evitare cedimenti fragili.

3.4.2.5. Fondazioni

Le forze trasmesse al terreno dal serbatoio caricato dalla combinazione di carico sismico pertinente non devono superare la capacità portante del terreno.

3.5. Osservazioni

L'analisi comparativa delle normative per la progettazione dei serbatoi mostra come a ciascuna corrisponda un diverso livello di dettaglio ed un diverso margine di autonomia del progettista. Tutte, comunque, fanno riferimento ad un blocco unico di metodi semplificati per la progettazione sia statica che sismica dei serbatoi poggiati a terra.

Sia le API che le AWWA si riferiscono agli stessi metodi di progettazione della struttura in elevazione, per cui piastre di fondazione e di copertura non si progettano ma si scelgono rispettando gli spessori minimi; mentre maggiore attenzione è richiesta alla progettazione delle eventuali strutture di supporto del tetto.

Il mantello si progetta in maniera semplificata tenendo conto del carico idrostatico del fluido

e dei sovraccarichi sul tetto.

L'Eurocodice si rifà alla teoria dei bidimensionali per la progettazione della struttura, segue un approccio molto più vicino alla tecnica delle costruzioni rispetto alla procedura semplificata degli standard americani.

Per quanto riguarda la progettazione sismica essa è una appendice nei codici americani mentre è molto più estesa nell'Eurocodice 8. Il comportamento sismico è governato dall'interazione suolo struttura e l'EC ne tiene conto partendo dall'interazione fluido struttura e quindi dalla soluzione dell'equazione di Laplace. Alla fine, però, tutti gli standard suggeriscono il metodo semplificato di Malhotra (2000) per l'analisi delle sollecitazioni sismiche nei serbatoi ancorati, estendendo il metodo con delle correzioni nel caso di serbatoi non ancorati. Ancora una volta nell'Eurocodice c'è una discussione, in parte squisitamente scientifica, sui metodi disponibili, sulle semplificazioni e sulla applicabilità degli stessi e rinvia anche ad analisi tridimensionali agli elementi finiti, che rappresentano un grado di sofisticazione estraneo ed inappropriato per questo tipo di strutture e per le finalità d'uso.

Probabilmente le normative europee risentono di una certa distanza dalla pratica industriale e, per contro, di un legame forte con la comunità scientifica. Essendo queste ultime, molto recenti rispetto alle API ed alle AWWA si può presumere che siano ancora poco utilizzate o che comunque non abbiano avuto un impatto significativo sulla progettazione, per questo si è scelto di progettare i serbatoi dell'impianto di riferimento secondo le norme API.

Gli standard americani slegano il problema strutturale dalla progettazione svuotandola di ogni riferimento ai criteri che hanno portato alla procedura utilizzata, dando per certa una standardizzazione ed economia intrinseca dei metodi proposti.

Tutti i riferimenti soffrono della non semplice modellazione ed analisi del fenomeno fondamentale che, nel caso dinamico, influenza il comportamento della struttura e cioè l'interazione fluido-struttura. Si può dire, come bene descritto nella premessa dell'Eurocodice 8, che: << Un'analisi rigorosa del fenomeno dell'interazione dinamica tra il moto del fluido contenuto, la deformazione delle pareti del serbatoio e quella del suolo di fondazione sottostante, è un problema di notevole complicazione analitica e richiede risorse computazionali e sforzi ingenti. Le soluzioni dei casi più semplici della risposta sismica dei serbatoi sono noti sin dall'inizio degli anni settanta, il progresso nella trattazione di quelli più

complessi continua fino al momento attuale ed è ancora incompleto. Molti studi sono in via di pubblicazione, fornendo procedimenti nuovi, più o meno approssimati, validi per situazioni specifiche di progetto; la loro precisione è funzione del problema preso in considerazione, una scelta adeguata richiede un grado di conoscenze specialistiche da parte del progettista.

Il problema risiede nell'incongruenza insita nello scegliere una soluzione accurata per la determinazione delle pressioni idrodinamiche per non utilizzare poi un modello meccanico altrettanto raffinato per il serbatoio (per esempio, un modello ad elementi finiti) per valutare gli sforzi dovuti alle pressioni. Per tutte le situazioni che rendono il problema più complicato, come per esempio la deformabilità del serbatoio, e/o quella del suolo di formazione e/o quella del sistema di ancoraggio, poiché soluzioni esatte sono o complicate e lunghe, oppure non esistono, è possibile solo lavorare con soluzioni approssimate che discendono dalla fisica del fenomeno osservato. >>

3.6. Il serbatoi nell'impianto di riferimento

Qui di seguito è riportata, in forma sintetica, la progettazione dei serbatoi nell'impianto oggetto dell'analisi. La progettazione è avvenuta in base alle API 650 descritte in precedenza nell'ambito dello stesso capitolo. Con riferimento alla Figura 3.13 sono stati dimensionati gli elementi fondamentali della struttura e delle saldature con considerazione del carico sismico. Per brevità non si riportano i dettagli dei calcoli ma solo i risultati della progettazione.

La progettazione strutturale si è resa necessaria al fine della valutazione analitica della vulnerabilità per cui per definire i parametri del modello meccanico è richiesta la definizione di dettaglio degli elementi strutturali, così come per la valutazione delle conseguenze, nel capitolo secondo è stato necessario progettare il layout d'impianto.

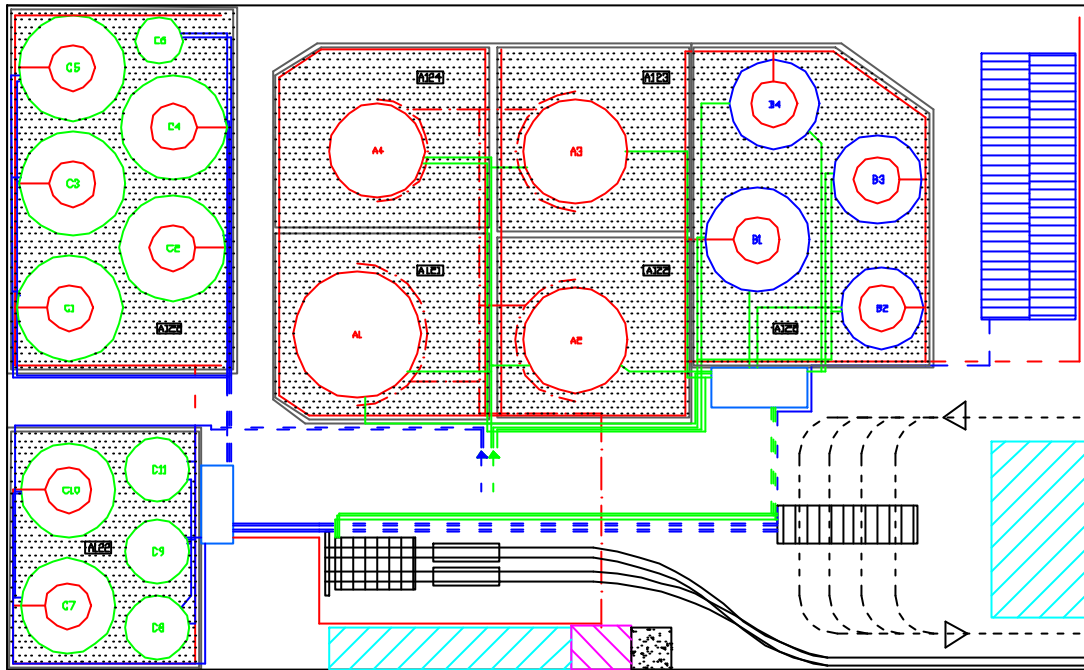


Figura 3.13. L'impianto di riferimento

Per quanto riguarda gli spessori: la piastra di base è stata dimensionata in base a spessori minimi, mentre il mantello è stato progettato mediante il “one foot method”. Si è scelto di mantenere costante lo spessore lungo l'altezza per semplicità (Tabella 3.3).

Tabella 3.3. Spessori degli elementi dei serbatoi

Serb.	Spessore mantello	Spessore piastra base	Diametro	H pelo libero	H totale	q	Spessore tetto
	mm	mm	m	m	m	°sess	mm
1÷5	9	8	20	12	13	10	13
6	7	8	9.6	10	11	10	13
7	12	8	24	15	16		5
8,9	10	8	20	15	16		5
10	9	8	18	15	16		5
11,12	7	8	17	12	13	10	13
13	8	8	20	12	13	10	13
14	7	8	15.6	11	12	10	13
15,16	7	8	18	12	13	10	13
17÷19	7	8	12	10	11	10	13

Lo spessore delle saldature anch'esso è stato dimensionato in base ai valori di riferimento e

riportato in Tabella 3.4.

Tabella 3.4. Saldature e dettagli di copertura e tensioni di ancoraggio.

Serb.	Tipo tetto	piastra	Saldature piastra di base-guscio	Saldature piastre del tetto-guscio	Trave ad anello a "L" guscio-tetto	Tensione negli ancoraggi per m
			mm	mm	mm	N/m
1÷5	fisso		6	5	76x76x9,5	43772.74
6	fisso		6	5	51x51x4,8	35043.25
7		mobile	6	5		65992.21
8,9		mobile	6	5		70437.03
10		mobile	6	5		74407.06
11,12	fisso		6	5	51x51x6,4	43366.08
13	fisso		6	5	76x76x9,5	36027.76
14	fisso		6	5	51x51x6,4	33353.89
15.16	fisso		6	5	51x51x6,4	38735.08
17÷19	fisso		6	5	51x51x6,4	32536.26

Per l'analisi sismica è stato necessario valutare le frazioni convettiva ed impulsiva di liquido contenuto ed il periodo di oscillazione ad esso associato come da Tabella 3.5.

Tabella 3.5. Frazioni impulsive ed impulsive di massa per il calcolo
sismico

Serb.	Peso Struttura T	h/r	Mi/M	Mc/M	T convettivo sec	Contenuto	Densità Contenuto kg/m ³	Peso Contenuto T
1÷5	105	1.20	0.61	0.39	4.58	Olio combust.	830	3127
6	29	2.08	0.77	0.23	3.26	Olio lubrific.	860	622
7	153	1.25	0.63	0.37	4.99	Benzina	732	4965
8,9	106	1.50	0.69	0.31	4.51	Benzina	732	3448
10	86	1.67	0.72	0.28	4.31	Benzina	732	2793
11,12	73	1.41	0.67	0.33	4.16	Petrolio	791	2153
13	99	1.20	0.61	0.39	4.58	Petrolio	791	2980
14	61	1.41	0.67	0.33	3.99	Kerosene	791	1662
15,16	79	1.33	0.65	0.35	4.29	Gasolio	835	2548
17÷19	39	1.67	0.72	0.28	3.52	Gasolio	835	944

3.7. Bibliografia

API Standards 620, 650, and 653 Interpretations, API 850 – American Petroleum Institute, Washington D.C., USA, 1997.

API Standards 620, 650, and 653 Interpretations, API 850 – American Petroleum Institute, Washington D.C., USA, 1997.

API 620 – Design and Construction of Large, Welded, Low-Pressure Storage Tanks, American Petroleum Institute, Washington D.C., USA, 1998.

API 650 – Welded Steel Tanks for Oil Storage, American Petroleum Institute, Washington DC, USA, 1998.

AWWA D100-96 – Welded Steel Tanks for Water Storage, American Water Works Association, Denver, Colorado, USA, 1996.

Design of steel structures – Part 4-2: Tanks, Eurocode 3 – ENV 1993-4-2. March 1998 Draft. CEN Brussels.

Design of steel structures – Part 1-6: General Rules: Supplementary Rules for the Strength and stability of Shell Structures, Eurocode 3 – ENV 1993-1-6. March 1998 Draft. CEN Brussels.

Design of structures for earthquake resistance – Part 4: Silos, tanks and pipelines, Eurocode 8 – UNI ENV 1998-4, UNI, Milan, 2000.

Factory-Coated Bolted Steel Tanks for Water Storage, AWWA D103-97 – American Water Works Association, USA, 1997.

Malhotra P. K., Wenk T., Wieland M., “Simple Procedure for Seismic Analysis of Liquid-Storage Tanks”, *Structural Engineering International*, 3/2000.

NIST GCR 97-730, “Reliability and Restoration of Water Supply Systems for Fire Suppression and Drinking Following Earthquakes”, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, USA, 1997.

Capitolo IV. Gli effetti delle azioni sismiche sui serbatoi

4.1. Comportamento sismico dei serbatoi in acciaio

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 4.1.



Figura 4.1. Distacco delle tubazioni in un serbatoio a causa della azione sismica (<http://www.eqe.com>).

In generale, un serbatoio, si considera collassato quando si hanno danni al mantello e/o alle 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-pastra 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 4.2.).



Figura 4.2. 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 virule 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, poichè 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 zone 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 4.3.).

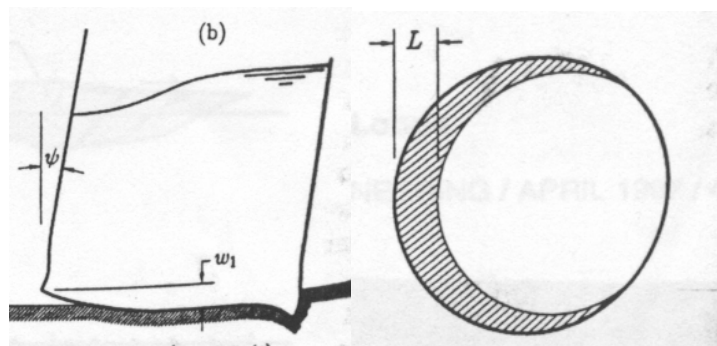


Figura 4.3. Schematizzazione dell'uplifting e della modifica dell'impronta di base a seguito di questo fenomeno.

L'ancoraggio alla fondazione con viti sembra la soluzione migliore in zona sismica, infatti dalle osservazioni susseguitesi nel tempo è facilmente ipotizzabile: (1) che gli ancoraggi abbiano evitato molti collassi; (2) che i serbatoi bullonati piccoli con piccolo valore del rapporto d/H sono vulnerabili; (3) che i grandi serbatoi sono meno vulnerabili all'elephant foot dei piccoli. Abbiamo notato che la distanza dall'epicentro non è necessariamente un buon indicatore di danno probabile e che la distanza dalla faglia può essere più significativa.

4.2. 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), tuttavia, dati da altri terremoti e più approfondite considerazioni possono essere reperite nei documenti riportati nella bibliografia di questo capitolo.

4.2.1. 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. Questi serbatoi 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. Il fluido rilasciato 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. Pezzi del mantello si trovarono 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 serbatoi hanno riportato danni del mantello e del tetto. Serbatoi pieni meno della metà non ebbero danni ai rivetti e sudore delle giunture. I danni ai tetti erano 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. Valvole d'acciaio e connessioni d'ingresso/uscita sembrarono comportarsi bene. Due interessanti affermazioni nel report congiunto di sei compagnie petrolifere furono: (1) non ci sono stati problemi di tetto in serbatoi di diametro inferiore ai 15 m; (2) 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. Uno dei primi accelerometri fu costruito durante questo terremoto. Alla stazione di Long Beach a 29 km dall'epicentro a 270° l'accelerazione era di 0.17 g e quella verticale di 0.20 g; alla stazione di Vernon, fuori dell'area seriamente scossa (51 km), l'accelerazione era di 0.15 g e quella verticale di 0.16g. Non ci furono dislocazioni on-shore in questo terremoto.

4.2.2. 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. Ci fu elephant foot per piccoli serbatoi di produzione bullonati ed in alcuni casi di collasso totale. Questi serbatoi erano quasi pieni. 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 maggiore anche in relazione ai danni riportati dagli altri tipi di edifici. Ci furono danni anche ai serbatoi a tetto flottante alla Pacific Gas & Electric Kern Power House. Principalmente si ruppero le giunture del tetto con relativa fuoriuscita di liquido. Essa avvenne in 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 anti-rotazione. Danni seri, conseguenti ad un incendio ci furono all'impianto Paloma Gasoline. La causa principale di essi 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 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 potrebbe 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.

4.2.3. 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 in o vicino Prince William Sound. I danni ai serbatoi ed alle altre strutture che circondavano la città furono estesi. Questi danni 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.

4.2.3.1. 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; sulla base delle fotografie, i serbatoi più larghi misurano 13-16 m di altezza e 13-37 m di larghezza. Da foto aeree, i danni sui serbatoi larghi sembrano minimi, mentre danni sui serbatoi più piccoli sono stati più frequenti e gravi per i serbatoi vicini all'acqua. Quelli più vicini all'ingresso via terra sembrano aver resistito bene. I serbatoi all'aeroporto hanno 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.

4.2.3.2. Valdez

Valdez è a 85 km dall'epicentro. Due aree di serbatoi furono severamente danneggiate 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. Il suolo vicino l'acqua era, come anticipato, povero. I serbatoi non erano larghi con rapporto d/H da uno a due e diametri non superiori a 12 m.

4.2.3.3. Whittier

Whittier era la comunità più vicina all'epicentro 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. I serbatoi ben lontani dalla shore sopravvissero senza danni rilevanti.

4.2.3.4. Seward

Seward è nel golfo dell'Alaska, a 135 km dall'epicentro, a 200 km a sud di Valdez ad ovest. C'erano due aree di serbatoi simili a Valdez. Steward subì le scosse, gli tsunami e l'incendio dei combustibili.

4.2.3.5. Nikiska

Nikiska è a 210 km dall'epicentro, sulla penisola del Kenai. Ci sono ancora presenti due raffinerie. Quasi tutti i serbatoi con $d/H \leq 2$ hanno subito l'instabilità del mantello. Due serbatoi con rapporto d/H intorno a 0.7 sono collassati completamente. Uno dei due era per acqua.

Questo terremoto ha rivelato la vulnerabilità di serbatoi a grande distanza dall'epicentro in un terremoto importante. Serbatoi col rapporto $d/H > 2$ non hanno subito foot buckling se pieni o quasi. Si sono danneggiate le guarnizioni nei tetti flottanti e i tetti conici ebbero problemi alle giunture tetto/mantello.

4.2.4. 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 o una frattura di superficie 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 ed era ancorato su 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 è posizionato su un anello di fondazione e nove colonne interne. L'ordine più basso del mantello era dei 17.5 mm, mentre il più alto di 12.7 millimetri di spessore. La piastra inferiore era spessa 8 mm. Il tetto era di 4.8 millimetri. Un serbatoio saldato all'ospedale Olive View fu affetto da elephant foot buckling. Le tubazioni di ingresso e uscita furono danneggiate cosicché il serbatoio perse il proprio contenuto. Questo serbatoio è di diametro 17 metri largo e l'alto 12 metri, l'ordine inferiore di 11.4 millimetri e 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 nuovo, era saldato. Il serbatoio rivettato era posto su una ancorato su di travi di acciaio che si instabilizzarono. Le viti di ancoraggio 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 aveva due serbatoi piccoli ad ovest dell'ospedale dei Veterani. Il primo serbatoio è rivettato e costruito nel 1931 il suo diametro era di 16.6 metri e l'altezza era di 8.6 m. l'ordine inferiore del mantello inferiore era spesso 9.5 mm. Alta Vista 2 era di tipo saldato, costruito nel 1954. Era 29.2 m in diametro e 11.2 m in altezza. Il mantello ed il fondo del serbatoio non hanno subito danni come invece per le tubazioni. Il distretto della contea di Newhall, posizionato a 13 chilometri a ovest dell'epicentro e 8 - 10 km al nord e della superficie di rottura, aveva due serbatoi che subirono la rottura della piastra di base ed in stabilizzazione 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 e costruito nel 1929 con un tetto di legno, subì il collasso 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 è 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, 18.5 m in diametro e alto 12.2 m, pieni di carburante per aerei, subirono elephant foot su di un lato. Due serbatoi larghi 37 m e altri 12.2 m non subirono danni, tranne che un qualche problema alle tubazioni, ma non seri. Questo terremoto fu caratterizzato da un numero significativo di collassi di serbatoi; ma 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. Il serbatoio Jensen MDV non ebbe elephant foot. Il serbatoio Sanson CLADWP non ebbe elephant foot, ma buckling del mantello ad un'altezza media dell'ordine. Questo serbatoio aveva 25.4 mm come ordine inferiore e 0.9 m di anello di base. Il serbatoio di Alta Vista con $d/H \approx 2$ sopravvisse senza danni.

4.2.5. Imperial Valley 1979

Questo terremoto di magnitudo 6.5 ha dato la possibilità di studiare il comportamento dei serbatoi, poiché qui dove 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; ed in prossimità dei quali ci furono 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 non ci furono altri danni significativi. C'è la prova che il serbatoio più grande si sollevò da 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. Ci fu Elephant foot con un arco di più di 90°, all'opposto del buckling ci fu 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. Questo serbatoio era pieno al 70% al momento del terremoto. Danni al serbatoio IP-16 furono praticamente solo di elephant foot del mantello, ma senza 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 che 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. E' facilmente ipotizzabile che gli ancoraggi abbiano evitato molti collassi.

4.2.6. 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 vanno da 0.6 a 0.82g. Non c'è stata rottura superficiale in questo terremoto. C'era un gran numero di serbatoi grandi (più di 31 m di diametro) a meno di 6.4 km dall'epicentro. Due serbatoi grandi erano a meno di 5 km dall'epicentro. Questi serbatoi hanno tetto flottante e si sono registrate rotture delle guarnizioni o del tetto. La Figura 7.1 mostra la mappa dell'area. 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. Quelli non pieni no.

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 costruiti secondo le API standard 650 nel 1956. C'era anche un serbatoio d'acqua alto 12m e largo 18.5 pieno al momento del terremoto.

Due dei serbatoi al sito B erano pieni al momento del terremoto. 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 ebbe danni alle guarnizioni. Tre serbatoi parzialmente pieni non ebbero danni. Non ci fu evidente in stabilizzazione del mantello. Il serbatoio idrico antincendio ebbe un cedimento uniforme di circa due pollici.

Il sito C è a circa 4.5 km a sud-ovest dell'epicentro ed è la maggiore stazione di pompaggio della linea dal sud della valle di San Joaquin all'area della baia di S. Francisco. Essa ha 4 grandi serbatoi 61.5 m larghi e 14.8 m alti, saldati a tetto flottante e costruiti secondo le API standard 650. Due di questi serbatoi (7 e 8) furono costruiti negli anni '60 ed hanno un piastra inferiore spessa $\frac{1}{4}$ di pollice. Altri due, costruiti negli anni settanta, o i primi anni ottanta (13 e 14), hanno un anello inferiore di $\frac{1}{2}$ inc. Nessuno di questi aveva anelli di fondazione in CA, ma erano tutti posati sulla ghiaia. Questo sito aveva anche un serbatoio largo 37m ed alto 12 m rivettato aperto in sommità e con il fondo saldato. Il serbatoio 7 conteneva 10.7 m di olio al momento del terremoto, gli altri tre 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. Il serbatoio 7 Ha perso liquido dalla sommità. Il serbatoio 7 è affondato nel terreno di 100 mm sull’asse NE-SW mentre non ha subito affondamenti sull’asse NW-SE. 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. Sul lato ovest, il serbatoio si è sollevato quanto basta per rompere la saldatura del fondo col tubo dell’acqua e consentire la fuoriuscita di liquido. Un supporto di tubi sul lato ovest è stato piegato e mostra 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 sembra non aver subito danni. Crack nel suolo adiacente al serbatoio possono essere stati indotti da cedimenti, come si è notato per il serbatoio 7, ma 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 buckling.

Il sito E è 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; 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 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: (1) grossi serbatoi si sollevano; (2) che l'oscillazione del liquido in serbatoi a tetto flottante provoca danni; (3) che i serbatoi bullonati piccoli con piccolo valore del rapporto d/H sono vulnerabili; (4) che i grandi serbatoi sono meno vulnerabili all'elephant foot dei piccoli. Da questo terremoto risulta altresì evidente che non vanno usate tubazioni interrato sotto i serbatoi.

4.2.7. 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.

4.2.7.1. 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 e 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, 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 bendino 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 chiara perdita di danno, in quanto avevano un piccolo rapporto d/H .

Adiacente a questo impianto ce ne è un altro situato su di un terreno simile. Esso non subì danni per quest'altro impianto, così come 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.

4.2.7.2. 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 fino a 7.5 m in diametro e 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 del 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, sbattuta contro il tetto, la parte opposta 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. Il personale può avvertire i terremoti perché tutti gli allarmi scattano contemporaneamente. Così il terremoto Northridge fu segnalato al Terminal di San Jose. Un terremoto in Oregon fu segnalato nel Terminal Sparks (NV).

4.2.7.3. 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 suoi serbatoi a questo terminal sono 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 a questa stazione.

4.2.7.4. Gilroy No. 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.

4.2.7.5. Moss Landing

La stazione di energia P.G.&E. di Moss Landing è 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.

4.2.7.6. 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 Josè subì elephant foot buckling. I pannelli danneggiati furono sostituiti e il serbatoio fu rimesso in servizio. Le tubazioni di ingresso/uscita al di sotto 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 le fondazioni possono 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, hanno il rapporto d/H uguale ad uno oppure un po' più grande. Non si è riportato elephant foot per grossi serbatoi con d/H maggiore di due.

4.2.8. 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. Questo tubo è stato piegato e strappato 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 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 è 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 e 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.

4.2.9. 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 idrici.

4.2.9.1. 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 costruiti nel 1963 secondo le API 650. In serbatoi sono 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 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 con 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. Le Figure 10.4 e 10.5 mostrano i due serbatoi di acqua di rifiuto. 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.

4.2.9.2. Serbatoi Idrici

4.2.9.2.1. 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).

4.2.9.2.2. 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.

4.2.9.2.3. Città di Los Angeles, Dipartimento dell'Acqua e Dell'energia (CLADWP)

Il CLADWP ha 10-12 serbatoi sulle montagne che circondano la San Fernando Valley; CLADWP, inoltre, ha serbatoi addizionali in cui conserva 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 è stato danneggiato nel 1971 nel terremoto di San Fernando è stato rimosso.

4.2.9.2.4. 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 sono 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 ed è 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 è 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.

4.2.9.2.5. 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. LA Figura 10.13 mostra un serbatoio con un sottile anello e senza elephant foot. 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°, m 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. Dalle immagini di questo sembra che il serbatoio emerga dal suolo, come se di

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 ha 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 interrato strappate dal fondo dei serbatoi (come a Coalinga e a Loma Prieta).

4.2.10. 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. La Figura 11.1 è una mappa dell'area.

Un terminal con serbatoi per il deposito, è 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 è a circa 2-4 km dalla faglia attiva; il danno consiste soprattutto nell'inclinazione del serbatoio, perdita dei supporti dei tubi, rottura dei supporti delle passerelle. La Figura 11.6 mostra alcuni serbatoi inclinati. 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.

4.2.11. 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 è la più industrializzata regione della Turchia e include 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 dottorato.

4.2.11.1. 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.

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.



Figura 4.4. Raffineria di Tupra (Turchia) dopo il terremoto di Koçeli (1999).

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 occorre in serbatoi di 25 metri di diametro e non in quelli da 100 metri, questo perché, come descritto nel capitolo relativo ai riferimenti progettuali, 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.

4.2.12. Hokkaido 2003

Due terremoti di magnitudo 8.0 e 7.1 hanno colpito 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 avvisato 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 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, essendo questo un particolare pericolo di incendio, infatti, la scala, che connette la sommità del serbatoio ad altri serbatoi, è in pericolo di crollo e può 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.

4.3. Osservazioni

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 indagate. I serbatoi si sono comportati tutto sommato ben 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) è evidente in molti terremoti. Non è il caso saldare tetto e mantello per

problemi di espansione termica. Comunque 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.

4.4. Vulnerabilità osservazionale dei serbatoi

Ai fini dell'analisi quantitativa di rischio industriale (QRA), può essere utile ricavare dati quantitativi di vulnerabilità dalle evidenze osservative, diversi studi recentemente hanno proposto curve di fragilità sperimentali per i serbatoi sulla base di una parte delle investigazioni di sopra riportate. Vale la pena rielaborare tali dati di vulnerabilità nell'ottica della QRA esprimendo la vulnerabilità osservazionale dei serbatoi attraverso lo strumento delle probit (Finney, 1971; Vilchez, 2001) universalmente riconosciuto dagli analisti industriali. L'utilità dell'analisi di *probit* è legata alla semplice integrazione di siffatto strumento statistico negli algoritmi e nei codici per l'analisi di QRA (es. ARIPAL [Spadoni, 2000]). L'analisi di probit, inoltre, consente il confronto tra le vulnerabilità di componenti, nel caso dei serbatoi, ad esempio, è possibile confrontare l'effetto di diverse geometrie o livelli di riempimento sulla vulnerabilità. Questo strumento è stato utilizzato largamente fin dai reports di Canvey (HSE, 19789) e Rijnmond (1982), anche se solo in relazione al danno alle persone. La variabile di probit Y è una relazione dose-risposta e da una misura di avere un certo danno come funzione della variabile V (dose), la relazione è resa lineare attraverso il logaritmo di V :

$$Y = k_1 + k_2 \ln V \quad (4.1)$$

La variabile Y può essere trasformata nella probabilità di collasso attraverso il seguente integrale (Vilchez, 2001):

$$P(V) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^Y e^{-\frac{V^2}{2}} dV \quad (4.2)$$

Nel caso dei serbatoi la dose V coincide con la misura di intensità sismica PGA ($10^2 PGA$) perchè i dati osservazionali sono espressi in funzione di essa. La risposta è il danno legato alla perdita di contenuto del serbatoio soggetto ad un terremoto in ottica della successiva analisi di QRA.

4.4.1. Risultati

Il dataset storico utilizzato per le analisi di fragilità osservazionale e di probit è riportato nella Tabella 4.1. che segue.

Tabella 4.1. Il dataset utilizzato per le analisi di vulnerabilità osservazionale.

PGA [g^*]	Serbatoi colpiti	Serbatoi danneggiati	Evento
0.17	49	2	Long Beach (1933)
0.19	24	13	Kern County (1952)
0.20÷0.30	39	35	Alaska (1964)
0.30 ÷ 1.20	20	19	San Fernando (1971)
0.24 ÷ 0.49	24	16	Imperial Valley (1979)
0.23÷0.62	41	17	Coalinga (1983)
0.25÷0.5	12	3	Morgan Hill (1984)
0.1÷0.54	141	32	Loma Prieta (1989)
0.35	38	19	Costa Rica (1992)
0.1÷0.56	33	13	Landers (1992)
0.3÷1	70	28	Northridge (1994)
0.17÷0.56	41	4	Others

* g è l'accelerazione di gravità

**dati da [Cooper, 1997; Wald, 1998; Haroun, 1983, Ballantyne and Crouse, 1997; Brown, 1995; Eidinger, 2001]

Molti studi (O'Rourke, 2000; Eidinger, 2001) negli ultimi anni hanno utilizzato i *damage states* (DS) per descrivere il comportamento sismico dei serbatoi in acciaio atmosferici. A partire dalla classificazione di HAZUS (1997) è stato assegnato ai serbatoi: (1) danno lieve come $DS2$; (2) danno moderato come $DS3$; (3) danno esteso $DS4$; (5) collasso $DS5$,

mentre *DSI* si riferisce alla totale assenza di danno. I livelli *DS* si riferiscono alla tradizionale definizione della fruibilità e/o riparabilità delle strutture o dei serbatoi, in questo caso. Il database riorganizzato secondo questo criterio è riportato in Tabelle 4.2 e 4.3.

Tabella 4.2. Analisi dei dati di tabella 1

PGA [g]	All	DS=1	DS=2	DS=3	DS=4	DS=5
0.10	4	4	0	0	0	0
0.17	263	196	42	13	8	4
0.27	62	31	17	10	4	0
0.37	53	22	19	8	3	1
0.48	47	32	11	3	1	0
0.57	53	26	15	7	3	2
0.66	25	9	5	5	3	3
0.86	14	10	0	1	3	0
1.18	10	1	3	0	0	6
Total	532	331	112	40	25	16

Tabella 4.3. Analisi dei dati sui serbatoi sottoposti a sisma con livello di riempimento superiore al 50%

PGA [g]	All	DS=1	DS=2	DS=3	DS=4	DS=5
0.10	1	1	0	0	0	0
0.17	77	22	32	12	8	3
0.27	43	16	12	10	4	0
0.37	22	3	11	4	3	1
0.48	25	12	9	3	1	0
0.57	48	22	14	7	3	2
0.66	15	4	2	3	3	3
0.86	10	7	0	0	3	0
1.18	10	1	3	0	0	5
Total	251	88	84	39	25	15

Come discusso in precedenza, solo i serbatoi con un livello di riempimento superiore al 50% sono significativamente vulnerabili. Inoltre, la scelta di livelli di riempimento, specifici e medi consistenti, per un'analisi di QRA su una grande area di deposito non sono facili da ottenere. Nelle analisi di rischio industriale la perdita di contenuto è il problema principale. Infatti, a meno dell'occorrenza di un terremoto catastrofico (considerabile raro) la perdita di

contenuto è la principale conseguenza dell'interazione del sisma con il sistema strutturale e funge da innesco per lo scenario incidentale. Questo tipo di incidente può implicare vapour cloud explosion (VCE), flash fire, pool fire dispersione tossica, fenomeni tutti fortemente dipendenti dalla quantità totale di materiale rilasciato (CCPS, 1994).

Nell'ambito di questo studio è parso opportuno riorganizzare il data set in termini di tre classi di danno (RS) che esprimono il rischio di una perdita moderata (RS2) o estesa (RS3) di contenuto indotta anche dalla rottura di valvole o tubazioni collegate al serbatoio. La prima classe di danno (RS1) corrisponde ad mancato rilascio di materiale che non significa necessariamente assenza di danno. Nelle Tabelle 4.4. è riportata la riorganizzazione del database presentato in precedenza secondo questo nuovo criterio. I valori dei coefficienti di probit (Salzano et al. 2003) sono riportati in Tabella 4.5. insieme alle informazioni di fragilità. E' chiara l'influenza del riempimento sulla fragilità.

Tabella 4.4. Analisi dei livelli di danno in termini di perdita di contenuto per i serbatoi in acciaio in caso di sisma (FL = livello di riempimento).

PGA [g]	RS≥2	RS=3	RS≥2	RS=3
	FL [>50%]	FL [>50%]	FL [0-100%]	FL [0-100%]
0.10	0	0	0	0
0.17	55	11	67	12
0.27	26	4	31	4
0.37	19	4	31	4
0.48	13	1	15	1
0.57	26	5	27	5
0.66	11	6	16	6
0.86	3	3	4	3
1.18	8	5	9	6

Tabella 4.5. Fragilità sismica e coefficienti di probit ($Y = k_1 + k_2 \ln(102 \text{ PGA})$) per i serbatoi in acciaio. FL = livello di riempimento; μ e β sono mediana e dispersione delle curve lognormali di fragilità

Risk State	Serbatoi	FL	Fragilità		Probit	
			μ [g]	β	k_1	k_2
RS ≥ 2	Tutti	All	0.38	0.80	0.43	1.26

RS = 3	Tutti	All	1.18	0.61	-2.83	1.64
RS ≥ 2	Tutti	≥ 50%	0.18	0.80	1.37	1.25
RS = 3	Tutti	≥ 50%	1.14	0.80	-0.96	1.26
ORS ≥ 2	Ancorati	Quasi pieni	0.3	0.6	-0.69	1.67
RS = 3	Ancorati	Quasi pieni	1.25	0.65	-2.44	1.54
RS ≥ 2	Ancorati	≥ 50%	0.71	0.8	-0.33	1.25
RS = 3	Ancorati	≥ 50%	3.72	0.8	-2.43	1.25
RS ≥ 2	Non ancorati	Quasi pieni	0.15	0.7	1.43	1.24
RS = 3	Non ancorati	Quasi pieni	1.06	0.8	-0.64	1.34
RS ≥ 2	Non ancorati	≥ 50%	0.15	0.12	-17.63	8.35
RS = 3	Non ancorati	≥ 50%	1.06	0.8	-0.83	1.25

La Figura 4.5. riporta le curve di fragilità osservazionali derivate da Tabella 4. Esse rappresentano la probabilità di attingimento di un determinato RS in funzione della intensità sismica *PGA* (Eidinger, 2001).

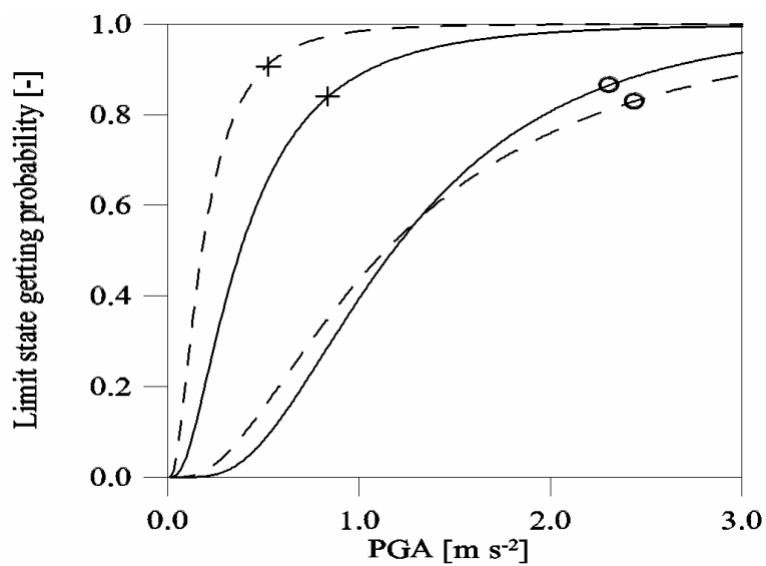


Figura 4.5. Curve di fragilità osservazionale (ancorati e non ancorati).+: RS2; O: RS3. La linea tratteggiata rappresenta il caso in cui il riempimento supera il 50%.

Ora è possibile trasformare le fragilità in probit Figura 4.6.

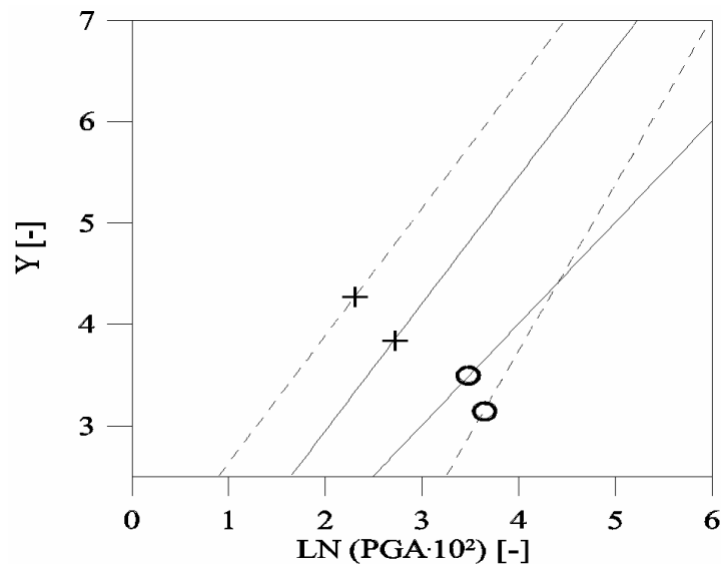


Figura 4.6. Curve di probit (ancorati e non ancorati).+: RS2; O: RS3. La linea tratteggiata rappresenta il caso in cui il riempimento supera il 50%.

4.5. Bibliografia

API 620 - American Petroleum Institute (1998). Design and Construction of Large, Welded, Low-Pressure Storage Tanks, Washington D.C., USA.

API 650 - American Petroleum Institute (1998). Welded Steel Tanks for Oil Storage, Washington D.C., USA.

AWWA D100-96 – American Water Works Association (1996). Welded Steel Tanks for Water Storage, Denver, Colorado, USA.

AWWA D103-97 – American Water Works Association (1997). Factory-Coated Bolted Steel Tanks for Water Storage, USA.

Ballantyne, D., Crouse, C. (1997). Reliability and Restoration of Water Supply Systems for Fire Suppression and Drinking Following Earthquakes, National Institute of Standards and Technology, NIST GCR 97-730.

Bottelberghs, P.H. (2000). Risk analysis and safety policy developments in the Netherlands, Journal of Hazardous Materials, 71, 59–84.

Brown, K., Rugar, P., Davis, C., Rulla, T. (1995). Seismic Performance of Los Angeles Water Tanks, Lifeline Earthquake Engineering. In Proceedings of the 4th US Conference,

ASCE, TCLEE Monograph No. 6, San Francisco.

CCPS - Center for Chemical Process Safety of the American Institute of Chemical Engineers (1989). Guidelines for chemical process quantitative risk analysis, American Institute of Chemical Engineers, New York.

Cooper, T. W. (1997). A Study of the Performance of Petroleum Storage Tanks During Earthquakes, 1933-1995. National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.

Eidinger, J.M. (2001). Earthquake Fragilità Formulation for Water Systems, ASCE-TCLEE.

Finney, D.J. (1971). Probit analysis, Cambridge University Press.

Haroun, M.A. (1999). Implications of Recent Nonlinear Analyses on Earthquake Standards of Liquid Storage Tanks. In proceedings of 5th US Conference on Lifeline Earthquake Engineering, TCLEE Monograph No. 16, ASCE Seattle (USA).

HAZUS (1997). Earthquake Loss Estimation Methodology, National Institute of Building Sciences, prepared by Risk Management Solutions, Menlo Park, California, (USA).

HSE - Health Safety Executive (1978). Canvey report: an investigation of potential hazards from operation in the Canvey Island/Turrock area, London, UK, Stationery Office.

Japan Society of Civil Engineers. The 1999 Kocaeli Earthquake, Turkey – Investigation into the damage to civil engineering structures – December 1999.

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.

O'Rourke, M.J., Eeri, M., So, P. (2000). Seismic Fragility Curves for On-Grade Steel Tanks, Earthquake Spectra, Vol.16, NY, USA.

Salzano E., Iervolino I., Fabbrocino G., Seismic Risk Of Atmospheric Storage Tanks in the Framework of Quantitative Risk Analysis, Journal of Loss Prevention in the Process Industry, Volume 16, Issue 5 (September 2003) 403-409.

Vilchez, J.A, Montiel, H., Casal, J., Arnaldos, J. (2001). Analytical expression for the calculation of damage percentage using the probit methodology, *Journal of Loss Prevention in the Process Industries*, 14, 193-197.

Wald, J., Quitoriano, V., Heaton, T., Kanamori, H., Scrivner, C. (1988). TRINET Shakemaps: Rapid Generation of Peak Ground Motion and Intensity Maps for Earthquakes in Southern California, *Earthquake Spectra*, USA.

Capitolo V. Fragilità sismica numerica

5.1. La affidabilità strutturale

La vulnerabilità sismica ottenuta per via di osservazione non sempre è adatta all'analisi quantitativa del rischio. L'inferenza statistica sulle osservazioni post sisma dei danni di una tipologia strutturale può essere affetta da: (1) limitata disponibilità di dati significativi all'analisi; (2) soggettività nell'assegnazione dello stato di danno; (3) impossibilità di distinguere l'influenza di ciascun possibile modo di danno sul collasso; (4) difficoltà nel valutare l'influenza sul danno delle condizioni al contorno quali stato di manutenzione dell'opera o condizioni di fondazione; (5) non agevole deduzione dell'influenza di parametri dimensionali o strutturali sulla probabilità di collasso. Questi problemi osservati anche nell'analisi di vulnerabilità sperimentale dei serbatoi in acciaio, portano di solito ad una elevata dispersione delle fragilità e, quindi, ad una scarsa interpretabilità e fruibilità dei risultati.

Appare, dunque, opportuno riferirsi ad un'analisi di fragilità numerica, che permetta di ovviare a molti dei problemi descritti. In questo approccio si tende alla valutazione della probabilità di collasso, come la probabilità che la capacità strutturale sia ecceduta dalla domanda nell'arco della vita utile (vedi Appendice) della struttura o comunque in riferimento ad un arco temporale di interesse.

$$P_f = \Pr[G(\bar{X}, \bar{q}) = C - D \leq 0] \quad (5.1)$$

Se ci si riferisce a C come una misura della capacità strutturale e a D come la richiesta di

prestazione, assunte entrambe come numeri aleatori, la probabilità di collasso è la probabilità che 0 sia un maggiorante per la funzione limite espressa nella (5.1).

Quindi, in generale, parleremo di uno stato-limite della struttura, che definiremo attraverso una funzione G (chiamata funzione di stato limite) dipendente da un certo numero di parametri di progetto X considerati aleatori e non (condizioni di carico, geometria, caratteristiche dei materiali...); ovviamente la condizione $G(x) = 0$ individua la frontiera tra i due semispazi detta superficie di stato limite. In realtà con F si individua sia il sottospazio F che la superficie di stato limite che corrispondono alla condizione $G(x) = 0$.

$$P_f = \Pr(G \leq 0) = \int_F f(c, d) dA \quad (5.2)$$

Nella relazione (5.2) $f(c, d)$ è la funzione densità di probabilità congiunta delle due v.a. In particolare, riferendosi al collasso per effetto della azione sismica, la stima quantitativa di rischio si conduce attraverso l'applicazione della seguente equazione, che è un'estensione del teorema delle probabilità totali ai problemi d'ingegneria:

$$\begin{aligned} P_f &= \Pr[G \leq 0] = \int \Pr[C \leq D \mid D = d] \Pr[D = d] = \\ &= \int \Pr[C \leq D \mid D = d] \Pr[D = d \mid IM] \Pr[IM = im] \end{aligned} \quad (5.3)$$

Nella (5.3) si è utilizzato il teorema delle probabilità totali per scomporre la probabilità dell'evento, *raggiungimento dello stato limite*, negli eventi che lo compongono. In particolare si è assunto che la domanda sia dipendente da una misura di intensità sismica mentre non lo è la capacità.

Siccome $\Pr[IM = im]$ non è altri che la caratterizzazione probabilistica della pericolosità, come risultato di una Probabilistic Seismic Hazard Analysis (Cornell 1968), l'attenzione dell'ingegneria sismica si sposta sulla valutazione della fragilità che si può definire riarrangiando i termini della (5.3) come:

$$P_{f|im} = \Pr[C \leq D \mid D = d] \Pr[D = d \mid IM = im] = \Pr[C \leq D \mid Im = im] \quad (5.4)$$

Dove IM è la misura di intensità sismica capace di caratterizzare la risposta della struttura. La vulnerabilità analitica mira alla valutazione, anche approssimata, della (5.4). E' utile osservare che essa risolve molti dei problemi da cui è affetta la fragilità di osservazione, ma ne pone contemporaneamente di nuovi e non meno importanti: in particolare la significatività del risultato è fortemente legato alla qualità dei modelli meccanici che esprimono capacità e domanda ed alla disponibilità di informazioni sulle incertezze che entrano in gioco in essi. Inoltre, per quanto riguarda gli impianti industriali, l'analisi di affidabilità strutturale implica un numero di problemi differenti se confrontati alla valutazione del rischio sismico di edifici comuni: (1) gli stati limite strutturali di interesse sono quelli che inducono il rilascio di materiali pericolosi, per cui è necessario modellare tutti quei meccanismi di danno legati a questi effetti; (2) non è quasi mai possibile trattare il componente da solo ma va sempre visto come parte di un sistema di componenti interconnessi fisicamente per cui le probabilità di collasso non sono indipendenti l'una dalle altre; (3) spesso non sono disponibili modellazioni meccaniche e/o dinamiche adatte all'analisi della richiesta sismica o della capacità.

5.2. Affidabilità sismica di componenti industriali standardizzati

Le funzioni di fragilità possono essere usate per un ampio spettro di strutture della stessa tipologia se la dipendenza dai fattori che definiscono la risposta strutturale è incorporata nella probabilità di collasso. In questo modo, per una struttura specifica, si ha la degenerazione della funzione di fragilità nella probabilità di collasso condizionata ad un dato valore di IM (curva di fragilità); questo step rappresenta attualmente la riduzione delle incertezze di tipo epistemico legate alla definizione della struttura. Il Metodo della Superficie di Risposta, può essere utile in tal senso; esso è stato originariamente sviluppato per la valutazione statistica della relazione tra variabili che influenzano presumibilmente il risultato sperimentale e il risultato stesso (Khuri and Cornell 1996). Questo non è un concetto innovativo nell'analisi di affidabilità e può essere applicata unitamente a diversi approcci.

Innanzitutto, la RS può essere usata per interpolare un set di dati, come la capacità sismica di una struttura, con una funzione polinomiale approssimata in funzione di un numero selezionato di parametri (Yao and Wen 1996). In questo caso l'obiettivo della procedura è la stima del peso di ciascuna variabile sulla risposta della struttura/elemento e la definizione di

una superficie di risposta (Guan and Melchers 2000), che rappresenta una funzione di stato limite esplicita che può essere utilizzata in metodi approssimati tradizionali per la valutazione della probabilità di collasso come First Order Reliability Method (FORM) o Metodi di Simulazione di tipo Monte Carlo. Un approccio alternativo consiste nella pianificazione preliminare degli esperimenti; questa viene effettuata per definire una regione di interesse (Khuri and Cornell 1996) in termini di parametri aleatori da scegliere e, successivamente, la curva di fragilità viene valutata per ogni punto del piano sperimentale. Di conseguenza, la regressione dei dati conduce direttamente alla probabilità di collasso.

In questo spirito, sono state sviluppate una serie di funzioni di fragilità in modo analogo alle linee-guida del FEMA 350, che si riferiscono a telai in acciaio ed in cemento armato (Lupoi et al. 2002). Nel seguito quest'ultimo approccio è condotto in una forma originale e innovativa per i serbatoi (Iervolino et al. 2003).

Il cuore della procedura è la simulazione del comportamento dinamico (sismico) della struttura; esso può essere adattato e rifinito per qualsiasi sistema cambiando il modello dinamico di base. Le incertezze aleatorie ed epistemiche del fenomeno vengono tenute in conto a due differenti livelli. Le variabili aleatorie sono divise in quelle che influenzano la capacità $\bar{Y} = (Y_1, Y_2, \dots, Y_n)$ e quelle che influenzano la domanda $\bar{X} = (X_1, X_2, \dots, X_m)$. Il primo vettore \bar{Y} è caratterizzato da parametri meccanici locali; il secondo \bar{X} è composto da variabili quali le dimensioni strutturali e la forma degli elementi. Si assume che una particolare realizzazione del vettore \bar{X} definisca una particolare struttura. Da questo punto di vista, è necessaria una serie di realizzazioni del vettore \bar{X} per costruire un piano degli esperimenti, il che corrisponde a selezionare una serie di particolari strutture da analizzare.

A seguito di ciò, si effettua una valutazione affidabilistica per ogni struttura, così da ottenere e combinare le distribuzioni di probabilità stimate per la domanda e per la capacità. Un'ottimizzazione del processo si può perseguire utilizzando *l'engineering judgement* che può indirizzare la scelta dei parametri più importanti per la superficie di risposta. I livelli dei fattori assunti come rilevanti per l'analisi si possono stabilire in riferimento alla stima della distribuzione nell'area geografica d'interesse; per esempio, se il rapporto tra altezza di riempimento e raggio dei serbatoi fosse distribuito secondo una normale attorno al suo valore medio, nel piano di esperimenti assumerebbero almeno due livelli: mediana più o

meno deviazione standard. Le analisi dinamiche di *time-history* sono equivalenti agli esperimenti cui il metodo RSM fa riferimento (Franchin et al. 2003).

5.2.1. La procedura

Nel presente paragrafo è brevemente riportata la procedura per la valutazione del rischio sismico di tipi strutturali standardizzati. Per maggiore chiarezza, è riportata in un ulteriore paragrafo la descrizione schematica delle fasi del processo.

La valutazione di vulnerabilità è basata sui seguenti passi: (1) definizione preliminare della formulazione deterministica della capacità per ciascun modo di collasso tenuto in considerazione; le funzioni di capacità sono trattate per determinare la funzione distribuzione cumulata di probabilità. (per esempio attraverso simulazioni di tipo Montecarlo); (2) selezione e caratterizzazione probabilistica di parametri aleatori da considerare nella costruzione del piano degli esperimenti; (3) analisi di *time-history* effettuate in base al piano degli esperimenti; (4) combinazione della capacità con la domanda per determinare la curva di fragilità per ciascuna configurazione. Infine i parametri della fragilità (come media e dispersione) sono espressi attraverso un polinomio nello spazio dei parametri affetti da incertezza di natura epistemica e interpolati da una superficie.

5.2.1.1. Piano degli esperimenti

I campi di variazione dei parametri strutturali che influenzano la domanda sono definiti in accordo con le informazioni e dati disponibili. Nella presente applicazione è stato definito un piano sperimentale ortogonale 2^k con l'aggiunta di punti $m \pm 3s$. Ogni punto corrisponde ad una particolare configurazione strutturale e definisce una particolare struttura (Figura 5.1).

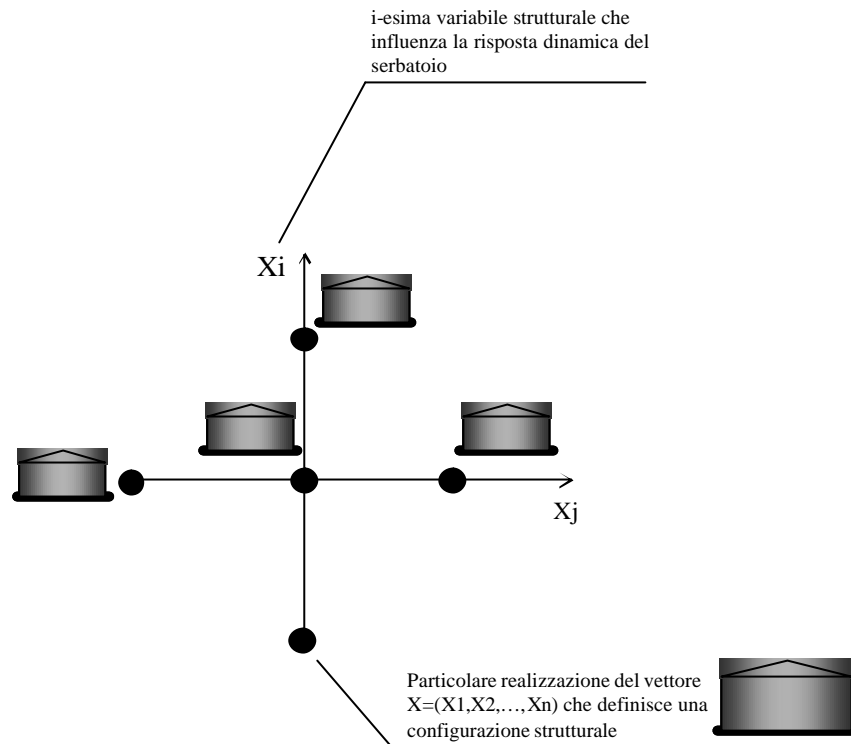


Figure 5.1. Significato del piano degli esperimenti

L'ottimizzazione della RS e del piano degli esperimenti non è affrontata in questa sede per esigenze di brevità; si è posta l'attenzione, infatti, sullo sviluppo della procedura e sulla verifica delle sue potenzialità.

5.2.2.2. Capacità

La caratterizzazione probabilistica della capacità è necessaria per ogni meccanismo di collasso considerato. Per far questo, il modo più efficace è la definizione di una funzione limite di capacità, così da ottenere una distribuzione della capacità attraverso l'utilizzo di metodi di simulazione semplificati come Monte Carlo (MC).

$$C = C(Y_1, Y_2, \dots, Y_n) \rightarrow P[C < D | D = d] \quad d \in [a, b] \quad (5.5)$$

Nell'equazione (5.5) C è la capacità associata ad un dato stato limite, Y_1, Y_2, \dots, Y_m sono le variabili aleatorie (parametri locali) che la influenzano e di cui sono disponibili le distribuzioni di probabilità. Effettuando molte simulazioni d_i , $d_i \in [a, b]$, si giunge alla definizione della

probabilità $P[C < D | D = d]$ attraverso una serie di punti corrispondenti a d_i ; ogni punto rappresenta una stima di $P[C < D | D = d_i]$ come descritto nell'equazione (5.5).

$$f_{Y_1}(y_1), f_{Y_2}(y_2), \dots, f_{Y_n}(y_n) \rightarrow \text{Montecarlo} \rightarrow P[C < D | D = d_i] \quad (5.6)$$

Dove d_i è un valore particolare della domanda nell'intervallo di interesse; $f_Y(y)$ sono le PDF dei fattori Y .

5.2.2.3. Domanda

Per la stima della domanda, devono essere effettuate le analisi dinamiche di time-history. L'input sismico può essere registrato o fornito attraverso simulazioni di moto sismico.

Nel caso di registrazioni reali, la selezione degli accelerogrammi dovrebbe seguire 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; (5) lo spettro dovrebbe essere scelto evitando effetti di amplificazione nella forma a particolari periodi (Iervolino e Cornell 2004). Se sono disponibili informazioni relative al sito in cui è posizionata la struttura, una o più di queste limitazioni può essere evitata.

Si può realizzare una semplice regressione della domanda sismica per ciascuna configurazione con il variare dell'input sismico, scalando l'accelerazione spettrale in base al periodo fondamentale della struttura. In questo modo può essere definita una relazione tra la domanda e un parametro di intensità sismica (ad esempio l'accelerazione spettrale). Il passo successivo è la definizione della distribuzione di probabilità della domanda. Più in dettaglio: gli accelerogrammi saranno scalati tutti allo stesso valore della accelerazione spettrale di primo modo (S_a), così da stimare la domanda a quel livello di intensità sismica con il valore minimo di varianza (Shome et al 1998). Successivamente si effettuano delle analisi di time-history per ciascun livello di S_a selezionato. In questo modo si possono stimare nel modo migliore la domanda mediana e la sua varianza, assumendo una distribuzione lognormale ad

ogni livello di accelerazione spettrale.

5.2.2.4. Fragilità

Gli Step 1 e 2 sono ripetuti per ciascuna configurazione strutturale contemplate nel piano degli esperimenti (*Design of Experiments, DOE*); da ciò si può generare una curva di fragilità (Figura 5.2), per ciascuna realizzazione del vettore \bar{X} .

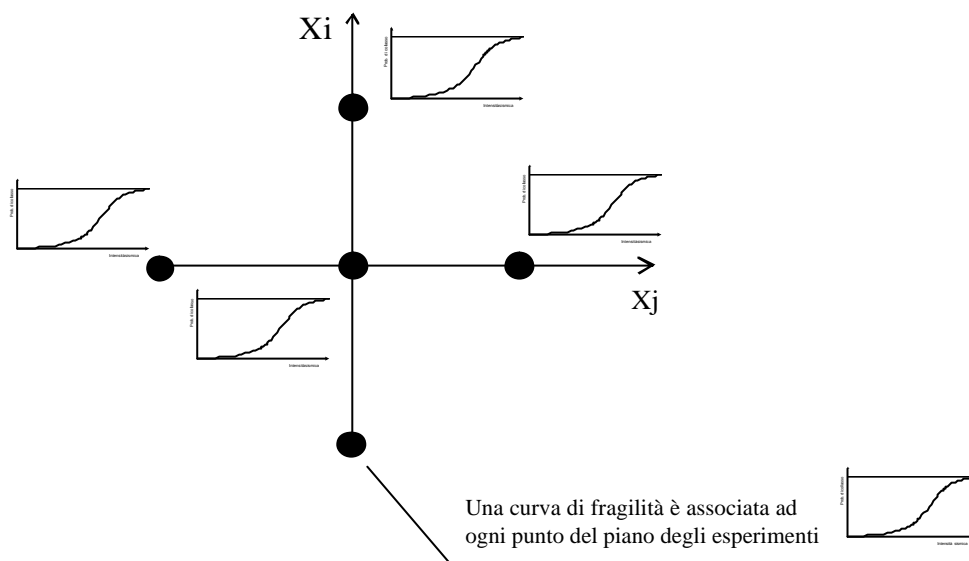


Figura 5.2. Fragilità del piano degli esperimenti.

Basata sulle relazioni di fragilità per ciascun punto del piano sperimentale, viene effettuata l'interpolazione delle curve di fragilità o dei loro parametri come mediana e dispersione, come è stato fatto in questo studio; in particolare, con riferimento a funzioni polinomiali del secondo ordine:

$$Z = b_0 + \sum_{i=1}^m b_i X_i + \sum_{i=1}^m b_{ii} X_i^2 + \left[\sum_{i=1}^{m-1} \sum_{j=2}^m b_{ij} X_i X_j \right]_{i < j} \quad (5.7)$$

Dove Z è la risposta approssimata; X_1, X_2, \dots, X_m sono le variabili, che si ipotizza influenzino la risposta, e b_1, b_2, \dots, b_k sono i coefficienti stimati.

5.3. Applicazione ai serbatoi in acciaio

I serbatoi saldati possono mostrare, per effetto della azione sismica, rottura degli ancoraggi, collasso delle fondazioni, eccessiva tensione nel mantello e nelle giunture. Il meccanismo di danno più comune è l'instabilità del mantello noto come *elephant foot buckling*. Esso è causato dal momento ribaltante che agisce alla base del serbatoio per lo sbattimento del liquido all'interno della struttura (sloshing). Più si è valutata la vulnerabilità al buckling di serbatoi in acciaio attraverso una analisi probabilistica ed un modello dinamico semplificato.

5.3.1. Formulazione della capacità

Come descritto nel capitolo precedente, il comportamento dinamico di questo tipo di strutture è governato dalla interazione fluido-struttura. Il meccanismo che governa la risposta strutturale è lo sloshing della porzione di contenuto subito al di sotto della superficie la quale oscilla con un periodo diverso dalla parte restante. Le masse impulsiva e convettiva e le posizioni dei centri di massa dipendono dalla geometria del serbatoio. Nel caso si consideri anche la possibilità del serbatoio di scivolare (se non ancorato), è possibile assumere due variabili aleatorie quali influenti sulla risposta sismica: (1) il rapporto tra altezza di riempimento e raggio; (2) il coefficiente d'attrito tra il serbatoio e la fondazione. Per l'analisi della richiesta sismica è possibile assumere, come parametro di domanda, la compressione nel mantello per effetto del momento ribaltante.

Secondo il modello semplificato di Malhotra (Malhotra et al. 2000) è possibile ricondurre il problema dell'analisi sismica dei serbatoi ad un modello monodimensionale governato dalla massa convettiva (Figura 5.3).

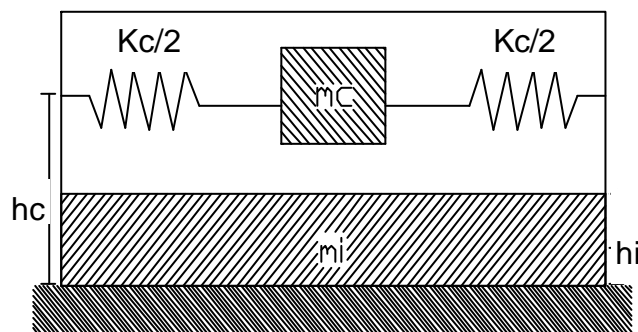


Figura 5.3. Modello dinamico monodimensionale del serbatoio.

Nella Figura m_c ed m_i sono le masse impulsive e convettiva rispettivamente; h_c ed h_i sono le posizioni dei centroidi delle masse; k_c è la rigidezza equivalente associate alla oscillazione della massa convettiva.

Nel considerare serbatoi non ancorati, è possibile osservare sliding del serbatoio come confermato dalle analisi dei danni post-sismici (vedi capitolo IV). Durante l'eccitazione sismica, ad ogni istante, il serbatoio può scivolare o restare fermo a seconda della accelerazione del suolo e della velocità del serbatoio. E' quindi possibile un miglioramento del modello proposto da Malhotra includendo lo sliding, come riportato nel sistema di equazioni (5.8) che esprimono l'equilibrio delle masse impulsiva e convettiva.

$$\begin{cases} m_c \ddot{u}_c(t) + k_c [u_c(t) - u_i(t)] = -m_c a_g(t) \\ m_i \ddot{u}_i(t) - k_c [u_c(t) - u_i(t)] = -m_i a_g(t) - \text{sgn}(\dot{u}(t)) \mu (m_i + m_c) a_g(t) \end{cases} \quad (5.8)$$

Dove u_i and u_c sono rispettivamente gli spostamenti delle masse impulsiva e convettiva; k_c è la rigidezza associate al moto convettivo, a_g è l'accelerazione del suolo ed f è il coefficiente d'attrito.

Secondo questo modello il momento ribaltante è governato dalla seguente equazione:

$$OTM(t) = m_i \ddot{u}_i(t) h_i + m_c \ddot{u}_c(t) h_c \quad (5.9)$$

A partire da questa equazione è possibile ricavare le compressioni nel mantello secondo le relazioni riportate negli standard presentati in dettaglio nel capitolo III.

$$s = \frac{W_t + 1.273 \sqrt{OTM / 4R^2}}{t} \quad (5.10)$$

dove W_t è il peso del serbatoio.

Dal punto di vista della capacità analisi numeriche hanno mostrato l'efficacia (Kim and Kim

2002) di una equazione semplificata che esprima la capacità all'instabilità in termini di compressione critica del mantello come:

$$s_{cr} = 1.19 \left(\frac{H}{2R} \right)^{-0.0256} \frac{t}{2R} E \quad (5.11)$$

Nella equazione (5.11) R è il raggio nominale del serbatoio, E è il modulo di elasticità dell'acciaio, t è lo spessore del mantello ed H è l'altezza del serbatoio.

Basandosi sul set di equazioni presentate, quindi, è possibile valutare la domanda e la capacità del serbatoio istante per istante attraverso un modello semplificato controllando la risposta nel dominio del che tenga anche conto dello scivolamento della base.

5.3.2. Incertezze nell'analisi dei serbatoi

Sono state assunte, come variabili legate ad una incertezza epistemica, il rapporto tra l'altezza di riempimento del serbatoio e il raggio ed il coefficiente d'attrito tra la piastra di base e la fondazione. Lo spessore del mantello è un parametro fortemente standardizzato e quindi non è considerato variabile nel range di serbatoi di interesse nell'impianto di riferimento. L'unico parametro variabile nella capacità è quindi il modulo di elasticità del materiale con cui è costruita la struttura e, di conseguenza il modulo di Young dell'acciaio (E). Vale la pena notare che le variabili assunte nella domanda sono in realtà deterministiche per la capacità. Questo avviene perché il metodo proposto risolve un problema di affidabilità per ogni serbatoio del piano sperimentale, per cui fissato il punto dello spazio degli esperimenti resta definita una particolare struttura e la variabilità epistemica annullata.

Altri numeri aleatori potrebbero essere considerati se fosse disponibile una caratterizzazione probabilistica adeguata. In particolare, per i serbatoi altre fonti di variabilità come: qualità d'esecuzione, affidabilità del modello, degrado ciclico etc. sarebbero interessanti da analizzare mantenendo invariata la validità e generalità del metodo proposto.

Nel caso di funzioni di capacità di tipo lineare come quella in (5.11) la trattazione probabilistica è particolarmente agevole; comunque nel caso di funzioni più complesse è comunque possibile ricondursi ad una caratterizzazione probabilistica attraverso metodi

approssimati e di simulazione come descritto in appendice.

La descrizione probabilistica delle variabili aleatorie considerate è riportata nella Tabella 5.1.

Tabella 5.1. Caratterizzazione delle variabili aleatorie.

Variabile aleatoria	PDF	Media	C.o.V.
E	Normale	210000 MPa	0.15
H/R	Normale	0.7	0.3
f	Normale	0.5	0.3

5.3.3. Analisi di affidabilità

Il numero minimo di esperimenti per sviluppare la superficie di risposta dipende dai coefficienti del polinomio adottato per approssimare la funzione d'interesse. Il piano considerato nel presente studio è riportato nella Tabella 5.2.

Tabella 5.2. Progettazione degli esperimenti.

Configurazione	Altezza di riempimento fratto raggio	Coefficiente d'attrito
1	μ	μ
2	$\mu - 1\sigma$	$\mu - 1\sigma$
3	$\mu + 1\sigma$	$\mu + 1\sigma$
4	$\mu - 1\sigma$	$\mu + 1\sigma$
5	$\mu + 3\sigma$	$\mu - 1\sigma$
6	$\mu + 1\sigma$	μ
7	$\mu - 3\sigma$	μ
8	μ	$\mu + 3\sigma$
9	μ	$\mu - 3\sigma$

Concordemente con il modello proposto le proprietà dinamiche di ogni configurazione dipendono solo dai parametri dimensionali e dal livello di riempimento.

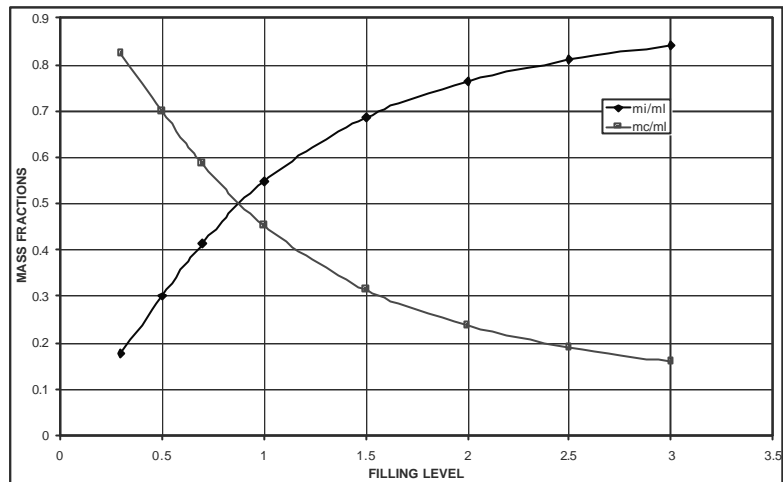


Figura 5.4. Masse impulsive e convettive come funzione di H/R

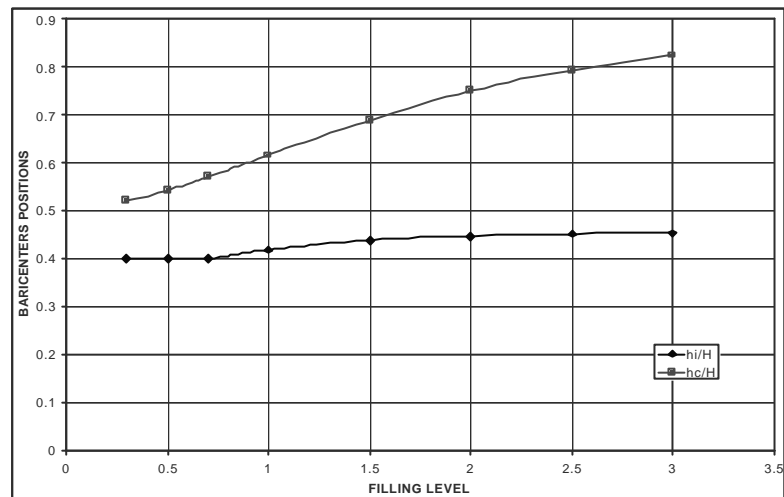


Figura 5.5. Posizioni dei centroidi delle masse convettiva ad impulsiva come funzione di H/R

Il piano degli esperimenti mostrato risulta in una matrice per una serie di configurazioni strutturali, come elencato in Tabella 5.2, in cui ciascuna riga descrive un particolare serbatoio in termini di: H/R altezza di riempimento fratto raggio del serbatoio; mc/M frazione convettiva del contenuto, (Figura 5.4); mi/M frazione convettiva, (Figura 5.4); hc/H e hi/H sono le posizioni adimensionalizzate dei centroidi delle masse, (Figura 5.5); T_c è il periodo di oscillazione convettiva ed f è il coefficiente di attrito.

Tabella 5.3. Prospetto delle configurazioni.

	H/R	mc/M	mi/M	hc/H	hi/H	Tc (sec)	f
Configurazione 1	0.840	0.52	0.48	0.59	0.41	4.95	0.5
Configurazione 2	0.588	0.65	0.35	0.56	0.40	5.47	0.35
Configurazione 3	1.092	0.42	0.58	0.63	0.42	4.65	0.65
Configurazione 4	0.588	0.65	0.35	0.56	0.40	5.47	0.65
Configurazione 5	1.092	0.42	0.58	0.63	0.42	4.65	0.35
Configurazione 6	1.596	0.29	0.71	0.70	0.44	4.53	0.5
Configurazione 7	0.084	0.99	0.01	0.49	0.39	7.39	0.5
Configurazione 8	0.840	0.52	0.48	0.59	0.41	4.95	0.95
Configurazione 9	0.840	0.52	0.48	0.59	0.41	4.95	0.05

Per ciascuna configurazione è stata eseguita una serie di analisi di time-history. Un set di accelerogrammi è stato scalato in funzione dell'accelerazione convettiva spettrale di ciascun serbatoio. Le registrazioni accelerometriche considerate sono provenienti dal Pacific Earthquake Engineering Center Database (<http://peer.berkeley.edu>). Essi incontrano i criteri elencati in precedenza sull'argomento. L'intervallo di accelerazione analizzato va da 1 a 2 g perché questo è il range di maggiore interesse per la vulnerabilità dei serbatoi, come si è vinto dalle analisi di osservazione riportate nel capitolo IV. L'intervallo di accelerazione è stato diviso in 20 punti, ogni registrazione è stata scalata per incontrare il valore considerato sull'asse delle accelerazioni; per ogni punto di cui è stato diviso l'intervallo di accelerazione e per ogni serbatoio nel piano degli esperimenti sono state eseguite sei analisi di time-history nell'ottica della Incremental Dynamic Analysis (Vamvatsikos and Cornell 2002).

Al termine di ciò, è stato possibile eseguire una regressione dei parametri di fragilità della struttura come funzione della accelerazione spettrale per ogni configurazione del DOE. Nelle Figure. (5.6) e (5.7) I risultati delle analisi sono riportati direttamente in termini di mediana e deviazione standard della compressione nel mantello per ciascun serbatoio.

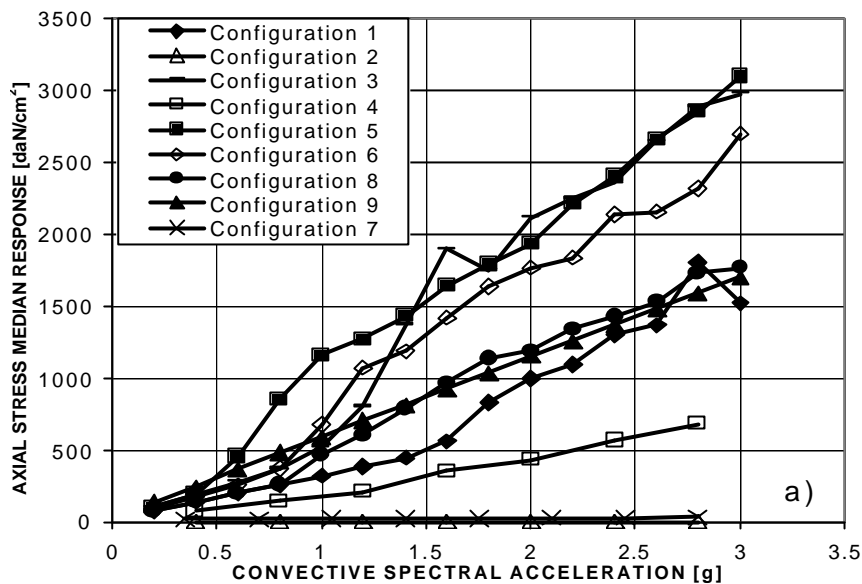


Figura 5.6. Mediana della domanda sismica risultato delle analisi di time-history.

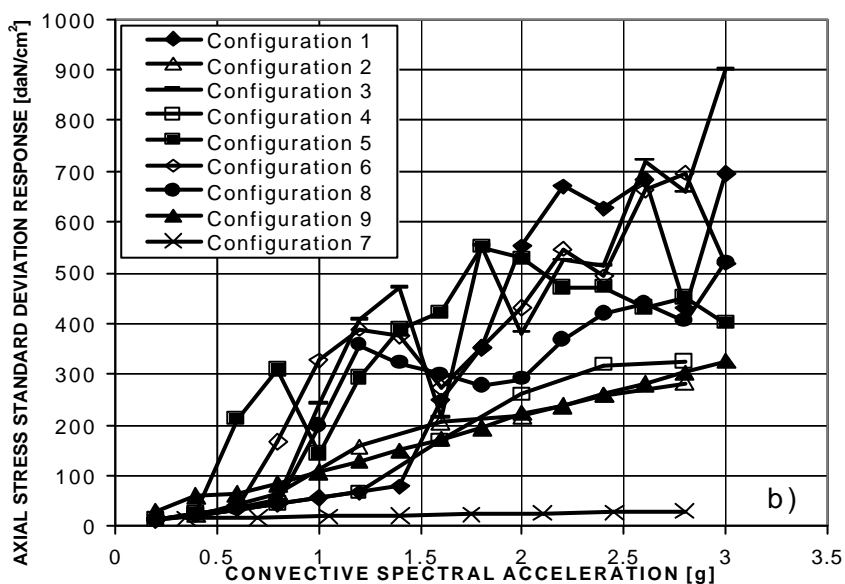


Figura 5.7. Deviazione standard della domanda sismica risultato delle analisi di time-history.

Per la semplicità della formulazione della tensione critica s_{cr} , la capacità aleatoria è data dalla CDF del modulo di elasticità dell'acciaio trasformata dalle costanti della funzione (5.11) come mostrato in Figura 5.8. Quindi, data la caratterizzazione della domanda, la fragilità per ciascuna struttura si può valutare come l'analisi montecarlo della differenza tra

capacità e domanda per ciascun punto nel range di accelerazione.

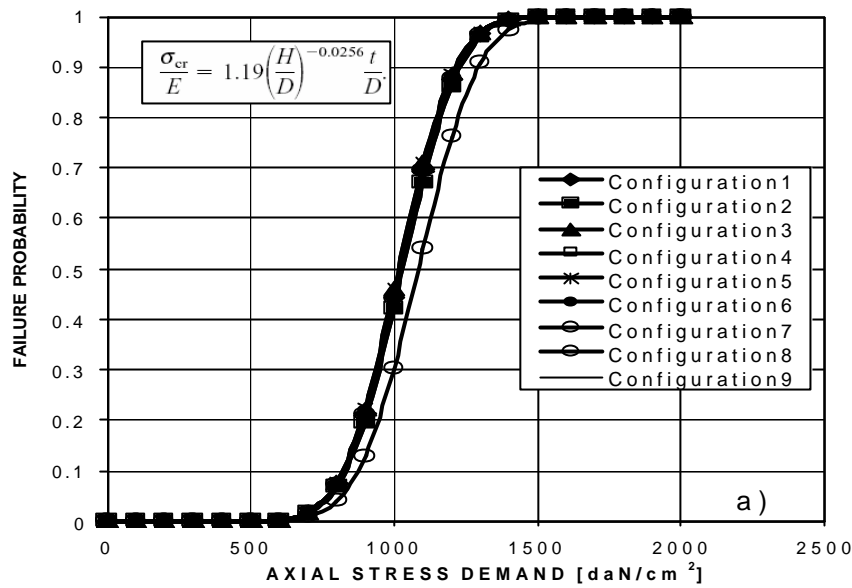


Figure 5.8. Capacità all'instabilità del mantello per serbatoi ancorati.

5.3.4. Fragilità

I risultati delle analisi di fragilità, approssimati con distribuzioni di tipo lognormale, sono riportati nella Figura 5.9.

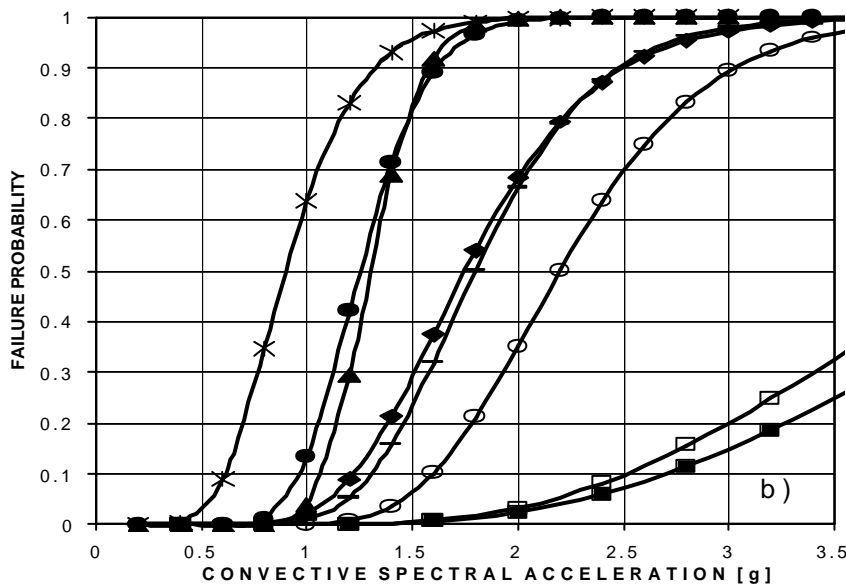


Figura 5.9. Fragilità associate al piano degli esperimenti.

Si noti che la mediana delle fragilità dipende strettamente dal livello di riempimento del serbatoio fissato il raggio. In particolare più basso è il riempimento, più alta risulta la soglia di accelerazione spettrale che determina una significativa probabilità di danno. Nel caso della configurazione 7, caratterizzata da un riempimento veramente basso, ad esempio, la probabilità di collasso è trascurabile per tutto il range di accelerazione investigato. A questo punto è possibile esprimere la fragilità dei serbatoi come una funzione dei parametri che definiscono le strutture nel piano sperimentale:

$$Fragility = LN \left(m \left(\frac{H}{R}, f \right), b \left(\frac{H}{R}, f \right) \right) \quad (5.12)$$

in cui $m(H/R, f)$ e $b(H/R, f)$ sono la mediana e la dispersione lognormale come funzione dei parametri che definiscono sismicamente la struttura. I dati così ottenuti possono essere interpolati da un modello del second'ordine come nella (5.7). La regressione delle funzioni $m(H/R, f)$ e $b(H/R, f)$ consente la stima dell'influenza dei parametri strutturali sulla mediana e sulla dispersione, indipendentemente l'una dall'altra, migliorando la conoscenza del fenomeno. Due polinomi completi di secondo grado sono stati ottimizzati con il metodo dei minimi quadrati per riassumere la variabilità dei dati com'è mostrato nelle Figure 5.10 e 5.11.

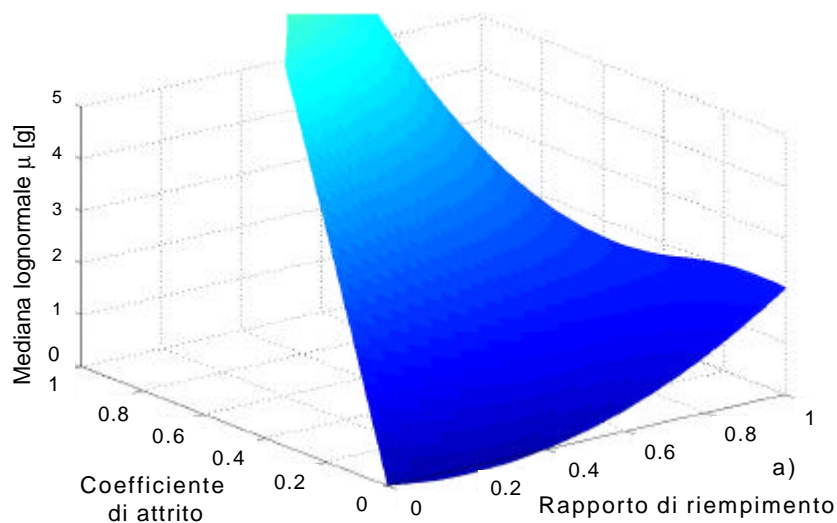


Figura 10. Interpolazione del secondo ordine per la mediana.

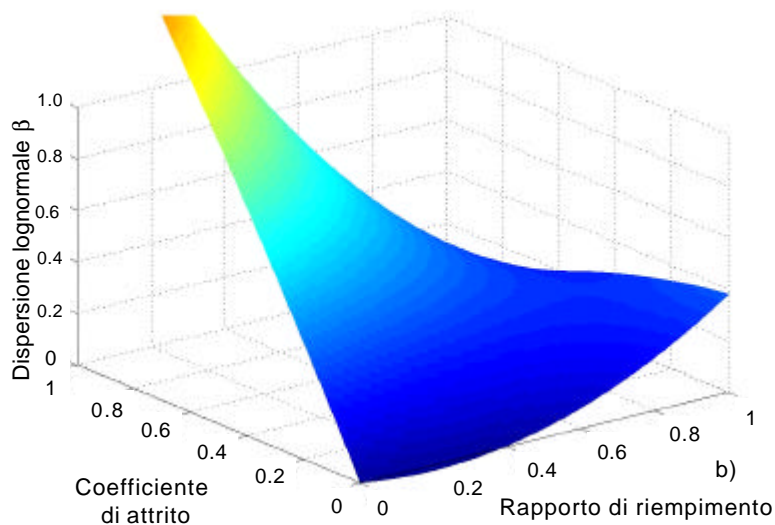


Figura 11. Interpolazione del secondo ordine per la deviazione standard.

La superficie di risposta, in termini di mediana della fragilità, mostra come la riduzione dell'attrito in fondazione corrisponda ad un incremento della vulnerabilità. Per alti livelli d'attrito invece, il serbatoio tende ad essere “ancorato” vista l'assunta rigidità della piastra di base, di conseguenza la vulnerabilità scende sensibilmente come confermato dai dati sperimentali.

L'analisi dei dati di dispersione aiuta a comprendere che essa aumenta con l'aumentare della accelerazione; questo risultato è legato al concetto, già noto per le analisi dinamiche incrementali degli edifici, secondo il quale la dispersione nell'analisi aumenta all'aumento della intensità sismica.

Sebbene molti miglioramenti siano possibili per migliorare la consistenza dei risultati per l'applicazione ai serbatoi ed altre strutture standard, i principali vantaggi del metodo rimangono inalterati, visto che i miglioramenti da apportare sono tutti in relazione alla modellazione meccanica del serbatoio. E' infatti possibile: (1) ricavare la vulnerabilità analitica una tantum per tutte le strutture appartenenti ad una stessa classe o tipologia, senza perdere significativamente in accuratezza; (2) trattare in modo completamente probabilistico sia la capacità sismica che la domanda; (3) legare la domanda alla intensità sismica attraverso analisi dinamiche non-lineari; (4) analizzare l'influenza dei parametri scelti nel piano degli esperimenti direttamente sulle curve di fragilità attraverso i parametri che le

definiscono.

Tuttavia il metodo mostra tutti i limiti dei metodi di valutazione analitica della affidabilità basati sulle superfici di risposta. L'efficacia di tutta la procedura dipende dalla ottimizzazione della regione di interesse dei parametri che si ritengono importanti e nella definizione di un appropriato piano degli esperimenti che minimizzi l'errore legato alla approssimazione polinomiale. A questi problemi si aggiungono le già citate limitazioni del modello meccanico che deve essere migliorato. In ogni caso, la generalità e la potenza del metodo sono chiare, mentre tutti i punti deboli possono essere gestiti per rientrare pienamente nei requisiti di accuratezza dell'analisi di affidabilità sismica e per essere integrati in una completa analisi quantitativa di rischio sismico industriale.

5.4. Bibliografia

Franchin P., Lupoi A. and Pinto P. E., Seismic Fragility Of Reinforced Concrete Structures Using A Response Surface Approach, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 7, Special Issue 1 (2003) 45-77.

Guan X. L., Melchers R. E., A Parametric Study On The Response Surface Method, 8th ASCE Specialty Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability, PMC2000-023, July 2000.

Iervolino I., Cornell C.A.: Sulla Selezione degli Accelerogrammi nell'analisi Non-lineare delle Strutture, XI Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Genova.

Iervolino I., Fabbrocino G., Manfredi G.: A Contribution to Risk Assessment of Industrial Facilities: The Case of Oil Storage Tanks in Seismic Regions, *Journal of Earthquake Engineering* (Submitted), 2003.

Khuri A.I., Cornell J.A., *Response surfaces: designs and analyses*, Marcel Dekker, New York, 1996.

Kim S., Kim C., Buckling strength of the cylindrical shell and tank subjected to axially compressive loads, *Thin-Walled Structures* 40 (2002) 329–353.

Lupoi G., Lupoi A. and Pinto P. E., Seismic Risk Assessment of RC Structures With The 2000 Sac/Fema Method, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 6, No. 4 (2002) 499-

512.

Malhotra P. K., Wenk T., Wieland M., Simple Procedure for Seismic Analysis of Liquid-Storage Tanks, *Structural Engineering International*, 3/2000.

Shome, N., Cornell, C.A., Bazzurro, P., Carballo, J.E.: Earthquakes, Records and Nonlinear Responses, *Earthquake Spectra*, Vol. 14, No. 3, 1998.

Vamvatsikos D., Cornell C. A., Incremental Dynamic Analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2002; 31(3):491-514.

Yao T.H.J., Wen Y.K., Response Surface Method for Time Variant Reliability Analysis, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 122, n° 2, February 1996.

Capitolo VI. Applicazione della QpsRA

6.1. Introduzione

L'analisi di rischio sismico degli impianti industriali è basata sulla disponibilità di procedure integrate per quantificare le perdite, di qualsiasi natura, collegate ad incidenti rilevanti. Ciò significa l'interazione delle analisi di vulnerabilità sismica e delle analisi quantitative di rischio (QRA) sia per componenti singoli che per complessi industriali (Lees 1996). Per quanto riguarda le installazioni industriali è possibile utilizzare diverse metodologie per l'analisi di rischio con approcci deterministici o probabilistici (QRA, Probabilistic Risk Assessment – PRA o Probabilistic Safety Assessment – PSA). L'approccio deterministico fa riferimento, per l'analisi delle conseguenze, al massimo terremoto atteso e lo scenario peggiore che si può presentare. Inoltre, lo stesso approccio deve essere accoppiato con un'altra analisi deterministica che tenga in conto l'evoluzione dello scenario incidentale (il terremoto) partendo dalla perdita di materiale o di energia dal sistema di contenimento collassato, come accade nella valutazione delle conseguenze. Ancora una volta va considerato lo scenario peggiore. Spesso l'approccio deterministico sovrastima largamente il rischio, determinando livelli di allerta economicamente e politicamente insostenibili come nel caso di azioni di protezione civile. Se ciò non bastasse le incertezze legate alle condizioni iniziali sia per l'evento sismico che per l'evoluzione dell'incidente legate all'azione sismica sono troppo grandi per non essere tenute in conto.

Tutte queste condizioni hanno portato allo sviluppo di una **Quantitative probabilistic seismic Risk Analysis** (QpsRA) di cui qui si riferisce in relazione all'applicazione per l'impianto definito e progettato nei capitoli precedenti. Essa consiste nell'estensione della

QRA al caso di collasso sismico dei componenti, in questo caso serbatoi in acciaio. L'approccio probabilistico consente di considerare esplicitamente le incertezze e di caratterizzarle attraverso variabili aleatorie.

Comuni misure delle conseguenze e, quindi, del rischio industriale sono il rischio individuale e sociale. Dettagli possono essere trovati altrove (CCPS, 1989; Lees, 1996). La valutazione quantitativa di entrambe queste misure di rischio è un problema complesso che richiede l'identificazione dei possibili modi di collasso dei componenti e la relativa probabilità di occorrenza, la valutazione della distribuzione spaziale e temporale delle sovrappressioni, irraggiamento termico e concentrazione, la valutazione delle probabilità di danni alle cose ed alle persone per tutti gli eventi possibili. Da ciò conseguono difficoltà nell'analisi quantitativa di rischio i cui risultati dovrebbero essere usati come strumento comparativo. Nondimeno, sono necessari ulteriori passi verso la comprensione delle conseguenze catastrofiche di azioni sismiche sui componenti industriali per la quantificazione del rischio e per fornire strumenti utili alla valutazione della propagazione del danno partendo dall'innescò dovuto all'evento sismico (effetto domino).

L'impianto è stato idealmente posizionato nel comune di Altavilla Irpina (AV) in cui dal censimento degli impianti industriali a rischio di incidente rilevante, è effettivamente presente un'installazione.

Nell'analisi di rischio la posizione geografica dell'impianto è necessaria per la caratterizzazione probabilistica dell'evento iniziatore (hazard sismico), ottenuta anch'essa con un approccio probabilistico (Cornell 1968).

L'applicazione dell'analisi probabilistica Quantitativa di Rischio sismico fa riferimento sia all'approccio che utilizza, sia la vulnerabilità osservazionale, sia quella analitica per stimare la probabilità di collasso dei serbatoi.

6.2. Modellazione dei fenomeni analizzati nell'applicazione

Nel caso di serbatoi atmosferici il flusso di sostanze tossiche e/o infiammabili nei bacini di contenimento e la conseguente accensione di pozze o di nuvole di vapore possono essere indotti dall'evento sismico. Si sono già descritti, nel primo capitolo, questi fenomeni incidentali. Nel caso di terremoti di bassa intensità è possibile ipotizzare che gli operatori e le procedure di sicurezza (impianto antincendio) siano in grado di mitigare il rischio di incendi di

grandi proporzioni o esplosioni a di ripristinare la “normalità” dell’impianto in un tempo dell’ordine delle decine di minuti. In questo caso (RS2) solo dispersione tossica, flash fire e pool fire vanno considerati, mentre le esplosioni di nuvole di vapore hanno bisogno di evaporazione a lungo termine e ad elevata concentrazione per raggiungere elevato potenziale distruttivo (CCPS, 1994). Nel caso di perdite estese di contenuto e/o di coinvolgimento di più serbatoi la gravità della situazione difficilmente consente agli operatori di mantenere il controllo dell’evento.

In relazione ai fenomeni descritti nel primo capitolo si riportano qui di seguito, gli scenari di rischio considerati più probabili per la tipologia dell’impianto e per il tipo di sostanza immagazzinate nei serbatoi che lo compongono. I fenomeni fisici possibili sono: (1) flash fire; (2) VCE; (3) pool fire; (4) dispersione di vapore. Solo per i primi tre, date le condizioni atmosferiche e per la tipologia dell’impianto, si potrà avere un contributo al rischio totale di ferimento e/o morte, che è il risultato ultimo dell’analisi di QpsRA.

Data le caratteristiche chimico-fisiche dei materiali infiammabili, è evidente che particolare attenzione deve essere finalizzata allo studio degli scenari di rischio derivanti dalla fuoriuscita accidentale di benzina (serbatoi: A2 ÷ A4). In tal caso infatti, tutti e tre gli scenari fenomenologici sono possibili. Nel caso di petrolio, oli combustibili o altre sostanze ad alto punto di ebollizione (flash point), le proprietà delle sostanze ci consentono di ritenere trascurabili i volumi delle nuvole di vapore a concentrazione interna al limite di infiammabilità e quindi sono esclusi i fenomeni di VCE e Flash Fire.

Nell’impianto analizzato si ipotizza che il danneggiamento di ciascun singolo serbatoio possa innescare ignizione cioè che vapore infiammabili prendano fuoco (Lees 1996) 0.03 (RS2) nel caso di danneggiamento non grave e 0.08 nel caso di danneggiamento severo o collasso (RS3). Questi valori di probabilità di ignizione dipendono principalmente dal quantitativo totale di sostanza rilasciata, ciò spiega la dipendenza dal livello di danno.

6.2.1. Esplosione della nuvola di vapore

La valutazione delle conseguenze di VCE può essere effettuata ricorrendo a metodologie di calcolo semplificate quali i metodi TNT-equivalente e Multi-Energy (van den Berg, 1985).

Il metodo TNT e il metodo Multi-Energy non danno una descrizione dettagliata del fenomeno esplosivo che caratterizza una VCE, in quanto non tengono conto dell’interazione

del fronte di fiamma con gli oggetti presenti (le aree industriali sono in genere fortemente congestionate) nonché dei possibili confinamenti.

A differenza del metodo TNT, tuttavia, il metodo Multi-Energy si basa sul principio che le aree caratterizzate da maggiore grado di ostruzione e congestionamento sono quelle che regolano l'intero processo esplosivo, in quanto responsabili delle sovrappressioni più alte. Il metodo consiste quindi nel suddividere la nuvola in più parti a seconda del grado di congestionamento, quantificato attraverso il parametro FE, o "fattore di forza" dell'esplosione.

Il valore di FE è variabile da 1 a 10. In letteratura sono riportate linee guida che permettono tale assegnazione una volta nota la geometria del sito di rilascio (CCPS, 1994; van den Berg e Eggen, 1985).

Più recentemente è stato proposto per il calcolo di FE un metodo semi-empirico che mette in relazione FE con le sovrappressioni generate in corrispondenza del punto di ignizione (pressione massima P_0) e le caratteristiche geometriche dell'area.

La pressione massima è ottenuta dalla seguente espressione:

$$P_0 = 0.84 \cdot \left(\frac{VBR \cdot Lp}{D} \right)^{2.75} \cdot S_L^{2.7} \cdot D^{0.7} \quad (6.4)$$

dove VBR è il rapporto tra l'intero volume occupato dalla nuvola e il volume occupato dagli oggetti, Lp è la lunghezza percorsa dalla fiamma all'interno della nuvola, D è il diametro medio degli oggetti ed S_L è la velocità laminare teorica del fronte di fiamma.

Al fine di valutare la curva di decadimento dell'onda d'urto generata dalla VCE, il metodo prevede la definizione di una distanza scalata R' ("Sachs scaled distance"), calcolata attraverso la seguente espressione:

$$R' = \frac{R}{\sqrt[3]{\frac{E}{P_a}}} \quad (6.5)$$

dove P_a è la pressione atmosferica ed E è l'energia totale della combustione relativamente alla porzione di nuvola considerata.

La sovrappressione associata all'onda d'urto è quindi calcolata al variare della distanza R' dall'ignizione (Figura 6.4), utilizzando diagrammi parametrici rispetto alla "forza dell'esplosione".

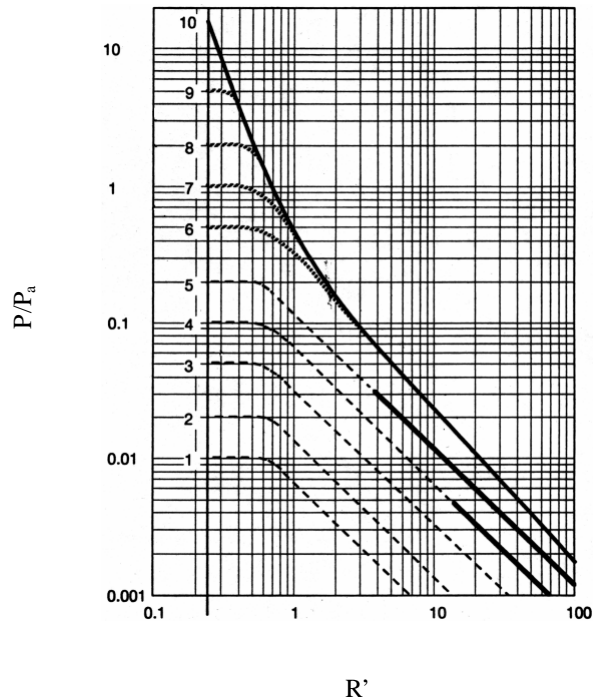


Figura 6.4. Sovrappressioni massime in funzione della distanza scalata R' . In ordinate viene riportato il rapporto tra le sovrappressioni (P) e la pressione ambiente (P_a).

Nella seguente figura (6.5) è riportata la curva che esprime il valore di pressione massima per uno dei serbatoi di benzina nell'impianto al variare della distanza dal centro geometrico del bacino di contenimento. Per il valore dell'energia totale della esplosione si fa riferimento ai quantitativi di vapore infiammabile così come valutati nel paragrafo relativo ai fenomeni di dispersione.

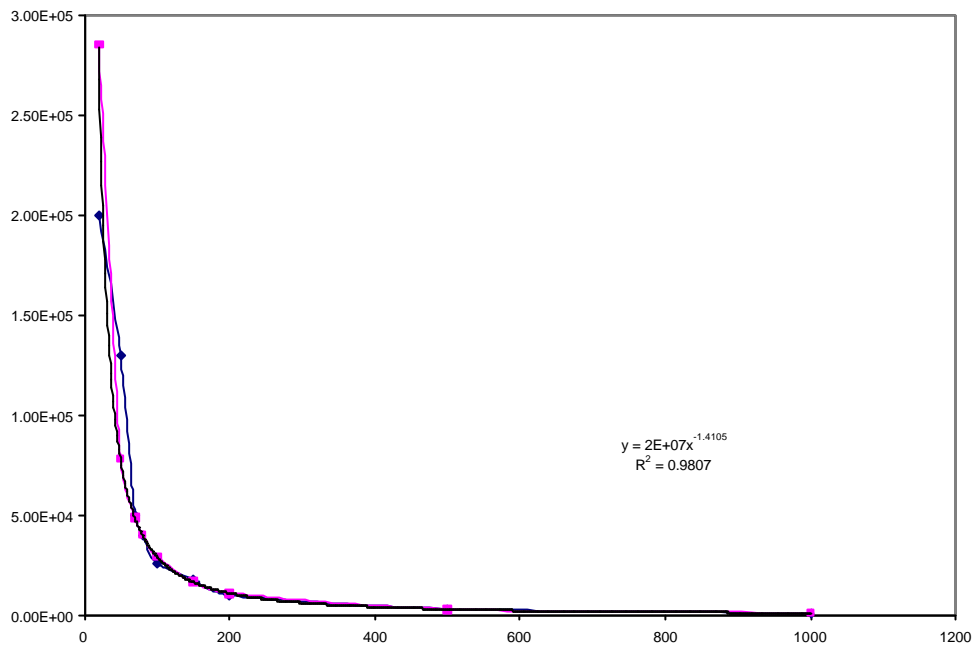


Figura 6.5. Picco di pressione per uno dei serbatoi di benzina nell'impianto al variare della distanza dal centro del bacino di contenimento.

6.2.2. Evaporazione

La velocità di evaporazione di un pool di liquido si determina attraverso il bilancio di energia e considerando che la quantità di calore totale trasferita al pool è somma di diversi contributi quali: il calore trasferito per conduzione dal suolo al pool, il calore dovuto allo scambio termico per convezione con l'aria, il calore scambiato per irraggiamento con l'aria, il calore assorbito dall'energia solare incidente, la perdita di calore dovuta all'evaporazione e il calore sensibile della portata rilasciata dal serbatoio che alimenta il pool come già descritto.

6.2.3. Dispersione

Per quanto riguarda la dispersione di vapori di benzina a partire da perdite in serbatoi di stoccaggio, si è utilizzato HGSYSTEM, un pacchetto software sviluppato dalla Shell Research Ltd che consente la simulazione di un intero scenario di dispersione in atmosfera di gas pesanti quali vapori di miscele di idrocarburi, a partire dalla descrizione della sorgente di rilascio e delle condizioni meteorologiche.

I parametri di input sono di carattere meteorologico (temperatura dell'aria, umidità, velocità

del vento, classe di stabilità), geometrico (dimensioni del bacino di contenimento, fattore di rugosità della superficie), e termodinamico (caratteristiche della miscela evaporante, limiti di infiammabilità).

Per lo studio della dispersione di vapori infiammabili generati dal rilascio accidentale di combustibili liquidi all'interno del deposito in esame, è stato considerato un *benzina leggera* (autotrazione) la cui composizione è di seguito riportata:

Tabella 6.2. Composizione del combustibile presente nei serbatoi

<i>Benzina per autotrazione</i>	
	(% moli)
C4 e volatili	12
C5	19
C6	12
Benzene	8
C7 e superiori	49
LFL	0.045 kg/m ³
Peso molecolare	93 g mol ⁻¹

Il codice HGSYSTEM consente una rappresentazione di miscele costituite, al più, da 8 componenti.

E' opportuno considerare che in fase di valutazione dei rischi è lecito porsi nelle condizioni che portano alla conseguenze più gravi, ossia alle condizioni che conducono alla formazione di una nuvola infiammabile più estesa e con un maggiore contenuto di vapore: gli scenari di dispersione verranno, quindi, studiati considerando il rilascio di benzina leggera (il liquido più volatile tra i tipici combustibili presenti nei depositi di stoccaggio) e condizioni meteorologiche stabili (classe F di stabilità atmosferica e velocità del vento pari a circa 2 m/s). Tali condizioni sono, in genere, associate alle condizioni "worst case" e occorrono in genere nelle ore notturne, data l'assenza dei moti convettivi provocati dalla radiazione solare (Lees, 1996). La temperatura esterna è di circa 15°C.

Allo scopo di verificare le condizioni che conducono allo scenario più grave, è stata eseguita un'analisi di sensitività della massa (e del volume) di miscela infiammabile al variare della classe di stabilità atmosferica (E e F) e della velocità del vento, parametri che maggiormente

incidono sulla dispersione della nuvola, per benzina per autotrazione.

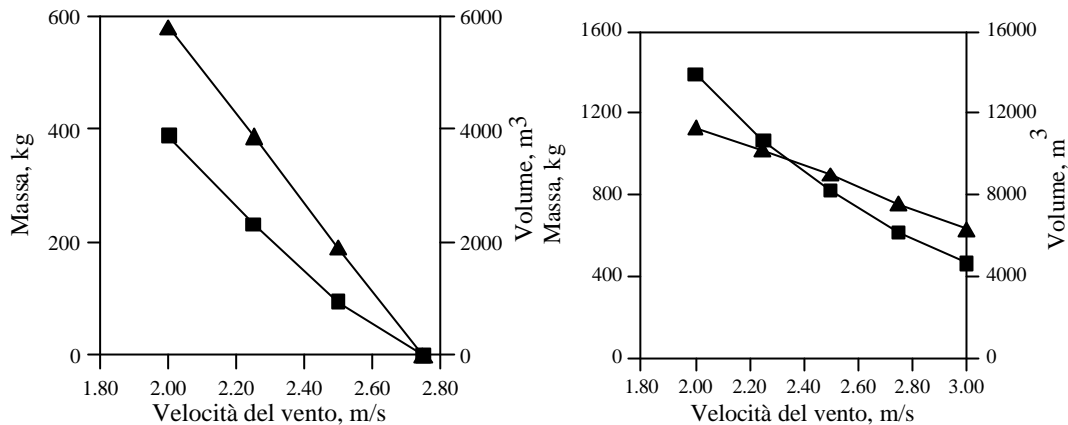


Figura 6.7. Massa e volume di vapori (▲ massa (kg); ▲ volume (m³)) a concentrazione compresa tra l'UFL e l'LFL, per benzina per autotrazione, al variare della velocità del vento, per le classi di stabilità E (sx) e F (dx), a partire da pool di 1500 m².

Dalla Figura 6.7 si nota come la velocità del vento agisca sulla diluizione della nuvola: all'aumentare della velocità del vento si osserva la diminuzione della concentrazione di vapori e delle dimensioni della parte di nuvola compresa entro i limiti di infiammabilità. La classe di stabilità E presenta inoltre minori quantitativi di sostanza infiammabile. In seguito sarà quindi valutata la dispersione di benzina per autotrazione in classe di stabilità F2.

Il fattore di rugosità esprime la misura della rugosità del suolo ed è pari a circa 1/10 dell'altezza del tipico ostacolo presente sul suolo: per i centri abitati e per i siti industriali è, di solito, posto pari a 1 (HGSYSTEM Manual, Shell Research Ltd, 1995).

Tale parametro, indicativo della dimensione caratteristica degli ostacoli presenti sulla superficie, è stato fissato, coerentemente con la geometria del sito del rilascio (presenza di mura di contenimento, serbatoi, edifici, mura di cinta, ecc.) al valore massimo di 1m. Bisogna tener presente a tal riguardo che, nel programma utilizzato, non è possibile specificare la particolare geometria dell'area nella quale la nuvola di vapore si forma e si disperde, se non specificando il valore del fattore di rugosità.

6.2.4. Flash Fire

I risultati dell'analisi di dispersione sono stati utilizzati al fine di valutare il rischio di morte o di

ferimento di individui facendo riferimento alla distribuzione di concentrazione nello spazio ed, in particolare, alla concentrazione pari rispettivamente al limite inferiore di infiammabilità (LFL), per il rischio di morte, e alla metà di LFL per il rischio di danno reversibile (ferimento). Nell'ottica "worst case" dell'analisi è stato considerato un tempo di esposizione all'irraggiamento di sessanta secondi.

6.2.5. Pool Fire

Per simulare i fenomeni di pool fire, si è utilizzata la modellistica del capitolo primo. In particolare è stato utilizzato il codice PHAST della DNV Technica, che permette la valutazione degli scenari di rischio a partire da informazioni sul processo produttivo in analisi e dalla tipologia dei sistemi di contenimento.

Per la valutazione del danno all'individuo generato da pressioni o da irraggiamento, si è fatto riferimento a funzioni di probit di letteratura. Inoltre va osservato che nelle ipotesi si sono considerati i diversi scenari di rischio come mutuamente esclusivi scegliendo sempre quello peggiore.

6.3. Caratterizzazione dell'hazard sismico

Il terremoto è la rappresentazione della radiazione sismica che si irradia dall'epicentro. Alcune caratteristiche si possono associare alla terremoto, quali: magnitudo, distanza, contenuto spettrale etc. Nonostante questa semplificazione, il segnale sismico porta con sé molte incertezze, la errata stima delle quali può rendere vana l'analisi di rischio. Per applicazioni ingegneristiche, i sismologi usano classificare i terremoti in base a parametri del suolo e parametri che influenzano la risposta strutturale. La scelta di tali misure di intensità è importante in quanto necessariamente sintetizza tutte le incertezze del terremoto, includendo quelle energetiche e spettrali che influenzano la risposta strutturale. I parametri al suolo sono i picchi in termini di accelerazione (PGA), velocità (PGV) o spostamento (PGD) che il suolo subisce durante il moto sismico. Misure di intensità utili per una predizione del comportamento strutturale, possono essere gli spettri di risposta che tengono conto dell'amplificazione dovuta ad oscillatori semplici (accelerazione spettrale).

La definizione della pericolosità sismica (hazard) ha bisogno di una caratterizzazione probabilistica di questa misura di intensità. La Probabilistic Seismic Hazard Analysis

(PSHA), esprime la probabilità che un certo valore dell'intensità (a) sia superato in un intervallo di tempo T – ad esempio la vita di servizio della struttura:

$$H(T) = P(PGA > a, T) \quad (6.1)$$

La curva che esprime questa probabilità, al variare del particolare valore (a) considerato, è detta curva di hazard. Le curve di hazard possono essere calcolate con appositi codici in tutto il mondo a partire da una opportuna caratterizzazione delle zone sismo-genetiche circostanti il luogo per cui l'analisi di hazard è necessaria.

La pericolosità sismica è un'espressione del moto sismico atteso in un dato sito ed è uno dei fattori che concorrono alla determinazione del rischio sismico, il quale può essere valutato dall'interazione con i fattori di *vulnerabilità* e di *esposizione* come descritto nell'introduzione al lavoro di tesi (tipo ed età delle costruzioni e delle infrastrutture, densità della popolazione, uso del territorio, presenza di attività produttive etc.). In particolare, si parla di metodo deterministico (DSHA, Deterministic Seismic Hazard Analysis) e quello probabilistico (PSHA, Probabilistic Seismic Hazard Analysis).

Alla base dell'analisi di pericolosità di tipo deterministico vi è lo sviluppo di scenari di scuotimento collegati ad una coppia di valori di magnitudo del sisma e distanza dal sito di interesse. Il moto al suolo nella zona prescelta per lo studio è determinato, poi, considerando le leggi di attenuazione ed in alcuni casi vi può essere più di un evento significativo da considerare per le analisi.

Al gruppo di metodi di tipo deterministico possono ricondursi alcune delle tecniche più comunemente adottate quali: compilazione di cataloghi della sismicità e banche dati omogenei per i periodi: storico (pre 1900), protostrumentale (1900 – 1964) e strumentale (1964 – oggi); caratterizzazione della sorgente sismica mediante creazione di un modello generale di sorgente sismica in grado di descrivere la distribuzione spazio-temporale dei terremoti; per far ciò si utilizzano indicazioni tratte dai cataloghi, dagli studi di sismotettonica, di geomorfologia, dalla mappatura delle faglie attive, da modelli geodinamici ecc., valutazione dello scuotimento del suolo (strong ground motion) in funzione della magnitudo e della distanza del terremoto, tenendo in considerazione gli effetti di propagazione in differenti

ambienti tettonici e utilizzando misure dirette dei danni causati (intensità sismica) e valori strumentali dei movimenti del terreno. Espressione tipica di questa valutazione sono: le carte nelle quali vengono rilevati i danni dei terremoti avvenuti attraverso censimento diretto, notizie storiche, interviste alla popolazione. I rilievi permettono di tracciare linee (*isosisme*) che racchiudono aree nelle quali il sisma ha avuto intensità omogenea, valutata in genere in termini di scala Mercalli o derivate.

Le leggi d'attenuazione sono una relazione tra il livello di moto al suolo (espresso da un parametro di intensità sismica), magnitudo e distanza; alcune di esse consentono di portare in conto in maniera esplicita il tipo di terreno (roccia o terreno soffice) o il tipo di faglia. Esse sono ricavate come risultati di analisi di regressione di modelli analitici su dati registrati (osservati) o simulati quando vi sia carenza di osservazioni reali. Per l'Italia esistono valide leggi di attenuazione proposte da Sabetta e Pugliese (1987). Il fondamento dei metodi di analisi di pericolosità sismica di tipo probabilistico, per contro, è quello di identificare tutti i possibili terremoti che possono colpire un sito, includendo tutte le possibili combinazioni di magnitudo e distanza, e di caratterizzare la frequenza di occorrenza di terremoti di diversa intensità attraverso una relazione di ricorrenza (Bommer, 2002). Le leggi di attenuazione, poi, sono impiegate per calcolare i parametri di moto al suolo che sarebbero registrati al sito per effetto di ciascuno di questi eventi: si determina, quindi, il grado con cui eventi di diversa intensità occorrono al sito. I valori "di progetto" del moto, dunque, sono selezionati considerando quelli che hanno una particolare probabilità annuale di occorrenza.

Comune ad entrambi gli approcci è la necessità di individuare le potenziali sorgenti sismiche e di modellare il moto al suolo tramite leggi di attenuazione. Parallelamente, vi sono anche differenze fondamentali, quali, ad esempio, quelle fasi dell'analisi PSHA mirate alla valutazione del grado di occorrenza ed al livello di intensità con cui i terremoti possono manifestarsi al sito.

Si può affermare che la differenza principale fra i due metodi sta nel fatto che la pericolosità al sito è definita, nell'approccio deterministico, come il moto al suolo atteso per il terremoto di progetto, mentre nell'approccio probabilistico essa è la probabilità annuale di accadimento di un terremoto di data intensità. Considerando, però, che il periodo di ritorno

di un dato terremoto $T_r(y)$ è semplicemente il reciproco della probabilità annuale di accadimento, si può affermare che, per una dato intervallo temporale prestabilito, la probabilità di superamento di un certo livello di terremoto è data, con un modello Poissoniano, da:

$$q = 1 - e^{-\lambda T} \quad (6.2)$$

Scelta, dunque, la probabilità annuale di superamento come parametro fondamentale di “progetto”, l’output della PSHA è del tutto analogo a quello fornito in un’analisi di tipo deterministico.

La restituzione dei dati simologici di pericolosità si effettua facendo uso di *carte di pericolosità* sismica a scala e incertezza appropriate, le quali forniscono la probabilità di accadimento di uno scuotimento del terreno, in una data area e in un dato intervallo di tempo. Le carte di pericolosità sismica mostrano la distribuzione areale dei livelli di scuotimento del suolo che è probabile siano superati entro uno specifico intervallo di tempo. In genere ci si riferisce a una probabilità del 10% che una definita soglia di scuotimento venga superata entro 50 anni, corrispondenti a un periodo di ritorno dello scuotimento di soglia di 475 anni.

Il parametro che illustra il movimento del suolo più comunemente usato nelle carte è l’Accelerazione Massima del Suolo (PGA = Peak Ground Acceleration) e l’accelerazione è misurata relativamente all’accelerazione di gravità ($g = 9.81 \text{ m/sec}^2$). Altra comune rappresentazione delle carte di pericolosità fa riferimento a parametri di intensità macrosismica (scale tipo Mercalli), per cui, in genere, le carte di pericolosità sismica vengono prodotte a coppie, facendo riferimento tanto alla PGA che all’Intensità Massima (o a indici a questa assimilabili).

Per gli scopi del presente lavoro di tesi è stato necessario sviluppare le curva di hazard in termini di PGA e di accelerazione spettrale relativo ai periodi di oscillazione del serbatoio dell’impianto. Le curve sono state sviluppate dal dott. Vincenzo Convertito del Dipartimento di Scienze Fisiche dell’Università di Napoli Federico II nell’ambito della collaborazione interdisciplinare tra i dottorandi in Rischio Sismico. In Figura 6.1 sono riportate la curva di

hazard relativa a 50 anni per il sito di Altavilla Irpina in termini di PGA e di accelerazione spettrale relativa ai periodi di 3 sec e 4 sec considerati significativi per la caratterizzazione della domanda sismica sui serbatoi dell'impianto di riferimento.

Dalle curve di hazard è possibile ricavare gli *spettri ad hazard uniforme* che rappresentano spettri di risposta le cui ordinate hanno la stessa probabilità di essere superate nella finestra temporale di osservazione. L'utilità di tali strumenti è evidente: essi consentono la progettazione in sicurezza dal punto di vista probabilistico, fornendo una indicazione sui valori della sollecitazione che verranno *sicuramente* superati durante (dal punto di vista probabilistico s'intende) la vita della struttura.

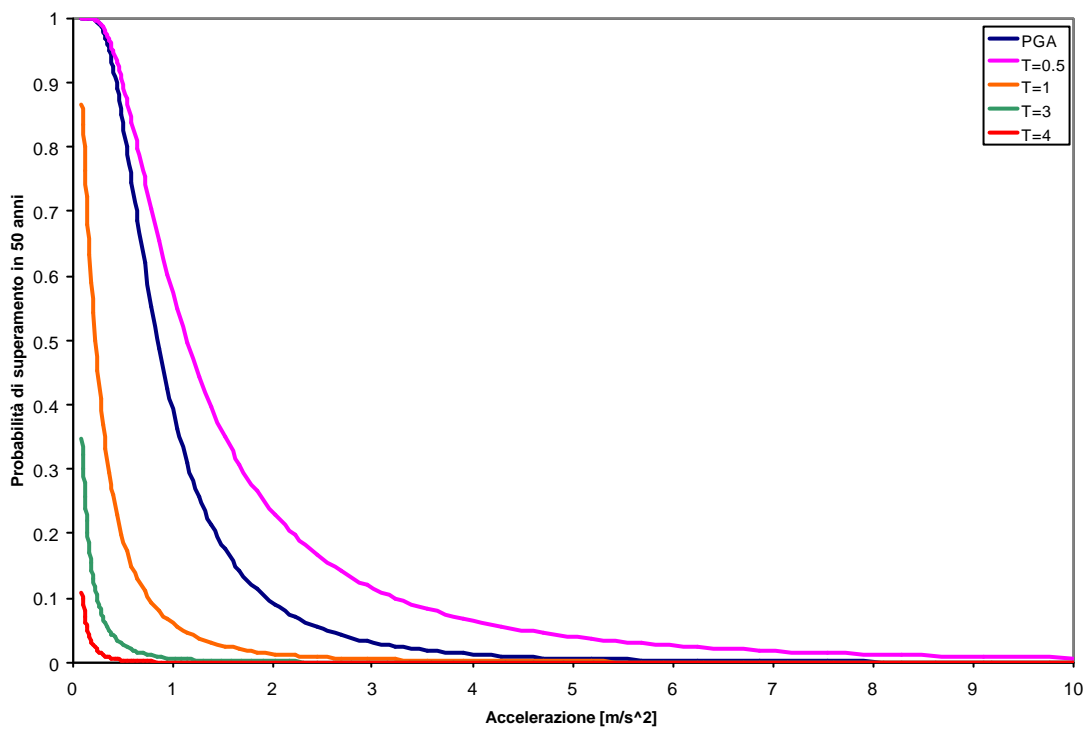


Figura 6.1. L'hazard sismico ad Altavilla Irpina.

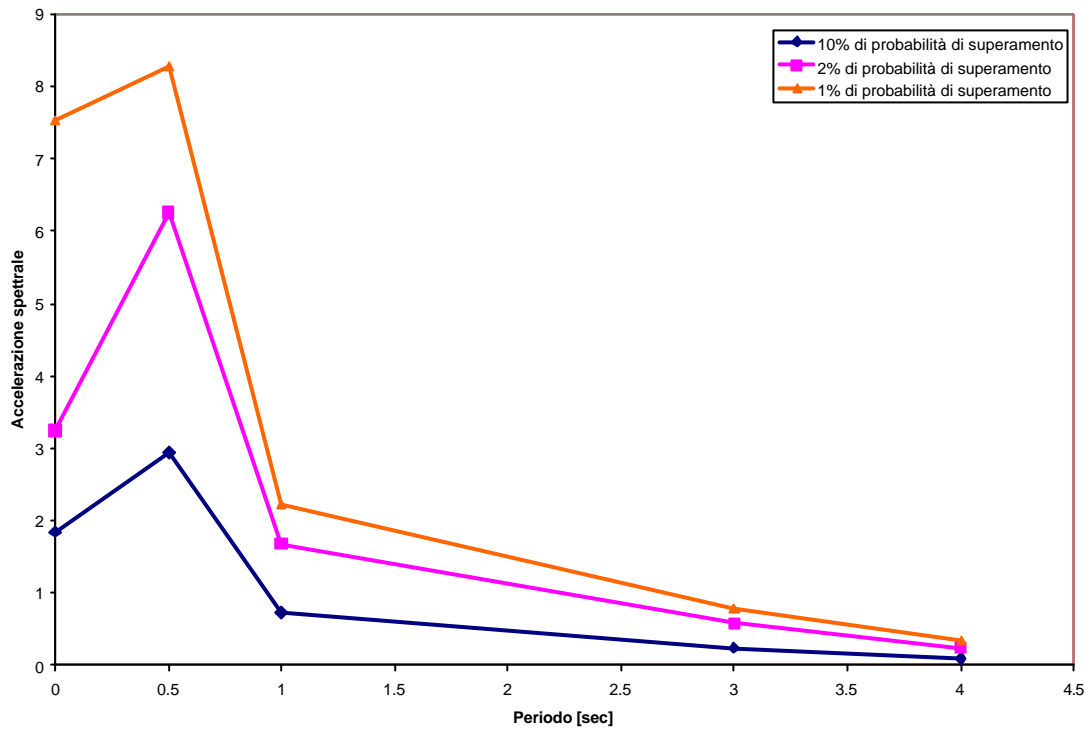


Figura 6.2. Spettri ad hazard uniforme per il sito di Altavilla Irpina.

Vale la pena osservare che, se si considera una forma spettrale convenzionale, i periodi di 3 e 4 secondi si trovano sul ramo discendente dello stesso per cui, a parità di valore di accelerazione, c'è una probabilità molto maggiore per la PGA rispetto a 3 secondi ed ancor di più rispetto a 4 secondi. Con questo si spiega la posizione relativa delle varie curve sul piano.

6.4. Rischio sismico strutturale del deposito di combustibile

L'input per l'analisi Quantitativa probabilistica di Rischio sismico è la probabilità annua di collasso dei componenti critici da cui poi si parte per l'analisi dei fenomeni conseguenti al rilascio delle sostanze pericolose come descritto nel capitolo primo. Per questo è necessaria la convoluzione della pericolosità del sito con la fragilità del singolo componente per ricavarne la probabilità annua di collasso come meglio descritto in appendice e qui sintetizzato nella (6.3).

$$P_f = \int_0^{\infty} d \Pr[D \geq C] = \int_0^{\infty} (1 - F_D(u)) f_C(u) du \quad (6.3)$$

In questo caso è $1 - F_D$ è la distribuzione di probabilità di superamento di una certa misura di intensità sismica (hazard), mentre f_C è la densità probabilità di collasso del serbatoio in relazione alla sua capacità strutturale. Dalla (6.3) si evince che, se l'hazard è relativo ad un anno, anche la *probabilità di failure* risultante si potrà interpretare come la frequenza annua di collasso.

Per convincersi della (6.3) nel caso in esame, basta applicare gli assiomi dell'algebra degli eventi, osservando che la probabilità di collasso nel caso sismico è rappresentabile come probabilità dell'unione degli eventi rappresentati dal collasso a ciascun livello di intensità sismica. In altre parole, la probabilità di collasso è data dalla probabilità che il sistema collassi per il verificarsi di una certa misura di intensità sismica (IM) combinata per tutti i possibili valori di quest'ultima (6.4).

$$Collasso = \bigcup_{i=1}^{\infty} Collasso \cap IM = im_i \quad (6.4)$$

L'unione degli eventi ha una probabilità data dalla somma delle probabilità dei singoli eventi che la compongono, dal momento che questi ultimi sono mutuamente esclusivi dato che se il sistema non può collassare per l'occorrere di un certo valore di certa intensità sismica, se lo è già essendosi verificato un altro valore.

Per la regola di Bayes la probabilità del singolo termine della unione logica è dato dalla:

$$\Pr[Collasso \cap IM = im_i] = \Pr[Collasso | IM = im_i] \Pr[IM = im_i] \quad (6.5)$$

Unendo la (6.5) con la (6.4) e riconoscendo che ciascun evento elementare non può accadere contemporaneamente ad un altro, risulta:

$$\begin{aligned} \Pr[Collasso] &= \Pr\left[\bigcup_{i=1}^{\infty} Collasso \cap IM = im_i\right] = \\ &= \sum_{i=1}^{\infty} \Pr[Collasso \cap IM = im_i] = \sum_{i=1}^{\infty} \Pr[Collasso | IM = im_i] \Pr[IM = im_i] \quad (6.6) \end{aligned}$$

Nel caso sismico le variabili aleatorie sono continue per cui è necessario passare al limite della sommatoria nella (6.6) e quindi all'integrale seguente

$$\Pr[\text{Collasso}] = \int_0^{\infty} \Pr[\text{Collasso} | IM] d(\Pr[IM]) = \int_0^{\infty} F(\text{Collasso} | im) f(im) d(im) \quad (6.7)$$

Nella (6.7) è facile riconoscere che il primo termine nell'integrale non è altro che la definizione di fragilità sismica, mentre il secondo è la densità di probabilità della intensità sismica e quindi nient'altro che la derivata del complemento ad uno della curva di hazard.

Vale la pena a questo punto notare che, nel caso della affidabilità sismica in genere, il termine che stabilisce l'ordine di grandezza della probabilità di collasso è il termine di hazard. Nei casi in cui il problema della valutazione della probabilità sismica di collasso è risolubile in forma chiusa, (ciò è dimostrabile analiticamente) richiamando il metodo SAC-FEMA (per i cui dettagli si rimanda in appendice), la (6.3) risulta in:

$$P_f = H(IM(\bar{C})) e^{-\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2} (b_b^2 + b_c^2)} \quad (6.8)$$

Nella (6.8) $H(IM(\bar{C}))$ è l'hazard del valore di intensità sismica che provoca la capacità mediana; tale termine è moltiplicato per un esponenziale il cui valore assunto dipende fondamentalmente dalle dispersioni della domanda e della capacità, da cui l'asserto.

6.4.1. Approccio osservazionale

Nell'approccio osservazionale sono state utilizzate le fragilità elencate alla fine del capitolo quarto, considerando serbatoi ancorati e con un riempimento superiore od eguale al 50%. Intersecando i dati di pericolosità in termini di PGA con le curve di fragilità osservazionali, si ricavano le seguenti probabilità di collasso (Figure 6.3 e 6.4): (1) l'evento monitorato sia il danno grave o il collasso completo del serbatoio $P_f(RS3) = 2 \cdot 10E-4$; (2) nel caso che l'evento monitorato sia il danneggiamento anche moderato o il collasso (vedi RS2 nel capitolo IV) $P_f = 2 \cdot 10E-3$.

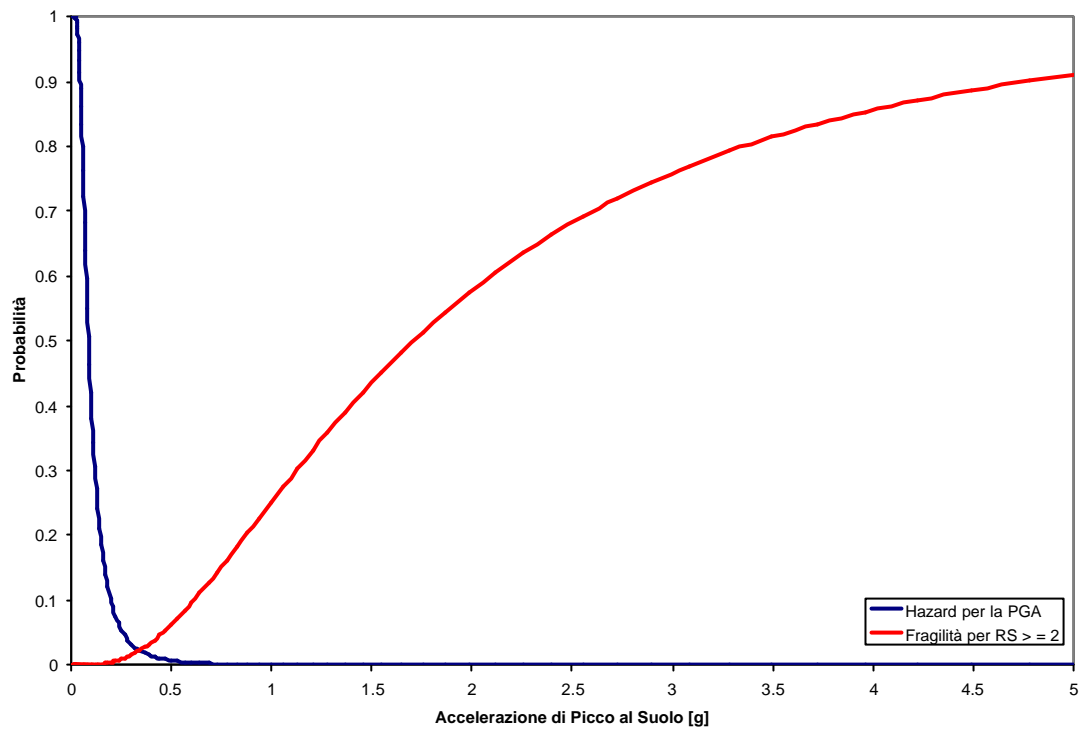


Figura 6.3. Interazione di hazard e fragilità osservazionale per un danno almeno moderato ($RS = 2$).

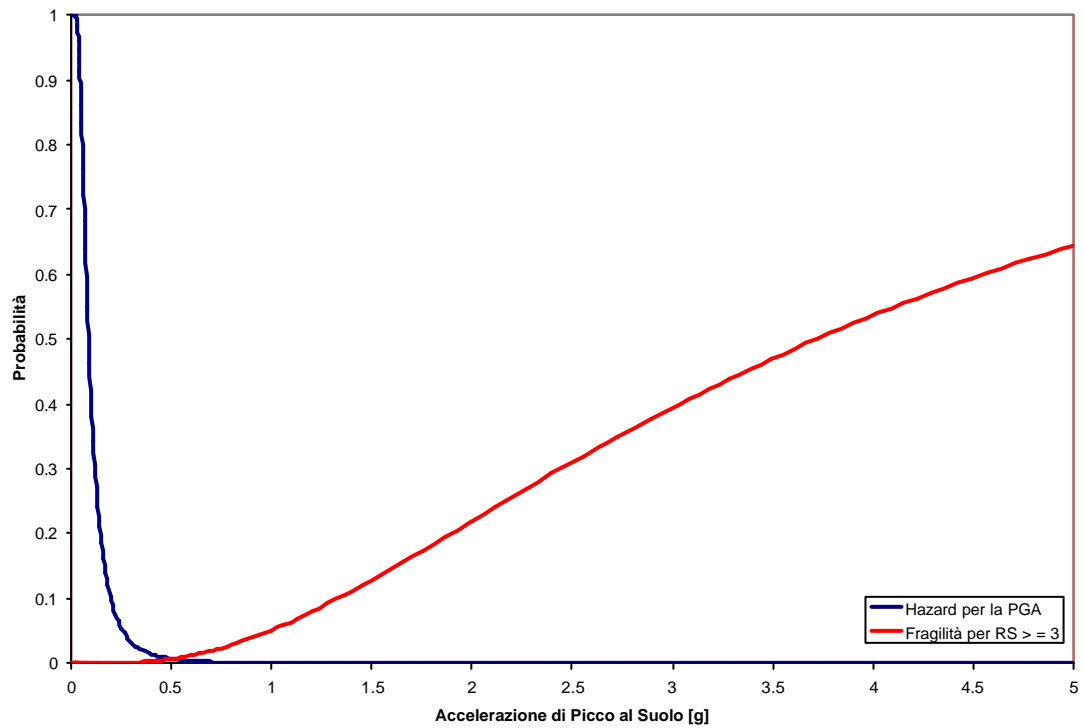


Figura 6.4. Interazione di hazard e fragilità osservazionale per un danno severo o collasso ($RS = 3$).

Questa probabilità è identica per tutti i serbatoi in quanto di origine osservazionale e quindi non in grado, per questione di disponibilità di dati, di tenere in conto le variazioni di vulnerabilità per effetto dei cambiamenti dei parametri strutturali, dei meccanismi di collasso e delle condizioni al contorno. Come detto in precedenza, questo è uno dei limiti dell'approccio osservazionale alla vulnerabilità.

6.4.1. Approccio analitico

Per l'approccio analitico si sono considerati serbatoi ancorati (coefficiente d'attrito infinito e piastra di base rigida) e riempimento al 50%. Lo stato di danno controllato è solo quello di instabilità del mantello a piede d'elefante, visto che lo scopo principale del lavoro di tesi è lo studio di fattibilità di una siffatta analisi e non lo specifico calcolo delle fragilità dei serbatoi relativamente a tutti i possibili modi di collasso, cosa che richiederebbe uno studio approfondito a parte.

Con queste premesse, utilizzando gli studi di vulnerabilità analitica sviluppati nel capitolo quinto, sono state ricavate le curve di fragilità per ciascun serbatoio (vedi Figura 6.5) e convolute con le opportune curve di hazard. I risultati sono riportati in Tabella 6.1.

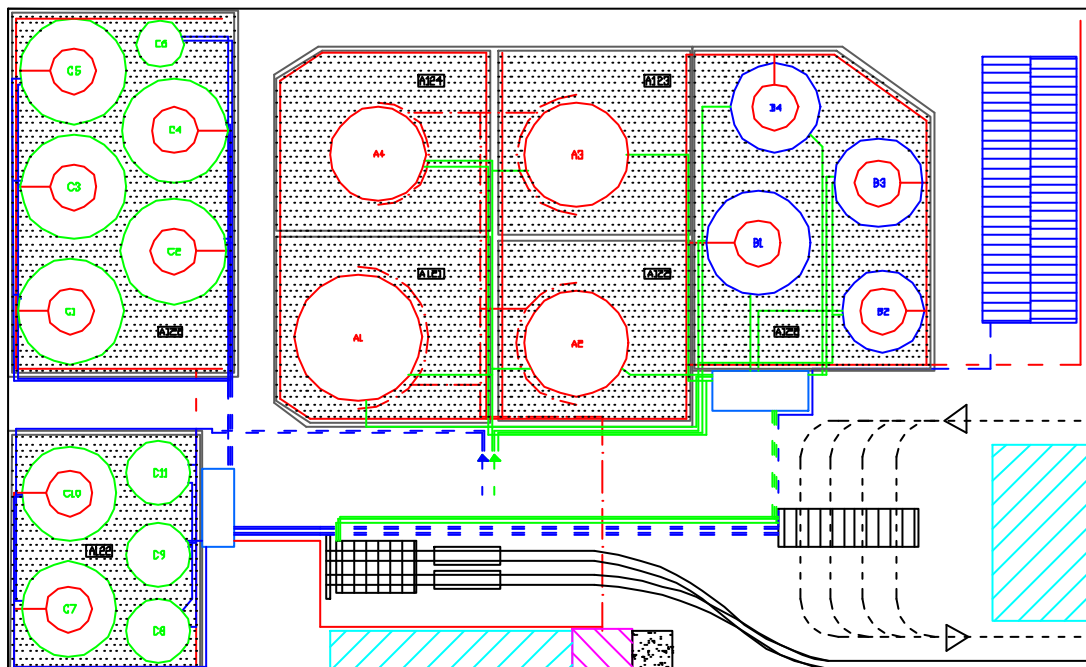


Figura 6.5. L'impianto di riferimento posizionato nel comune di Altavilla Irpina (AV).

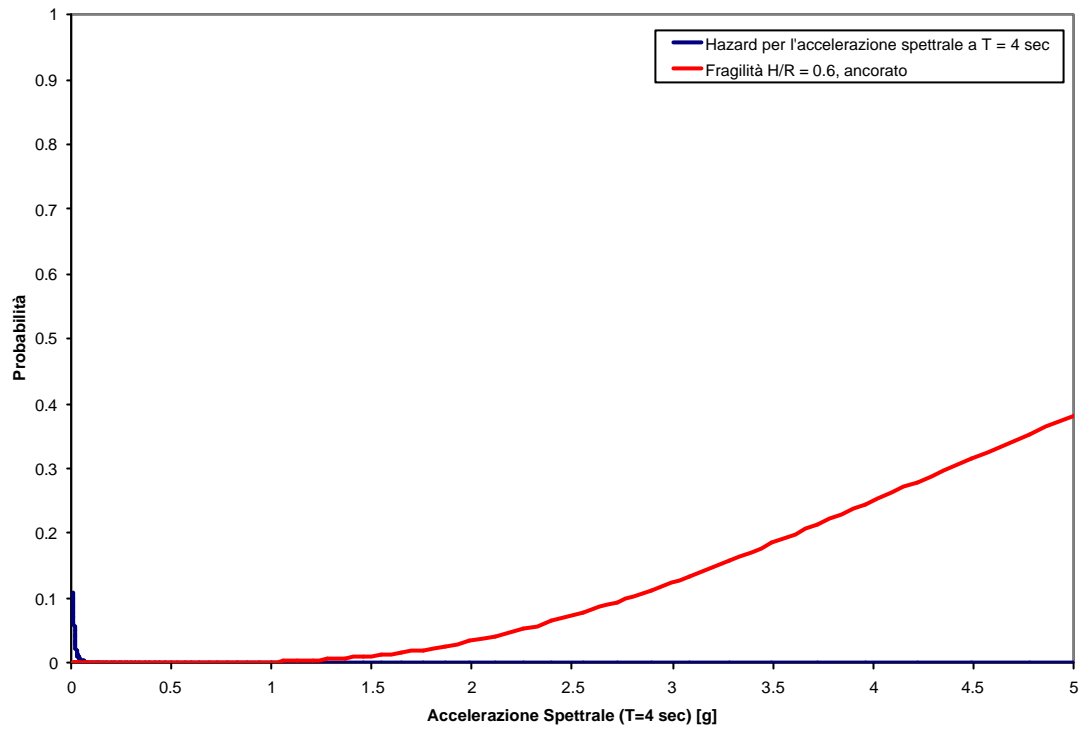


Figura 6.5. Interazione di hazard sismico e vulnerabilità per l'elephant foot buckling di un serbatoio ancorato caratterizzato da $H/R = 0.6$.

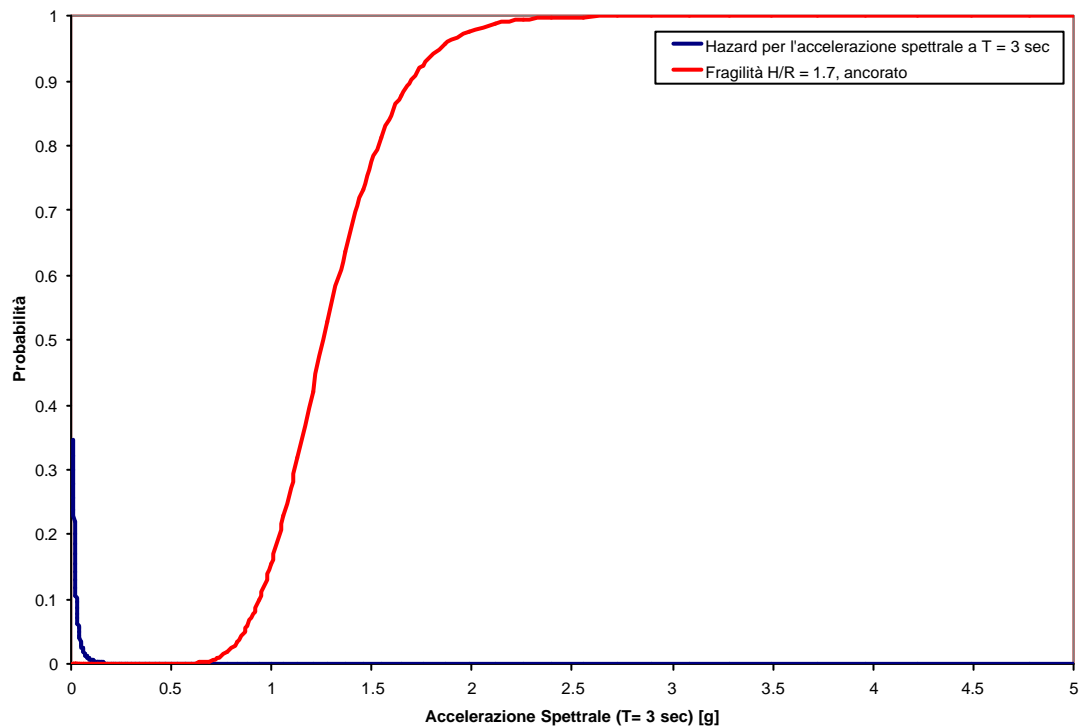


Figura 6.6. Interazione di hazard sismico e vulnerabilità per l'elephant foot buckling di un serbatoio ancorato caratterizzato da $H/R = 1.7$.

Tabella 6.1. Rischio sismico strutturale analitico dei serbatoi ancorati in 50 anni ad Altavilla Irpina per lo stato di collasso relativo all'instabilità del mantello a piede d'elefante.

Serbatoio	#	D	H	Riempimento	H/R	Mediana della fragilità lognormale	Dispersione della fragilità lognormale	Pf in 50 anni
A1	7	24	15	50%	0.63	6.00	0.59	1.97E-10
A2	8	20	15	50%	0.75	3.62	0.36	7.26E-11
A3	9	20	15	50%	0.75	3.62	0.36	7.26E-11
A4	10	18	15	50%	0.83	2.10	0.22	4.77E-10
B1	13	20	12	50%	0.60	6.48	0.64	1.97E-10
B2	14	15.6	11	50%	0.71	4.46	0.44	6.81E-11
B3	11	17	12	50%	0.71	4.45	0.44	6.81E-11
B4	12	17	12	50%	0.71	4.45	0.44	6.81E-11
C1	1	20	13	50%	0.65	5.51	0.55	1.23E-10
C2	2	20	13	50%	0.65	5.51	0.55	1.23E-10
C3	3	20	13	50%	0.65	5.51	0.55	1.23E-10
C4	4	20	13	50%	0.65	5.51	0.55	1.23E-10
C5	5	20	13	50%	0.65	5.51	0.55	1.23E-10
C6	6	18	15	100%	1.67	1.26	0.23	2.29E-06
C7	15	20	13	50%	0.65	5.51	0.55	1.23E-10
C8	16	12	10	50%	0.83	2.10	0.22	1.23E-10
C9	17	16	12	50%	0.75	3.62	0.36	4.77E-10
C10	18	20	13	50%	0.65	5.51	0.55	7.26E-11
C11	19	12	10	50%	0.83	2.10	0.22	1.23E-10

La differenza di molti ordini di grandezza rispetto al caso osservazionale è un risultato del tutto atteso per molteplici fattori. Innanzitutto, come osservato nel quarto capitolo, i serbatoi con rapporto $H/R = 1$ tendono a non subire elephant foot buckling, anzi la tendenza diminuisce con il diminuire di questo parametro geometrico. Questa minore vulnerabilità non è colta dalla vulnerabilità osservazionale ed è accentuata dalla ipotesi di ancoraggio al piede dei serbatoi, che, come dimostrato nel terzo capitolo, costituisce un efficace sistema di protezione sismica, poiché annulla la possibilità della piastra di base di sollevarsi, il quale fenomeno genera eccentricità aggiuntive rendendo critica la tensione di compressione nel mantello.

Questi effetti *strutturali* consistono nella traslazione delle curve di fragilità verso destra (Figure 6.5 e 6.6). Inoltre, questo fenomeno, come mostrato nell'analisi di fragilità numerica dei serbatoi, è governato dallo sbattimento del liquido all'interno del serbatoio e quindi dal suo periodo fondamentale di oscillazione. Periodi che essendo molto lunghi ($4 \div 6$ sec),

fanno riferimento a curve di hazard in termini accelerazione spettrale che esprimono una bassa probabilità di accadimento e cioè traslate fortemente verso destra rispetto a curve di hazard per periodi brevi o PGA, come visto dalle Figure 6.1 e 6.2.

Queste tendenze di *shift*, opposto delle curve di hazard e vulnerabilità, risultano nella trascurabile interazione della fragilità con l'hazard per cui la zona di sovrapposizione tra le due curve (la cui area è proporzionale al rischio) non è apprezzabile (Figura 6.5), mentre così non accade per il caso osservazionale in cui tale area è significativa (Figure 6.3 e 6.4).

La coerenza di tali risultati è inoltre dimostrata dal caso dell'unico serbatoio dell'impianto (C6) il quale è caratterizzato da $H/R = 1.67$ ed infatti presenta una tendenza all'instabilità del mantello molto superiore rispetto agli altri come mostrato dal piano di interazione hazard-fragilità in Figura 6.6.

Questo tipo di stato limite è stato scelto per la sua relativa semplicità di modellazione e quindi controllabilità non per la sua effettiva pericolosità, dato che lo scopo della presente tesi è l'analisi di fattibilità di uno studio di rischio sismico per l'industria di processo e non direttamente la quantificazione completa per via analitica, la quale richiede ancora molto lavoro di modellazione e computazionale che è oltre gli scopi di questo dottorato.

Il risultato dell'analisi di rischio con la fragilità per via analitica sarebbe stato condizionato (nei massimi) da questo ordine di grandezza e, come si mostrerà nel seguito, di due ordini inferiore a quello osservazionale; il risultato è del tutto in linea con le aspettative, se si considera un unico meccanismo danno per serbatoi ancorati che non tenga conto di condizioni al contorno, come l'interazione suolo-struttura, molto raramente innesca un incidente industriale.

6.5. Risultati: ricomposizione e rappresentazione del rischio

Il risultato numerico della QRA, quindi della QpsRA, viene riportato, sulla regione di interesse, mediante rappresentazioni codificate denominate *Rischio Locale*, *Rischio Individuale* e *Rischio Sociale*.

Il Rischio Locale (L) ed il Rischio Individuale (I) rappresentano la probabilità (in un certo periodo di tempo, tipicamente un anno) con cui in un certo punto dell'area geografica si verifica un determinato danno che, generalmente, viene identificato con la morte o il danno

irreversibile di un individuo. Essi sono, pertanto, concetti simili che fanno riferimento ad un determinato sito dell'area di interesse (analisi sito-specifica). In particolare, per il calcolo del Rischio Locale l'individuo viene considerato in condizioni di vulnerabilità estrema, cioè si considera che esso occupi permanentemente il punto assegnato, senza possibilità di fuga o protezione. Per il Rischio Individuale, invece, vengono associate alla persona le diverse probabilità di permanenza e possibilità di fuga e protezione nel luogo esaminato. Di conseguenza il Rischio Locale risulterà sempre superiore a quello Individuale.

Il Rischio Sociale è la valutazione del rischio concernente l'intera area (analisi d'area) in esame e non i singoli punti dell'area stessa. Esso è generalmente rappresentato in termini di curve F/N cioè di valori F di frequenza annua "cumulata" con la quale, a seguito di tutti gli incidenti ipotizzabili, anche derivanti da incidenti primari iniziati su altra apparecchiatura, si ha un numero di vittime pari o superiore a N. Il rischio locale (RL) è fornito dalla relazione (Lees, 1996):

$$RL(x, y) = \sum_i [F_i p(e|i)p(c|e)] \quad (6.6)$$

Il termine F_i è la frequenza di accadimento del *top event* i-esimo corrispondente ai top events previsti nell'area in esame.

Il termine $p(c/e)$ è la probabilità che la variabile fisica "e" (sovrappressione, irraggiamento, concentrazione) causi la specifica conseguenza "c" sull'essere umano (magnitudo), ipotizzando la presenza dell'individuo nel punto x, y, valutata mediante l'analisi probit o utilizzando valori di soglia.

Il termine $p(e/i)$ è la probabilità che l'incidente i-esimo causi la variabile fisica "e" nel punto x, y ossia identifica la probabilità di avere un particolare scenario come conseguenza del top event i-esimo (UVCE, pool fire, flash fire...).

Il modello di calcolo di rischio applicato in questo lavoro di tesi, prevede che la probabilità dello scenario più gravoso, in termini di conseguenze, sia considerata unitaria, ossia che il termine $p(e/i)$ sia pari ad uno solo per lo scenario che fornisce conseguenze più gravi tra tutti i possibili scenari definiti attraverso una "event tree analysis". E' evidente che, in termini di rischio globale, si ottiene una sovrastima dei risultati, ma si evitano in tal modo delle

sottostime dei rischi basate su scelte arbitrarie e relative: ad esempio a condizioni atmosferiche o scenari geometrici del tutto contingenti e casuali (si consideri ad esempio la scelta della probabilità di avere un'ignizione "edge-cloud" ritardata piuttosto di una ignizione immediata).

Nell'ambito di questo studio è stato prodotto un codice di calcolo che fornisce i dati di rischio in termini di rischio locale e sociale per aree industriali, essendo stata considerata unitaria la probabilità della direzione del vento in ogni settore circolare.

Il codice prevede la discretizzazione della superficie dell'impianto e delle sue immediate vicinanze attraverso una griglia di calcolo composta da 40000 punti. All'interno dei parchi serbatoi sono stati identificati i punti (punti sorgente) dove sono possibili le fuoriuscite accidentali di sostanze pericolose con le modalità previste per i top events descritti nei paragrafi precedenti.

Il calcolo del rischio locale è stato effettuato attraverso la combinazione, in ogni punto di griglia, delle frequenze di tutti i top events e della magnitudo ($p(c/e)$) per ciascun effetto considerato.

Le Figure 6.8 ÷ 6.11 riportano le aree di rischio, definite mediante l'analisi delle conseguenze, relative ai danni irreversibili e alla morte dell'individuo nell'approccio osservazionale. Si noti che l'identificazione delle aree massime di rischio di ciascuna azienda è esplicitamente prevista nella normativa italiana, al fine di programmare i piani di emergenza per la popolazione residente nelle immediate vicinanze delle aree industriali. La normativa richiede anche l'identificazione di una *zona di attenzione*, che definisce l'area esterna all'azienda dove sono possibili danni reversibili alla persone. L'estensione della zona dipende fortemente dalla presenza di altre aziende, dalla localizzazione dei centri urbani, dalla presenza di linee di trasporto di merci pericolose e dai flussi di personale nei luoghi di lavoro.

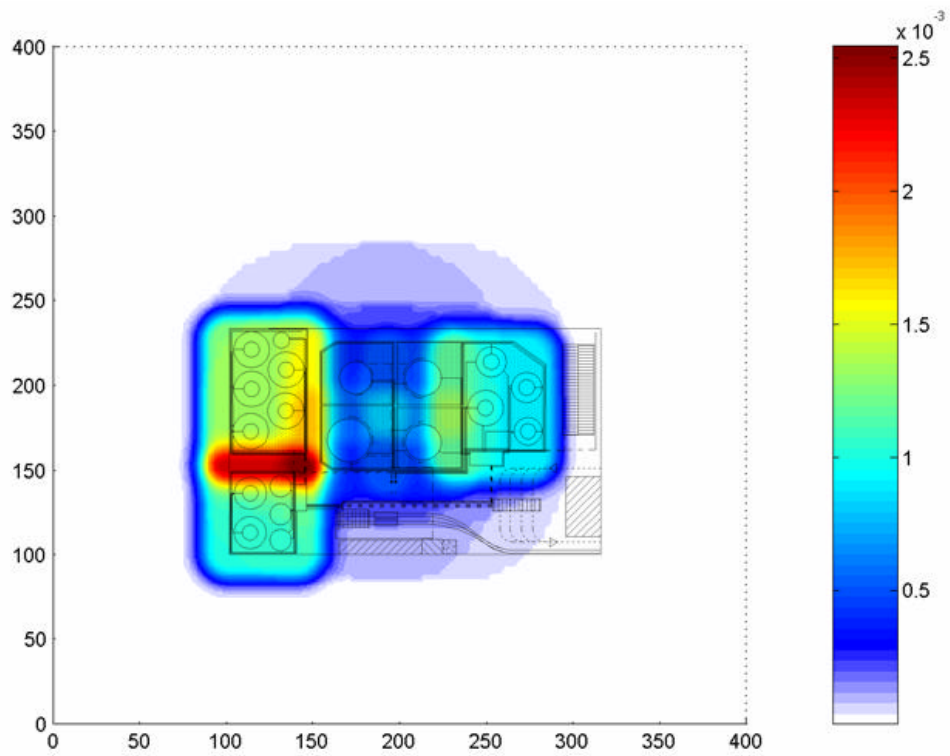


Figura 6.8. Rischio di morte in 50 anni su base di vulnerabilità osservazionale per $RS = 2$.

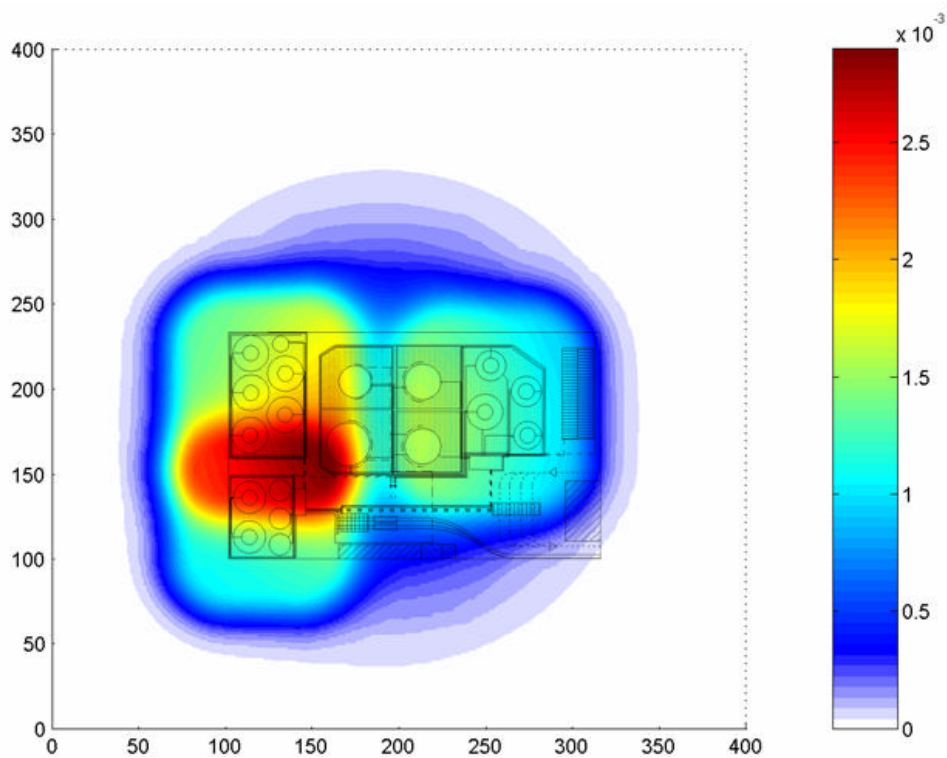


Figura 6.9. Rischio di ferimento in 50 anni su base di vulnerabilità osservazionale per $RS = 2$.

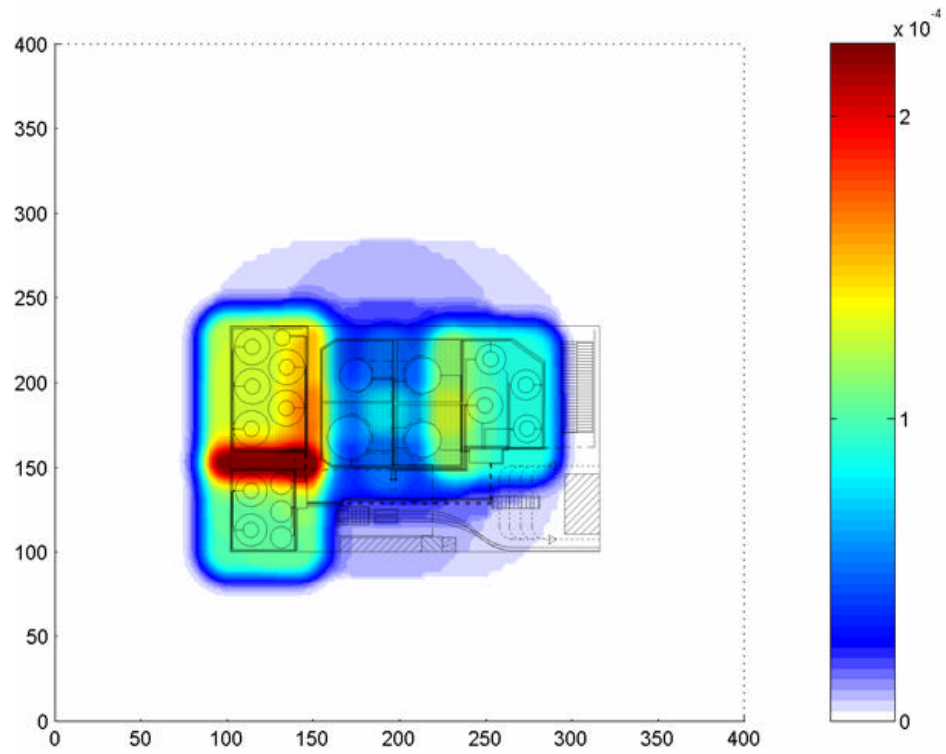


Figura 6.10. Rischio di morte in 50 anni su base di vulnerabilità osservazionale per $RS = 3$.

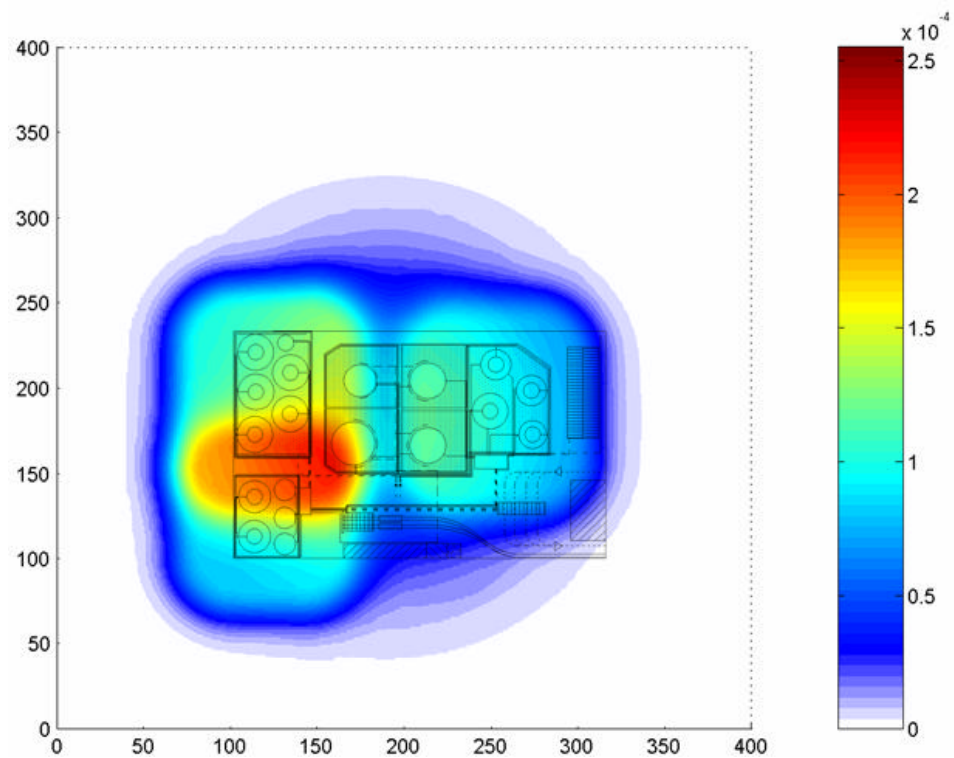


Figura 6.11. Rischio di ferimento in 50 anni su base di vulnerabilità osservazionale per $RS = 3$.

Si sono scelti per l'analisi di rischio di analizzare, gli effetti di un incidente, formulando due ipotesi distinte: (1) che l'incidente industriale potesse essere innescato solo da un danno severo o dal collasso di uno o più serbatoi ($RS = 3$); (2) che anche il danno moderato potesse dar luogo ad un incidente rilevante nell'impianto ($RS = 2$).

La differenza relativa nei due risultati è di un ordine di grandezza, come ci si attendeva dall'analisi osservazionale.

I valori elevati del rischio assoluti in 50 anni, soprattutto per la condizione (2), si spiegano facilmente con l'origine osservazionale dei dati di vulnerabilità utilizzati per l'analisi che determina l'ordine di grandezza dei risultati insieme all'hazard sismico. Essi infatti non prevedono una classificazione del danno strutturale in vista delle possibili conseguenze che questo può dare, sebbene questo approccio sia l'unico utile per le analisi di rischio. Infatti una serie di danni considerati nelle fragilità sperimentali possono portare all'inservibilità del serbatoio (vedi capitolo IV) senza causare necessariamente estese perdite di contenuto; perchè sono il motore primo degli incidenti.

La mappa del rischio, d'altra parte, è un risultato significativo di per se, in quanto non condizionato dai valori assoluti delle probabilità di collasso dei singoli componenti se questi sono simili; in questo caso l'ordine di grandezza non cambia. Da essa si evince come il rischio, sia per il ferimento che per la morte, si estenda oltre i confini dell'impianto; fornisce, inoltre, indicazioni sulla localizzazione e sugli effetti domino possibili derivanti dalle interazioni con altre strutture. I punti a maggior rischio sono quelli dove i bacini, in cui si può verificare la perdita di contenuto e quindi gli incendi e/o le esplosioni, sono più vicini.

E' utile inoltre osservare che, vista la scarsa vulnerabilità sismica dei serbatoi in relazione al modo di collasso analizzato per via numerica, il risultato di un'analisi di rischio con questo tipo di vulnerabilità sarebbe stato interamente condizionato dalla probabilità di collasso dell'unico serbatoio che è sensibile all'instabilità del mantello (con probabilità $\sim 10E-6$) così come previsto.

6.6. Bibliografia

Cornell C.A. (1968) - Engineering seismic risk analysis., Bull. Seism. Soc. Am., 58,

pp.1583-1606.

CCPS - Center for Chemical Process Safety of the American Institute of Chemical Engineers (1989). Guidelines for chemical process quantitative risk analysis, American Institute of Chemical Engineers, New York.

CCPS - Center for Chemical Process Safety of the American Institute of Chemical Engineers (1994). Guidelines for evaluating the characteristics of VCEs, Flash Fires and BLEVEs. Center for Chemical Process Safety of the American Institute of Chemical Engineers, New York.

Convertito V. Extension of Classical Attenuation Laws: Effects and Implications on the Probabilistic Seismic Hazard Analysis, Department of Geophysics, University of Naples Federico II, Ph.D. thesis, 2003.

Lees, F.P. (1996). Loss Prevention in the process industries (II ed.), Butterworth-Heinemann, Oxford (UK).

Conclusioni

La fattibilità dell'analisi probabilistica Quantitativa di Rischio sismico nell'industria di processo è stata investigata nell'arco della tesi e dimostrata con l'applicazione riportata nel capitolo VI. Dal caso studio si evince che, come ipotizzato, il punto critico per la quantificazione del rischio sismico per gli impianti industriali sta nell'analisi di vulnerabilità sismica (fragilità) dei componenti.

Questo risultato deriva dal fatto che gli strumenti che interagiscono a monte ed a valle della probabilità strutturale di collasso, cioè, rispettivamente, l'analisi Probabilistica di Pericolosità Sismica e l'analisi Quantitativa di Rischio Industriale, sono ormai consolidati e richiedono la calibrazione della vulnerabilità perché l'insieme la computazione del rischio sia possibile.

Siccome, come più volte ricordato, la probabilità di collasso nel caso della singola struttura è governata dall'hazard sismico, è necessario focalizzare risorse ed attenzioni sui parametri sismici che determinano la prevedibilità della risposta. Non cogliere, infatti, quali siano i meccanismi di collasso significativi dal punto di vista delle conseguenze industriali e da quali parametri sismologici questi siano controllati, significa scegliere non correttamente la forma dell'hazard e quindi condizionare erroneamente la quantificazione del rischio.

Questa osservazione pone al centro del problema la modellazione del comportamento sismico dei componenti. La forte standardizzazione di questi ultimi facilita il compito, ma la scarsa disponibilità di studi in questa direzione, com'è mostrato dallo stato dell'arte delle linee guida per la progettazione, complica la questione ben oltre quello che accade per l'analisi di rischio sismico degli edifici e delle strutture tradizionali in genere.

L'applicazione ha, inoltre, mostrato la inadeguatezza concettuale delle analisi di vulnerabilità

osservazionale, quantomeno per il caso dei serbatoi in acciaio. Questa, infatti, nonostante sia continuamente invocata dagli analisti come l'unica fonte di fragilità attendibile per le analisi di rischio, è vessata da limiti che ne riducono fortemente l'applicabilità. Risulta chiaramente, come l'impossibilità di distinguere le condizioni al contorno di ogni danno osservato, i parametri strutturali che lo hanno influenzato e, soprattutto, la correlazione necessariamente debole con l'unico parametro di intensità sismica in funzione del quale la fragilità è espressa (e quindi con l'hazard di riferimento), non ne facciano uno strumento adatto per analisi specifiche di impianto, perchè forniscano solo indicazioni di larga massima o limiti superiori di difficile interpretabilità.

Questo risultato non è in comune con l'analisi di fragilità degli edifici per i quali spesso i modi di collasso sono influenzati da un numero limitato di periodi propri di oscillazione, vicini in termini spettrali e, quindi, con un hazard sismico generalmente comparabile.

Per i componenti industriali, invece, alcuni modi di collasso prevedono lo spostamento relativo rispetto alle strutture di supporto o di fondazione; essi risultano governati da periodi molto bassi, al limite nulli, per cui l'intensità sismica di riferimento e, quindi, l'hazard è da esprimere in termini di accelerazione di picco al suolo (PGA). Per contro, alcuni meccanismi dinamici sono guidati da periodi molto lunghi, quali i modi di collasso legati alle interazioni fluido-struttura con periodi molto lunghi anche dell'ordine dei 5 – 6 secondi.

E' questo il caso dei serbatoi in acciaio per il deposito di combustibili in cui lo *sliding* e *rocking* rispetto alla fondazione sono di tipo moto rigido, mentre l'instabilità del mantello, del tetto o il sollevamento della piastra di base dipendono dal moto convettivo di sbattimento del fluido e dalla interazione con la deformabilità della struttura.

Per questo l'analisi di affidabilità strutturale per via analitica e/o numerica sembra l'unico strumento capace di mantenere una scala di dettaglio significativamente piccola rispetto a quanto richiesto da un'analisi quantitativa di rischio sismico per impianti industriali.

Essa consente di isolare i singoli meccanismi e permette inoltre di valutare l'influenza dei parametri strutturali sulla fragilità ed evincere legami funzionali della probabilità di collasso con la configurazione strutturale, evitando la necessità di risolvere un problema di affidabilità specifico per ogni componente strutturale critico.

Per contro l'analisi di affidabilità richiede uno sforzo ingente di modellazione e ricerca che

spesso va oltre le competenze e le esigenze specifiche dirette degli analisti di rischio industriale, poiché richiede specifici contributi di ingegneria strutturale e sismica.

Inoltre, alla luce di quanto osservato, nel caso in cui i meccanismi di collasso siano governati da misure di intensità sismica diverse (diversi periodi di oscillazioni o altre), anche l'hazard sismico tradizionale (curve di pericolosità) risulta inadeguato. Nel caso dei serbatoi, se fosse risultato che l'instabilità del mantello è significativa per il rischio di incidente rilevante come il moto rigido che innesca lo sliding sarebbe stato necessario produrre, dal punto di vista sismologico, la probabilità congiunta di occorrenza dell'accelerazione di picco al suolo e della accelerazione spettrale per periodi lunghi. Allo stato, *l'hazard vettoriale* va oltre la pratica sismologica; esso è solo in fase primordiale di sviluppo presso alcuni centri di ricerca e sicuramente non sarà disponibile a breve. Inoltre, le comuni leggi di attenuazione del moto sismico non sono state prodotte per questi range di frequenze così bassi e di conseguenza l'hazard non risulta del tutto affidabile.

Lo studio presentato ha voluto verificare la fattibilità dell'analisi di rischio industriale sia utilizzando la vulnerabilità osservazionale che quella analitica, verificandone i limiti e le necessità di avanzamento.

Sebbene la scelta dello stato di collasso analizzato per via numerica sia stata guidata dalla modellabilità dinamica e non dalla sua influenza sul rischio industriale, la procedura messa a punto nel capitolo quinto rappresenta uno dei punti di massimo valore aggiunto della tesi. Essa condensa caratteristiche di: accuratezza, esportabilità, semplicità raggiunge, infatti, l'obiettivo di sviluppare uno strumento analitico di vulnerabilità che risolve molti dei problemi posti dall'approccio osservazionale, applicabile ad una intera categoria strutturale mediante la costruzione di legami approssimati della probabilità di collasso con i parametri strutturali che variano all'interno della classe; supera, inoltre, almeno in parte, i problemi di necessità di risorse legate alla specificità dell'approccio analitico.

L'intero lavoro di tesi rappresenta un contributo all'esegesi degli aspetti teorici e applicativi dell'analisi di rischio sismico per impianti industriali ed alla evidenziazione delle differenze con la ormai avviata analisi di rischio sismico degli edifici con la quale ha molti punti in comune, ma richiede anche lo sviluppo e la taratura ad hoc degli strumenti ed un'integrazione interdisciplinare sconosciuta a quest'ultima.

Appendice. Richiami di affidabilità strutturale

A.1. Probabilità di collasso

Il collasso strutturale si definisce come il raggiungimento di uno stato-limite che si definisce attraverso una funzione \bar{G} (*funzione di stato limite*) che, in via convenzionale, assumerà valori maggiori di zero, se lo stato limite non è superato, valori nulli, se è attinto lo stato limite, valori minori di zero, se lo stato limite è superato (Giannini e Pinto 2001). In generale essa è dipendente da un certo numero di parametri di progetto \bar{X} considerati aleatori e non. Nell'insieme di definizione del vettore, la condizione $G(\bar{X}) > 0$ individua il sottospazio degli stati sicuri per la struttura indicato con S (*dominio di sicurezza*), mentre la condizione $G(\bar{X}) \leq 0$ definisce il sottospazio corrispondente al collasso della struttura che è indicato con F (*dominio di rottura*). Ovviamente, $G(\bar{X}) = 0$ individua la frontiera tra i due semispazi detta *superficie di stato limite*. La probabilità di collasso si definisce come la probabilità che si verifichi l'evento stato limite:

$$\Pr(G(\bar{X}) \leq 0) = \int_F f_{\bar{X}}(\bar{x}) dA \quad (\text{A.1})$$

in cui $f_{\bar{X}}(\bar{x})$ è la funzione densità di probabilità congiunta delle vettore \bar{X} . Molte volte può risultare particolarmente difficile la valutazione della probabilità di collasso secondo l'integrale espresso nella (A.1). Queste difficoltà sono state superate nel passato con la proposta di una misura di affidabilità attraverso metodi approssimati. Una prima categoria (metodi di simulazione) mira ad una misura dell'integrale (A.1) al prezzo di un significativo

onere computazionale. Un'altra serie di metodi semplificati lega la misura della probabilità di collasso allo "indice di sicurezza" β , connesso alla probabilità di rottura.

A.1.1. Metodi affidabilistici del primo ordine (FORM)

La valutazione della probabilità di collasso si può eseguire con una misura di affidabilità più semplice per cui è sufficiente una rappresentazione della variabile aleatoria X_i attraverso i suoi primi due momenti:

$$m_x = E[X] \quad (\text{A.2})$$

$$C_x = E[(X - m_x)(X - m_x)^T] \quad (\text{A.3})$$

Una misura di questo tipo è chiamata *indice di affidabilità di due momenti*. Quando la struttura è lineare e deterministica, la letteratura fornisce gli strumenti per computare molte delle quantità necessarie, soprattutto nel caso in cui i processi di input sono di tipo gaussiano. Il problema assume una sua rilevanza nel momento in cui si ricerca la probabilità che una delle risposte di interesse ecceda il suo limite di sicurezza in un dato intervallo di tempo. La riduzione del processo aleatorio di input ad un numero finito di variabili aleatorie indipendenti dal tempo è il motivo principale per cui si utilizzano i metodi tempo-invarianti di affidabilità strutturale. Si riportano nel seguito alcune procedure di tipo *First Order Reliability Method*.

A.2.1.1. L'indice di affidabilità di Cornell

Quando la funzione $G(x)$ è lineare in x , la linearità dell'operatore *speranza matematica* E , porta una facile determinazione dei primi due momenti Z come funzione di quelli delle variabili base. Infatti, ponendo:

$$Z = a_0 + b^T X \quad (\text{A.4})$$

dove a_0 e b sono costanti deterministiche, si ottiene facilmente:

$$m_z = E[Z] = a_0 + b^T E[X] = a_0 + b^T m_x \quad (\text{A.5})$$

$$\text{Var}[Z] = E[(Z - m_z)^2] = b^T E[(X - m_x)(X - m_x)^T] b = b^T C_x b \quad (\text{A.6})$$

Esso è stato proposto da Cornell per considerare come indice di affidabilità di secondo livello il rapporto tra il valore medio e la deviazione standard di Z :

$$\mathbf{b}_C = \frac{m_z}{s_z} = \frac{a_0 + b^T m_x}{\sqrt{b^T C_x b}} \quad (\text{A.7})$$

La variabile aleatoria Z è chiamata margine di sicurezza. Il nome è giustificato dal fatto che quando la funzione limite è definita in modo semplice come $Z = C - D$, dove C indica la capacità e D corrisponde alla richiesta di prestazione, Z misura la distanza tra le due quantità.

Nella maggior parte dei casi la funzione limite non è lineare. In questi casi i primi due momenti di Z non possono essere determinati in base solamente ai corrispondenti momenti dei parametri di input X , ma è necessaria la loro distribuzione congiunta. Un modo per estendere l'applicabilità dell'indice di Cornell è di sostituire la funzione non lineare $Z = G(X)$ con il suo sviluppo in serie troncato al termine lineare:

$$Z \cong G(x_0) + \nabla G(x_0)(X - x_0) \quad (\text{A.8})$$

L'indice ottenuto dall'uso dell'equazione (A.7) sfortunatamente non è indipendente dal punto iniziale dello sviluppo in serie x_0 e rispetto alla forma funzionale di G . La funzione G può infatti essere scelta in molte forme alternative equivalenti. Per esempio, immaginiamo due espressioni non-lineari della funzione limite:

$$Z = \log\left(\frac{C}{D}\right) \quad (\text{A.9})$$

$$Z = C^2 - D^2$$

sono ugualmente possibili, in quanto essi definiscono nel piano C - D la stessa superficie di

stato limite. Se lo sviluppo in serie è fatto intorno al punto medio nel primo caso si ha:

$$Z \cong \log\left(\frac{m_C}{m_D}\right) + \frac{R - m_C}{m_C} - \frac{D - m_D}{m_D} \quad (\text{A.10})$$

mentre nel secondo:

$$Z \cong m_C^2 - m_D^2 + 2m_C(R - m_C) - 2m_D(S - m_D) \quad (\text{A.11})$$

e quindi per b_C si possono dare due espressioni differenti:

$$b_C^{\cdot} = \frac{\log(m_C / m_D)}{\sqrt{\left(\frac{s_C}{m_C}\right)^2 + \left(\frac{s_D}{m_D}\right)^2}} \quad (\text{A.12})$$

$$b_C^{\cdot} = \frac{m_C^2 - m_D^2}{2\sqrt{(m_C s_s)^2 + (m_D s_s)^2}} \quad (\text{A.13})$$

A.2.1.2. L'indice di affidabilità di Hasofer e Lind

Per risolvere i limiti dell'indice di Cornell legati alla sua variabilità con la forma di G , Hasofer e Lind proposero una definizione differente per l'indice, che coincide con quella di Cornell per le funzioni di stato-limite lineari, ma possiede la proprietà di invarianza rispetto a qualsiasi forma della funzione di stato limite. Le variabili aleatorie X devono essere trasformate in uno spazio di variabili standard Y nel seguente modo:

$$E[Y] = 0; \quad E[YY^T] = I \quad (\text{A.14})$$

dove I è la matrice identità. In questo caso è necessaria una trasformazione lineare del tipo:

$$X = m_X + AY \quad (\text{A.15})$$

che dall'eq. (A.14) soddisfa la condizione $m_x = E[X]$. Dalla seconda equazione delle (A.14) e dalla (A.15) deriva che la matrice di covarianza C_X di X è data da:

$$C_x = AE[YY^T]A^T = AA^T \quad (\text{A.16})$$

Si può vedere che C_X è espressa come il prodotto di una matrice A e la sua trasposta, la quale è sempre definita data la simmetria e la definizione-positiva di C_X . All'inverso, una volta che è stata determinata la matrice A , dall'equazione (A.15) Y può essere espressa come una funzione di X :

$$Y = A^{-1}(X - m_x) \quad (\text{A.17})$$

Se si indica con $g(y)$ la funzione di stato limite G trasformato nello spazio delle variabili standard Y . L'equazione:

$$g(y) = 0 \quad (\text{A.18})$$

definisce in quest'ultimo spazio la superficie ∂F , frontiera del dominio di crisi F . Quando $y \in \partial F$ lo scalare:

$$d = |y| = \sqrt{y^T y} \quad (\text{A.19})$$

è la distanza dall'origine del punto y sulla superficie. Nello spazio delle y l'origine coincide con il punto medio e le distanze sono misurate in termini di deviazione standard. *Hasofer-Lind index* è definito come il minimo valore di d . Formalmente:

$$b_{HL} = \min_{y \in \partial F} |y| \quad (\text{A.20})$$

Quando $G(x)$ è una funzione lineare, l'indice di Hasofer-Lind e quello di Cornell coincidono. Una proprietà importante dell'indice di Hasofer-Lind, che non possiede l'indice di Cornell, è che, visto che per tutte le forme equivalenti di funzione di stato limite il punto di minima distanza è unico, l'invarianza rispetto alla scelta della forma della funzione di stato limite. Il punto di minima distanza y^* è usualmente chiamato *design point*. Se le variabili X sono Gaussiane e la funzione di stato limite è lineare, l'indice di Cornell b_c ha un diretto significato probabilistico, visto che si ha:

$$P_F = \Phi(-b_C) \quad (\text{A.21})$$

Quando la funzione di stato-limite non è lineare, ma le variabili aleatorie X sono Gaussiane (e quindi anche la Y), la quantità $\Phi(-b_{HL})$ rappresenta la probabilità che y appartenga al dominio F_l , che corrisponde al piano tangente alla superficie nel punto di progetto a cui corrisponde $g(y) = 0$. Se la superficie di stato-limite ha una curvatura moderata e se ha un solo punto di progetto (in cui è minima la distanza dall'origine), si ha:

$$P_F = \int_F \Phi_n(y) dy \quad (\text{A.22})$$

e, richiamando la s-indipendenza tra le Y , si ha:

$$\Phi_n(y) = \Phi(y_1) \cdots \Phi(y_n) \cong e^{-\frac{1}{2}(y_1^2 + \dots + y_n^2)} = e^{-\frac{1}{2}r^2} \quad (\text{A.23})$$

dove $r = \sqrt{y_1^2 + \dots + y_n^2}$ è la distanza dall'origine. Quindi si può concludere che la probabilità decresce con il diminuire della distanza dal centro. Quindi se F ed F_l sono vicine in un intorno non troppo piccolo del punto di progetto, la differenza $|P_F - \Phi(-b_{HL})| = \int_{F-F_l} \Phi_n(y) dy$ sarà piccola e quindi:

$$P_F \cong \Phi(-b_{HL}) \quad (\text{A.24})$$

Se le variabili aleatorie X non hanno delle distribuzioni gaussiane, l'indice b_{HL} perde il suo significato probabilistico: per questo è necessario operare una trasformazione di variabili del tipo:

$$Y = T(X) \quad (\text{A.25})$$

tale che le variabili Y siano normali standard. In questo caso si ripropone la relazione dell'equazione (A.8). Se le variabili sono tra loro indipendenti, con CDF pari a F_i , si potrà operare la trasformazione separatamente per ciascuna X_i :

$$\Phi(Y_i) = F_i(X) \quad (\text{A.26})$$

con tale trasformazione si ottiene il risultato noto in (A.1). Quando le variabili aleatorie X non sono indipendenti tra loro è necessaria una trasformazione più complessa. Una di queste trasformazioni è quella di Rosenblatt la cui espressione è la seguente:

$$\begin{aligned} \Phi(Y_1) &= F_1(X_1) \\ \Phi(Y_2) &= F_{2|1}(X_2 | x_1) \\ &\vdots \\ \Phi(Y_n) &= F_{n|1\dots n-1}(X_n | x_1, \dots, x_{n-1}) \end{aligned} \quad (\text{A.27})$$

dove la $F_1(X_1)$ è la CDF marginale della X_1 e la $F_{i|1\dots i-1}(X_i | x_1, \dots, x_{i-1})$ è la CDF di X_i condizionata ai valori x_1, \dots, x_{i-1} delle variabili a cui corrisponde l'indice minore. Quindi, visto che le distribuzioni condizionate dipendono dalla probabilità congiunta del vettore delle X , la trasformazione di Rosenblatt richiede la piena conoscenza di quest'ultima. Può anche essere sufficiente conoscere solo le distribuzioni marginali con la matrice di correlazione :

$$P = [r_{ij}] = \left[\frac{COV(X_i, X_j)}{\mathbf{s}_{X_i} \mathbf{s}_{X_j}} \right] \quad (\text{A.28.})$$

In questo caso è possibile adottare la trasformazione di Nataf in cui si usano le marginali con la matrice di correlazione.

A.2.1.3. Approssimazione quadratica della probabilità di collasso (SORM)

Dal precedente paragrafo risulta chiaro che la quantità $F(\beta_{HL})$ rappresenta la probabilità che lo stato della struttura corrisponda al collasso, linearizzato nella seguente espressione:

$$P_F \cong \Pr[G_{lin} \leq 0] = \Phi(-\mathbf{b}_{HL}) \quad (\text{A.29})$$

Intuitivamente un'approssimazione migliore si può ottenere sostituendo alla precedente superficie di stato-limite, un'approssimazione quadratica centrata nel design point.

$$P_F \cong \Pr[G_{quad} \leq 0] \quad (\text{A.30})$$

Il problema è che la valutazione della probabilità all'interno di un dominio parabolico è più difficile da calcolare rispetto ad un ambito lineare.

A.2. Metodi di simulazione

Come discusso nel precedente paragrafo, gli indici di affidabilità sono stati introdotti per dare una misura di affidabilità basata su una caratterizzazione dei due momenti delle variabili aleatorie; più tardi, usando descrizioni probabilistiche complete delle v.a. e introducendo modelli di distribuzioni congiunte, è stato attribuito un significato probabilistico all'indice \mathbf{b} , così che sia FORM (che coincide con l'indice di Cornell nel caso lineare) che SORM possono essere considerati come metodi approssimati per valutare la probabilità di collasso. Ci sono delle limitazioni intrinseche in questi metodi. Per il metodo FORM per dare dei risultati significativi devono essere rispettate alcune condizioni: la funzione di stato-limite deve avere un solo punto di progetto o, se essi sono in numero maggiore, devono essere in numero limitato e facilmente valutabili; inoltre la funzione di stato-limite deve essere sufficientemente piana e regolare, così da non far insorgere instabilità numeriche nella

valutazione del gradiente. I metodi di simulazione, usualmente riferiti a metodi *Monte Carlo*, hanno il vantaggio della semplicità e generalità, con il limite dal maggior onere computazionale. Quando le probabilità valutate con il Monte Carlo sono molto basse, il metodo non è considerato molto affidabile, anche se le notevoli capacità di calcolo dei computers riducono al minimo tale limite. Quando, come nel caso di problemi di affidabilità sismica le probabilità possono essere estremamente basse, la simulazione MC deve essere pianificata in modo più accurato.

A.2.1. Metodo montecarlo

La valutazione della probabilità di collasso di una struttura, nel caso di problemi tempo-indipendenti, consiste nella valutazione dell'integrale (A.1). Se si introduce una funzione binaria $I(\bar{x})$, che assume valore unitario per valori di \bar{x} che si trovano all'interno del semispazio di rottura e 0 altrove, l'integrale (A.31) può essere espresso come:

$$P_f = \int_{R^n} f_{\bar{x}}(\bar{x}) I(\bar{x}) dA \quad (\text{A.32})$$

In cui R^N è lo spazio di dimensione pari a quello di \bar{x} . Siccome la (A.32) non è altro che il valore atteso di $I(\bar{x})$ (per definizione), è possibile esprimere la probabilità di collasso approssimando il valore atteso $E[I(\bar{x})]$:

$$P_f \cong \overline{P_f} = E[I(\bar{x})] = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N I(x_i) = \frac{N_f}{N} \quad (\text{A.33})$$

dove N_f è il numero di eventi di per cui $I(\bar{x})=1$. Di conseguenza è possibile estrarre tante realizzazioni \bar{x}_i delle variabili aleatorie \bar{x} (simulare) e valutare per quante di queste si ha collasso ($I(\bar{x})=1$) e poi dividere tale numero per il numero totale di estrazioni.

La confidenza nella stima dipende dalla varianza di $\overline{P_f}$, che è una variabile aleatoria funzione delle variabili \bar{x} . Dato che queste ultime sono indipendenti, si può scrivere:

$$\text{Var}[\overline{P_f}] = E\left[\left[\overline{P_f} - P_f\right]^2\right] = \frac{1}{N^2} \sum_{i=1}^N E\left[\left(I(\overline{X}_i) - P_f\right)^2\right] = \frac{P_f(1-P_f)}{N} \quad (\text{A.34})$$

La variabile $\overline{P_f}$ ha una distribuzione binomiale; per elevati valori di N questa distribuzione tende a quella normale, come previsto dal teorema del limite centrale, dato che $\overline{P_f}$ è la somma di variabili aleatorie s-indipendenti e identicamente distribuite. Si dimostra semplicemente che, affinché la stima possa essere sufficientemente affidabile, è richiesto che le dimensioni del campione siano dell'ordine di P_f^{-1} , oppure come minimo uno o due ordini di grandezza più grandi, in funzione della accuratezza desiderata. Si deduce che nelle applicazioni strutturali, il metodo MC è difficilmente applicabile. L'esorbitante numero di prove richieste per ottenere risultati nel dominio di collasso è il motivo di tale inefficienza.

A.2.2. Importance Sampling

Per migliorare il metodo si possono utilizzare delle tecniche avanzate per cui si generano dei campioni con un'alta percentuale di risultati in F ; tra le varie possibilità di risoluzione viene presentato il metodo dell'Importance Sampling.

L'idea di base è di generare campioni X con una distribuzione opportuna tale che un elevato numero di eventi finisca nel dominio d'interesse. Nella (A.32) si può moltiplicare e dividere la funzione integranda per la densità campionaria $h(x)$ che ha tutte le proprietà di una PDF, ottenendo:

$$P_f = \int_{R^n} \frac{f_{\overline{X}}(\overline{x})I(\overline{x})}{h(\overline{x})} h(\overline{x}) dA \quad (\text{A.35})$$

Approssimando il valore atteso con la media campionaria si può scrivere:

$$P_f \cong \overline{P_f} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N I(\overline{x}_i) \frac{f(\overline{x}_i)}{h(\overline{x}_i)} \quad (\text{A.36})$$

Per la varianza si ottiene:

$$\text{Var}[\overline{P}_f] = \frac{1}{N} \left(E \left[I(\overline{x}_i) \left(\frac{f(\overline{x}_i)}{h(\overline{x}_i)} \right)^2 \right] - P_f^2 \right) \quad (\text{A.37})$$

E' evidente che per ridurre la varianza sulla stima di P_f si deve minimizzare il rapporto $\frac{f(\overline{x}_i)}{h(\overline{x}_i)}$ nel dominio di rottura. Al limite è teoricamente possibile ridurre la varianza di \overline{P}_f selezionando h tale che sia una funzione proporzionale a $f_{\overline{x}}(\overline{x})$ in F e pari a zero negli altri casi. Una scelta ragionevole è usare una distribuzione Gaussiana, definita nello spazio della normale standard, centrata nel punto di progetto. Questa scelta, comunque, ha lo svantaggio di richiedere la conoscenza del punto di progetto che, se conosciuto, dovrebbe fornire una buona stima della probabilità di collasso. L'uso dell'Importance Sampling al punto di progetto può essere giustificato nel caso in cui la forma della funzione di stato-limite è quella a cui corrisponde la soluzione del FORM (o SORM) non affidabile. E' possibile anche che il punto di progetto si possa individuare in modo chiaro da valutazioni fisiche, per cui non è necessario valutarlo analiticamente.

Un'alternativa è il ricorso a delle tecniche adattive in cui la densità campionaria h è valutata iterativamente attraverso la simulazione in base ai risultati valutati nel precedente step, fino a quando non si raggiunge la funzione ottimale h_0 .

A.3. Metodi per problemi tempo-varianti

Molti dei carichi agenti sulle strutture (vento, sisma, variazioni termiche ecc.) possono variare durante la vita della struttura e quindi è preferibile esprimerli come funzioni di t . In generale, anche se in una differente scala temporale, anche i parametri strutturali variano nel tempo; una descrizione appropriata delle quantità aleatorie tempo-varianti è data attraverso la *teoria dei processi stocastici*. Successivamente si assumerà che i problemi affidabilistici possono essere formulati in un modo analogo a quello usato per i problemi tempo-invarianti; per esempio si può assumere che una funzione $G[X(t),t]$ delle variabili base sia positiva per condizioni di sicurezza e negativa per situazioni di collasso. La probabilità di salvezza in questo caso è tempo-dipendente e può essere espressa in uno dei due modi alternativi

seguenti:

First excursion probability: A partire da una condizione di sicurezza a $t = 0$, la probabilità che la struttura non collassi in un tempo T corrisponde alla positività della funzione di stato limite in ogni istante dell'intervallo $0 - T$.

Alternativamente la probabilità di collasso può essere definita come il tempo necessario affinché si abbia la prima escursione dalla frontiera della superficie di stato-limite:

Time to first excursion: Se t_f indica il tempo del primo superamento della superficie di stato limite in corrispondenza del punto $P = X(t)$ la probabilità di non avere il collasso nel tempo T è chiaramente $Pr(t_f > T)$; di conseguenza la probabilità di collasso è $P_f(T) = Pr(t_f = T)$.

Le soluzioni esatte per la probabilità di collasso definita in uno dei due modi alternativi suddetti, non esistono nel caso in cui la funzione $X(t)$ è continua. Per risolvere questo limite sono stati proposti dei metodi ad hoc.

A.3.1 Processi scalari. Crossing rate: formula di Rice.

Per un processo scalare $X(t)$, si può ottenere una soluzione approssimata a partire da un numero atteso di superamenti di una data frontiera a . Indicando con $H(x)$ la funzione limite che assume valore unitario se il processo è non negativo e valore nullo altrimenti, le realizzazioni del processo $Y(t) = H[X(t) - a]$ sono funzioni a gradino, che assumono valore zero quando $X(t) < a$, e valore uguale a 1 quando $X(t)$ supera a . Operando la derivazione nel tempo di $Y(t)$ si ottiene:

$$\frac{dY}{dt} = d[X(t) - a] \dot{X}(t) \quad (\text{A.38})$$

dove $d(x)$ è la funzione di Dirac d . Quest'ultimo processo è caratterizzato da impulsi di intensità infinita e segni dati dal segno della velocità del processo $\dot{X}(t)$. L'integrazione della funzione $d[X(t) - a]$ produce un processo monotono crescente, che dà il numero totale di superamenti di $X(t)$ in t .

$$N(t, a) = \int_0^t d[X(t) - a] \dot{X}(t) \quad (\text{A.39})$$

Il valore atteso del processo $N(t)$ rappresenta il numero medio di superamenti nel dominio $[0, t]$. Valutando il valore atteso di $N(t, a)$, si ha:

$$E[N(t, a)] = \int_0^t \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} d[x(t) - a] \dot{x}(t) f_{X\dot{X}}(x, \dot{x}, t) dx d\dot{x} dt = \int_0^t \int_{-\infty}^{\infty} \dot{x} f_{X\dot{X}}(a, \dot{x}, t) d\dot{x} dt \quad (\text{A.40})$$

L'integrale precedente rappresenta il tasso medio di superamento della frontiera a nel tempo t , e fornisce per un processo il tasso medio di superamento. Integrando nel tempo T la relazione precedente si può esprimere il numero atteso di superamenti che si possono osservare nel tempo medesimo. La relazione precedente, conosciuta come la *formula di Rice*, fornisce per un processo il tasso medio di superamento della frontiera come una funzione della PDF congiunta di $X(t)$ e $\dot{X}(t)$. Quando il processo è stazionario, $X(t)$ e $\dot{X}(t)$ non sono correlate; se il processo è Gaussiano, esse sono anche statisticamente indipendenti, per cui si ha:

$$f_{X\dot{X}}(a, \dot{x}, t) = f_X(a) f_{\dot{X}}(\dot{x}) = \frac{1}{2\pi s_X s_{\dot{X}}} e^{-a^2/2s_X^2} e^{-\dot{x}^2/2s_{\dot{X}}^2} \quad (\text{A.41})$$

e il tasso di superamento vale:

$$n^+(a) = \frac{1}{2\pi s_X s_{\dot{X}}} e^{-a^2/2s_X^2} \int_0^{\infty} \dot{x} e^{-\dot{x}^2/2s_{\dot{X}}^2} d\dot{x} = \frac{e^{-a^2/2s_X^2} s_{\dot{X}}}{2\pi s_X} \quad (\text{A.42})$$

Il numero di superamenti in t costituisce un limite superiore per la probabilità di collasso $P_F(t)$ (probabilità di avere uno o più escursioni dal dominio di sicurezza), posto che $X(0) \in S$, cioè lo stato iniziale corrisponde ad uno stato sicuro. Questo è dimostrato dalla seguente relazione:

$$P_f(t) = \sum_1^{\infty} p_n(t) \leq \sum_{n=1}^{\infty} n p_n(t) = E[N^+(t, a)] \quad (\text{A.43})$$

Dove p_n è la probabilità di avere esattamente n superamenti in t . Per elevati limiti di superiori, e quindi nel caso di rari eventi di superamento, il processo di superamento tende asintoticamente ad un fenomeno di tipo Poissoniano. Quindi la funzione di massa di probabilità della Poisson fornisce la probabilità di avere n superamenti in t :

$$p_n(t) = \frac{e^{-n^+t} (n^+t)^n}{n!} \quad (\text{A.44})$$

Ovviamente la probabilità associata alla sicurezza strutturale è quella corrispondente a 0 superamenti ($P_S = p_n = 0$):

A.4. Metodo SAC FEMA

Questo metodo (Cornell et al. 2001) costituisce le basi per le FEMA-350 Guidelines per il progetto in zona sismica e la valutazione della resistenza flessionale di telai in acciaio. Il metodo si basa sulle seguenti assunzioni:

- l'hazard è definito in termini di accelerazione spettrale corrispondente ad un periodo uguale al periodo fondamentale della struttura $S_a(T)$;
- l'ordinata spettrale S_a costituisce il fattore di scala delle registrazioni accelerometriche usate per l'analisi della risposta dinamica;
- la risposta della struttura, dato l'input, è deterministica: cioè, l'incertezza sui parametri meccanici che potrebbero influenzare la risposta è disaggregata;
- il collasso si attinge quando, per la durata dell'eccitazione sismica, la massima domanda supera la corrispondente capacità.

Nella formulazione originaria, che è intesa per i telai in acciaio, le due variabili aleatorie scalari D e C rappresentano il massimo drift interpiano. In generale comunque, D e C

possono riferirsi a qualsiasi parametro, che sia di resistenza o di deformabilità. Il limite consiste nel fatto che il collasso può essere definito in un solo modo. Un vantaggio fondamentale insito nel metodo è la sua semplicità matematica a cui corrisponde una certa leggerezza computazionale. Questa peculiarità del metodo potrà permettere di superare i limiti del metodo relativi al determinismo strutturale e al singolo modo di collasso senza eccessive difficoltà. In sostanza, il metodo giunge ad una espressione in forma chiusa della classica formulazione dell'affidabilità nel caso di problemi tempo-invarianti, utilizzando il teorema delle probabilità totali:

$$P_f = \int_0^{\infty} d \Pr[D \geq C] = \int_0^{\infty} \Pr[D \geq c(u) | c(u)] d \Pr[C(u)] = \int_0^{\infty} (1 - F_D(u)) f_C(u) du \quad (\text{A.45})$$

in cui $F_D(\cdot)$ è la CDF del massimo annuale di domanda, ed $f_C(\cdot)$ la PDF della capacità. Il punto di partenza è l'espressione dell'Hazard inteso come caratterizzazione probabilistica di una misura di intensità sismica (IM) nella forma in cui:

$$H(IM) = \Pr(IM \geq im, T) = k_0 im^{-k} \quad (\text{A.46})$$

Quest'ultima formulazione è, in molti casi, il diretto risultato dell'analisi di Hazard, quando si adottano le più usuali leggi di attenuazione per la sorgente sismica. Se l'espressione di $H(IM)$ derivante dall'analisi rigorosa differisce dalla precedente, quest'ultima deve essere valutata in corrispondenza della regione dei valori di im , fino ad avere un valore di probabilità di superamento pari a P_f . Il secondo passo della procedura è il passaggio dalla probabilità di S_a alla probabilità della risposta o della domanda D . Per fare questo passaggio analiticamente semplice, si assume che il valore medio di D , \hat{D} , si può approssimare ad una funzione deterministica di im :

$$\bar{D} = aIM^b \quad (\text{A.47})$$

Le due costanti a e b devono essere determinate dalla media dalla media di un certo numero

(piccolo, dell'ordine di 5-6) di analisi dinamiche non-lineari usando degli accelerogrammi registrati, analisi inelastica incrementale. Per maggiore accuratezza, l'ultima equazione si potrebbe ottenere usando valori di IM la cui probabilità è pari a P_f . Le stesse analisi dinamiche non-lineari portano ad una stima della dispersione di D intorno al suo valore mediano (per i valori di S_a nel dominio considerato nell'analisi). La domanda anch'essa assunta distribuita secondo una lognormale intorno alla sua mediana, con deviazione standard del logaritmo naturale uguale a β_D . Quindi la variabile aleatoria D può essere espressa come:

$$D = (aIM^b)e \quad (\text{A.48})$$

dove e è una v.a. log-normale con media pari ad 1 e dispersione uguale a β_D . L'ultima espressione può essere invertita per ricavare im . Si può esprimere, quindi, la probabilità $Pr(D > d) = 1 - F_D(d)$ condizionata al valore della variabile aleatoria e:

$$Pr[D > d] = \int_0^{\infty} Pr[D > d | e] f_e(e) de = \int_0^{\infty} Pr \left[IM > \left(\frac{d}{ae} \right)^{\frac{1}{b}} \right] f_e(e) de = k_0 \left(\frac{d}{a} \right)^{\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2}} b^{2D} \quad (\text{A.49})$$

Quest'equazione si può interpretare dicendo che la probabilità di D di superare un dato valore d è data dal prodotto della probabilità che l'Hazard ecceda un valore tale da produrre $D = d$, assumendo una relazione S_a - d deterministica. Si può dimostrare, facendo delle applicazioni esemplificative della formula suddetta, che la variabilità della risposta, dato l'input, non è tale da alterare l'ordine di grandezza della probabilità, che è dominata dall'Hazard.

Il terzo e ultimo step consiste nella definizione probabilistica della v.a., che esprime la capacità C , e poi nell'effettuare analiticamente l'integrazione della formulazione principale del problema.

Le assunzioni che vengono fatte sulla capacità sono due:

- C è indipendente da D ;
- C è distribuita secondo una log-normale.

La formulazione completa del problema, diventa ricordando l'integrale (A.49):

$$P_f = k_0 \left(\frac{1}{a} \right) e^{\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2} b^2 D} \int_0^\infty a^{-\frac{k}{b}} f_C(a) da = H(IM(\bar{C})) e^{\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2} (b_D^2 + b_C^2)} \quad (A.50)$$

in cui a è la variabile muta al posto di d ed $f_C()$ rappresenta la PDF della capacità. Anche quest'ultima espressione può essere letta dicendo che la probabilità di collasso, o rischio totale, è data dal prodotto della probabilità che l'Hazard ecceda il valore necessario a produrre una domanda D uguale alla Capacità media \hat{C} , come se la S_a-d fosse deterministica, espressa attraverso un termine che contiene anche la dispersione della capacità β_C . Lavorando anche su questa formula, si può arrivare alla conclusione che l'ordine di grandezza di P_f è dipendente dall'hazard, e non dalle incertezza/variabilità insite nelle relazioni di input-output e in quella della capacità.

L'ultima espressione è scritta in una forma appropriata alla valutazione di strutture esistenti: quando la si vuole utilizzare per il progetto, P_f è considerata una richiesta.

Per presentare in modo più esauriente il metodo, si deve aggiungere qualcosa sull'ultimo passaggio della procedura 2000 SAC/FEMA. Esso è basato sulla determinazione che le incertezza associate a D e C , attraverso i coefficienti di variazione β_D e β_C ; essi riflettono solo una parte dell'incertezza relativa alle due variabili. Infatti non si tiene conto dell'incertezza di tipo epistemico, dovuta alla semplificazione del modello meccanico adottato, e dalla trattazione statistica limitata delle due quantità D e C . Per quanto riguarda l'Hazard, esso tiene conto dell'incertezza legata alle possibili scelte degli elementi di input nella procedura (limiti delle regioni sismiche, limite superiore delle magnitudo ecc.), attraverso un'altra funzione $\bar{H}(s_a)$ e una dispersione β_H , oltre alla stima del valore medio dell'Hazard $\hat{H}(s_a)$.

Per quanto riguarda l'Hazard, ci si riferisce alla funzione media in cui Figura in modo esplicito l'incertezza β_H ; Per quanto riguarda D e C , l'aliquota epistemica dell'incertezza è introdotta moltiplicando ciascuna delle due v.a. $C = \hat{C} e_C$ $D = \hat{D} e_D$ per un'ulteriore v.a. log-normale in modo che: $C = \bar{C} e_C e_{DU}$ $D = \bar{D} e_D e_{DU}$

dove e_{DU} e e_{CU} hanno media unitaria e deviazione standard logaritmica b_{DU} e b_{CU} . Se si utilizza quest'ultima procedura per valutare l'integrale alla base della procedura, tenendo e_{DU} e e_{CU} come variabili indipendenti, si arriva alla seguente espressione di P'_f :

$$P'_f = P_f e_{DU}^{\frac{k}{b_{DU}}} e_{CU}^{\frac{k}{b_{CU}}} \quad (\text{A.51})$$

che mostra come la P_f adesso è diventata una v.a. log-normale, funzione delle due v.a. e_{DU} e e_{CU} .

A.5. Metodo della superficie di risposta

La superficie di risposta è una tecnica statistica attraverso la quale si stabilisce una relazione funzionale semplificata tra una variabile scalare di interesse (risposta o variabile di output) e una numero di variabili (variabili di input) che si pensa possano avere un'influenza significativa sulla risposta (Khuri and Cornell, Box and Draper). In realtà tale strumento statistico può anche essere utilizzato per valutare, in un processo adattivo (ARSM Metodo della Superficie di Risposta Adattivo), la migliore combinazione di fattori e loro interazioni che esprima la variabile di output con un errore accettabile. Quindi, secondo quest'ultimo aspetto, la si può vedere come una tecnica alternativa all'Analisi della Varianza.

I fattori sono le variabili di input del problema che lo sperimentatore può controllare. La caratteristica fondamentale dei fattori è che da essi dipende quantitativamente la risposta anche se essi possono avere carattere qualitativo.

A.5.1. Applicabilità

Alla variabile di output sarà associata un'incertezza in cui si potranno distinguere le due aliquote: epistemica e aleatoria. Il Metodo della Superficie di Risposta permette di ricercare il modello che riesca a ridurre l'incertezza di natura epistemica associata all'output permettendo di intervenire sia sull'incertezza di modello (grazie al processo adattivo/ottimizzazione) che su quella parametrica, con la possibilità di selezionare i fattori che determinano la migliore simulazione del fenomeno. Ovviamente in problemi di natura fisica o ingegneristica, come nel nostro caso, l'avanzamento della ricerca permette di

conoscere i fattori significativi e le loro interazioni principali, ma la determinazione della risposta in questi campi spesso richiede analisi molto onerose ed è molto utile avere una relazione esplicita valida in un campo ben preciso che possa ridurre l'onere computazionale. Nel suddetto processo adattivo (o di ottimizzazione) è possibile associare a ciascuna iterazione una confidenza al risultato attraverso l'utilizzo di test d'ipotesi la cui significazione (probabilità che tale test possa condurre a conclusioni giuste) aumenta all'aumentare del numero delle osservazioni sperimentali oggetto dell'analisi e, a mano a mano che si semplifica la relazione funzionale input/output eliminando fattori (o loro interazioni) considerati poco importanti.

A.5.2. Background

Il metodo (insieme di metodi) più conosciuto, per legare attraverso una relazione funzionale più o meno complessa un certo numero di parametri di input ed output relativi ad un certo fenomeno, consiste nell'Analisi di Regressione .

Essa è la determinazione empirica di una certa relazione funzionale che interpoli opportunamente i risultati di una certa campagna sperimentale. Si capisce subito che, aumentando il numero di determinazioni sperimentali su cui si deve operare l'analisi, diventa più aderente al fenomeno reale. Le tecniche di regressione sono ampiamente utilizzate in molti campi della scienza (biologia, fisica, ingegneria, medicina).

Il Metodo della Superficie di Risposta comprende l'Analisi di Regressione come uno degli step operativi fondamentali. Infatti le macro fasi del RSM (Response Surface Method) sono:

1. scelta dei parametri;
2. progettazione degli esperimenti;
3. esecuzione degli esperimenti/regressione della risposta;
4. test di validità della regressione e ottimizzazione del modello.

Sul *primo step* si è detto che si inizia in base alle conoscenze pregresse, se si conosce il fenomeno dal punto di vista qualitativo o si considerano tutti i fattori possibili (con un accresciuto onere computazionale), se si sta indagando il fenomeno per la prima volta. Il

metodo, come abbiamo già detto, permette di ridurre il numero di fattori da considerare associando a tale possibilità un livello di confidenza.

Il *secondo step* è molto importante per la accuratezza del metodo, poiché a questo livello si interviene sul numero di osservazioni sperimentali da “generare” (che aumenta la confidenza sul modello) e si dovrà fare una progettazione opportuna degli esperimenti per garantire un utilizzo esatto del metodo della regressione (si vedrà in seguito). La Superficie di Risposta presuppone che nella progettazione degli esperimenti non tutti i fattori possibili vengano tenuti in conto, generando così un’incertezza sul risultato . La progettazione degli esperimenti coinvolge conoscenza non statistica per definire:

1. obiettivi;
2. fattori;
3. parametro di risposta da misurare.

La progettazione degli esperimenti è lo step chiave di tutto il procedimento e si può vedere schematizzabile in sette fasi:

1. formulazione del problema;
2. scelta delle variabili di risposta;
3. scelta dei fattori e dei livelli;
4. scelta degli esperimenti;
5. analisi (sperimentazione).

Sul *terzo e quarto step*, cui si è già accennato, servono per l’approntamento di un modello quanto più possibile vicino al fenomeno.

A.5.3. Struttura della response surface

In generale la risposta osservata Y si può esprimere come somma di due termini:

$$Y = \mathbf{h} + \mathbf{e} \quad (\text{A.52})$$

in cui \mathbf{h} è la risposta dipendente dai fattori considerati ed \mathbf{e} è una variabile aleatoria, detta *termine d'errore*, che tiene conto dei fattori non considerati e di imprecisioni statistiche della trattazione.

La funzione di risposta \mathbf{h} è quella che vogliamo valutare o, per meglio dire, approssimare nel modo migliore possibile e può essere espressa simbolicamente come:

$$\mathbf{h} = \Phi(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (\text{A.53})$$

Si assume che la funzione di risposta sia continua. Il principio su cui si basa l'approssimazione della superficie di risposta è quello secondo cui una funzione continua si può generalmente esprimere mediante lo sviluppo in serie di Taylor avente come punto iniziale un dato punto dello spazio degli n fattori.

Applicando tale strumento, la funzione di risposta potrà essere scritta come:

$$\mathbf{h} = \mathbf{b}_0 + \mathbf{b}_1 X_1 + \mathbf{b}_2 X_2 + \mathbf{b}_{11} X_1^2 + \dots \quad (\text{A.54})$$

Applicando lo sviluppo in serie, ci si riduce quindi ad una funzione di tipo polinomiale contenente le derivate della risposta calcolate in corrispondenza di un particolare punto dello spazio di definizione degli n fattori.

A.5.3.1. Modelli del primo e secondo ordine

Come si è già detto, il grado del polinomio, con il quale interpolare i dati sperimentali per la costruzione della corrispondente superficie di risposta, può variare e la scelta sarà dettata dalla capacità del modello di approssimare la nuvola di punti.

Operativamente si valuta un indicatore sintetico che ci esprime la percentuale della variazione della risposta spiegata dal modello e lo si indica con il simbolo R^2 ed è uguale a :

$$R^2 = \frac{SSR}{SST} = \frac{\sum_{i=1}^n \left(Y_{stimata} - \frac{\sum_{i=1}^n Y_{osservato}}{n} \right)^2}{\sum_{i=1}^n \left(Y_{osservato} - \frac{\sum_{i=1}^n Y_{osservato}}{n} \right)^2} \quad (A.55)$$

Sarà accettabile un modello a cui è associato un R^2 almeno superiore al 90%, anche perché all'incertezza di modello si dovranno poi sommare quelle associate ai parametri. I modelli del primo ordine approssimano la risposta con un piano, mentre quelli del second'ordine utilizzano una superficie. Dal punto di vista operativo il procedimento da adottare per la valutazione dei parametri della superficie è identico per il primo ed il secondo ordine.

A.5.4. Test d'ipotesi sui parametri della RS

A.5.4.1. Test sull'influenza dei parametri sul fenomeno

Questo test è il più semplice ed ha un contenuto informativo minore visto che il risultato è scontato. L'ipotesi nulla è :

$$H_0 : b_0 = b_1 = b_2 = \dots = b_n = 0 \quad (A.56)$$

Mentre l'ipotesi alternativa H_1 prevede che almeno uno dei coefficienti dei parametri della RS sia diverso da zero e che, in base all'esperimento osservato, almeno uno dei fattori abbia un peso "statisticamente significativo".

A.5.4.2. Test sul singolo coefficiente

Questo strumento ci permette di valutare l'effetto di ogni singolo parametro sul risultato. Il test consiste nel confrontare statisticamente le stime dei coefficienti della RS con la stima dei rispettivi errori standard.

A.6. Bibliografia

Box, G. and Draper, N. Empirical Model-Building and Response Surfaces. John Wiley & Sons, 1987.

Cornell, C. A., Jalayer, F., Hamburger, R. O., and Fontc, D. A. The probabilistic basis for the 2000 SAC/FEMA steel moment frame guidelines. Journal Of Structural Engineering,

ASCE, 2001.

Giannini, R. and Pinto, P. E.. Lecture Notes From the Reliability Methods for Earthquake Engineering Class, School for Advanced Study on Seismic Risk, ROSE, Italy 2001.

Giannini, R. and Pinto, P. E. Seismic assessment of r.c. structures. Submitted to: Jnl. of Struct. Eng., ASCE, 2001.

Khuri, A. and Cornell, J. Response Surfaces. Designs and Analyses. Marcel Dekker.