

VERIFICHE SISMICHE PER IMPIANTI DI PROCESSO A RISCHIO DI INCIDENTE RILEVANTE
Ing. Gianni Petrangeli, Via Costantino Maes, 53 - 00162 ROMA (RM)

SOMMARIO

L'oggetto di questa esposizione è in particolare il problema posto dagli impianti esistenti e dalla necessità della loro verifica a fronte delle norme sismiche vigenti.

Nella relazione vengono tenute presenti le pratiche usate in altri paesi, in particolare in Giappone, per verifiche analoghe e la lunga esperienza di progetto, verifica e di compilazione di linee-guida e norme per impianti nucleari, sia del tipo complesso (centrali nucleari e impianti assimilabili) che del tipo più semplice e con minore rischio potenziale (reattori di ricerca e impianti simili).

Molte delle considerazioni sviluppate sono tratte dal lavoro attualmente in corso nell'ambito del Gruppo "Tecnologie di Sicurezza" del Sottocomitato 7 (Impianti) del Comitato Termotecnico Italiano (CTI), Ente federato dell'UNI; tale lavoro riguarda la preparazione di una Guida sulla "Verifica sismica di impianti a rischio di incidente rilevante esistenti". Il Gruppo ha già prodotto tre Norme Tecniche pubblicate dall'UNI (Sulla Garanzia di Sicurezza della Progettazione e sul Sistema di Gestione della Sicurezza di impianti a rischio di incidente rilevante) nonché altre norme attualmente a vari stadi dell'iter di esame in vista della pubblicazione.

Si espone innanzitutto la natura del problema in generale e vengono illustrate alcune raccomandazioni per un approccio equilibrato al lavoro operativo.

Si discutono quindi sinteticamente lo stato delle conoscenze e le possibili linee di approccio per la scelta e la caratterizzazione del moto sismico di riferimento, per le verifiche strutturali di edifici, serbatoi, componenti, opere interrato, ciminiere e carri-ponte. Viene citata e brevemente discussa la tecnica dell'isolamento sismico delle strutture dal terreno. Seguono due appendici su danni a impianti industriali nel caso di passati terremoti e sulla qualificazione sismica degli impianti mediante ispezione.

Una bibliografia essenziale contiene i dettagli tecnici che non è possibile incorporare in una relazione congressuale.

1. INTRODUZIONE

Un recente risveglio di interesse sul tema in questione, dovuto anche ai drammatici eventi sismici che hanno colpito il nostro paese, invita ad operare per contribuire ad assicurare agli interessati la conoscenza dei mezzi disponibili per le necessarie azioni sugli impianti.

L'oggetto di questa esposizione è in particolare il problema posto dagli impianti esistenti e dalla necessità della loro verifica a fronte delle norme sismiche vigenti o meglio, per i motivi che si discuteranno fra breve, a fronte dello stato delle conoscenze nello spirito delle norme sismiche vigenti.

Nel seguito vengono tenute presenti le pratiche usate in altri paesi, in particolare in Giappone, per verifiche analoghe e la lunga esperienza di progetto, verifica e di compilazione di linee-guida e norme per impianti nucleari, sia del tipo complesso (centrali nucleari e impianti assimilabili) che del tipo più semplice e con minore rischio potenziale (reattori di ricerca e impianti simili).

Molte delle considerazioni che seguono sono tratte dal lavoro attualmente in corso nell'ambito del Gruppo "Tecnologie di Sicurezza" del Sottocomitato 7 (Impianti) del Comitato Termotecnico Italiano (CTI), Ente federato dell'UNI; tale lavoro riguarda la preparazione di una Guida sulla "Verifica sismica di impianti a rischio di incidente rilevante esistenti". Il Gruppo ha già prodotto tre Norme Tecniche pubblicate dall'UNI (Sulla Garanzia di Sicurezza della Progettazione e sul Sistema di Gestione della Sicurezza di impianti a rischio di incidente rilevante) nonché altre norme attualmente a vari stadi dell'iter di esame in vista della pubblicazione.

La difficoltà della verifica di impianti esistenti a fronte delle norme sismiche vigenti [1] risiede nel fatto che tali norme sono state create essenzialmente per il caso di edifici di abitazione o, comunque, per il caso di costruzioni civili ordinarie; ciò comporta due ordini di problemi.

In primo luogo, negli impianti che qui si considerano possono verificarsi fenomeni non presi in considerazione dalle norme e pertanto nasce la necessità di indicare metodi di verifica accettabili, che siano comunque logicamente compatibili con lo spirito delle norme stesse. Un caso tipico è quello del fenomeno dell'oscillazione di liquidi in serbatoi provocata dal terremoto e dei possibili effetti conseguenti (in particolare per grandi serbatoi atmosferici: urto del liquido contro il tetto e suo danneggiamento, aumento del momento ribaltante sul serbatoio e possibile danneggiamento degli ancoraggi o instabilità elasto-plastica della parete verticale), Fig. 1.

In secondo luogo, gli obiettivi stessi e la logica delle norme vigenti non coprono tutte le esigenze di protezione di un impianto industriale. Infatti, come è noto [2], il legislatore intende raggiungere due obiettivi:

1. *Evitare qualunque forma di danno alle strutture* in occasione di un terremoto con periodo di ritorno pari alla vita normale di un edificio (100 anni),
2. *Evitare il crollo della struttura*, pur accettando danneggiamenti, in occasione del sisma più violento atteso per il sito.

Invece, per un impianto industriale a rischio di incidente rilevante, gli obiettivi di protezione potrebbero essere espressi al modo seguente:

1. *Consentire la continuazione del funzionamento dell'impianto* in occasione dei un terremoto pari alla vita normale di esso, eventualmente dopo un'ispezione e semplici e sporadiche azioni di riparazione di componenti danneggiati,
2. *Evitare un incidente rilevante* nel caso del sisma più violento atteso per il sito.

Come è evidente, i due punti di vista sono diversi e, mentre la normativa corrente si occupa di danni e di crolli, le esigenze di protezione di un impianto riguardano la sua funzionalità e l'assenza di incidenti; questi concetti implicano, in particolare, l'assenza di perdite rilevanti di gas e liquidi nocivi, l'assenza di reazioni e fenomeni incontrollati e distruttivi e la funzionalità delle apparecchiature di sicurezza (contenimento e controllo).

Conseguentemente, le normative vigenti fanno ampio uso del problematico concetto di *duttilità* di una struttura, che invece è limitatamente applicabile al caso degli impianti.

La *duttilità* di una struttura è il rapporto fra lo spostamento massimo di un suo punto rappresentativo al momento del crollo (spostamento ultimo), x_u , e lo spostamento massimo dello stesso punto all'insorgere delle condizioni di snervamento del materiale, x_s , sempre per la stessa modalità di carico e per carichi crescenti:

$$\mu = x_u / x_s$$

Si assume, poi, sulla base di evidenze di calcolo e sperimentali, che lo spostamento di un punto rappresentativo di una struttura sia calcolabile con uno schema perfettamente elastico (x_e) anche se la struttura si deforma plasticamente:

$$x_e = x_u$$

Sulla base di ciò, tenuto conto del fatto che la duttilità assegnabile ad una struttura raggiunge in molti casi valori dell'ordine di 3 - 4 ed oltre, si può facilmente dimostrare che, per strutture semplici, il requisito di limitazione delle sollecitazioni elastiche massime in caso di terremoto convenzionale di riferimento dell'ordine di 0,1 g (Classe I sismica per le norme italiane, corrispondente ad un tempo di ritorno di circa 200 anni) offre protezione contro il crollo per terremoti con accelerazione massima del terreno dell'ordine di 0,3 g (tempo di ritorno di circa 1000 anni), [2].

Considerazioni di questo tipo sono applicabili, per un impianto industriale, solo alle strutture il cui requisito di protezione coincide con l'assenza di crollo, cioè solo ad una parte dell'impianto. Per tutte le altre strutture e componenti, devono essere sviluppate linee guida più aderenti alle reali necessità di protezione dagli incidenti. Per quanto sopra detto, tali linee guida devono, da un lato, interpretare la logica delle norme vigenti ed adattarle alle esigenze specifiche degli impianti e, dall'altro, coprire quei fenomeni che le norme non prendono in considerazione e che invece sono rilevanti per gli impianti.

Nel seguito vengono sviluppate alcune considerazioni generali, utili per un corretto approccio al problema e vengono discussi, sempre in termini generali, alcuni fenomeni e problemi di particolare importanza. Una trattazione più completa e dettagliata di ogni singolo argomento potrà essere trovata nella bibliografia proposta.

2. STATO E NATURA DEL PROBLEMA IN GENERALE

La sismologia e l'ingegneria sismica hanno fatto enormi progressi negli ultimi decenni. In particolare, l'ingegneria sismica attuale ha cominciato a svilupparsi rapidamente dagli anni '50 [3,4, 5, 6, 7, 8, 9]. Come si vedrà, il progresso in tali campi è ancora in pieno svolgimento ed è utile un atteggiamento realistico e umile di fronte ai fenomeni trattati ed alla nostra scienza attuale. Allo scopo di favorire un tale atteggiamento, gli organizzatori della Conferenza Mondiale di Ingegneria Sismica di Madrid (1992) distribuirono un interessante libretto sui terremoti [10], Fig. 2, pubblicato dal Prof. Don Isidoro Ortiz Gallardo di Villaroel, Cattedratico dell'Università di Salamanca, nel 1756 (in pieno Illuminismo), un anno dopo il disastroso terremoto di Lisbona, che si risentì in tutta la penisola iberica ed in gran parte dell'Europa. Qui di seguito vengono riportati alcuni estratti del libro del Prof. Gallardo:

“....si può dire, in generale, che l'origine dei terremoti sia il fuoco sotterraneo che, spinto dal vento attraverso alcune delle citate vie, incroci e fessure entra in una o in varie caverne sotterranee ove la Natura lavora a produrre solfo, salnitro, carbone, sale ammonico ed altri materiali simili che sono molto infiammabili e combustibili. In tal modo il fuoco acceso è così intenso da convertire quasi istantaneamente il salnitro in vento e quest'ultimo, incapace di sottostare qualsiasi costrizione, cercando una via di uscita, ribolle ed urta contro le pareti della caverna ove è occluso, finché non la infrange; esso in tal modo viaggia a lungo nella terra ed alla fine esplode fino alla superficie, di solito dove trova la resistenza minore. Così sulla superficie sotto la quale corre, esso produce il tremore e lo scuotimento che noi percepiamo, mentre i vari altri effetti che noi contempliamo e temiamo sono risentiti là dove esso esplode con rumore orribile e distruzione. Che il fenomeno possa seguire questo andamento può essere dedotto dalla conoscenza del modo in cui avviene l'assedio ad una città; infatti, appena lo stretto spazio della mina ove barili o sacchi di polvere sono depositati viene chiuso e la miccia accesa, le parti di salnitro delle quali essa è composta sono trasformate in vento che, incapace di sopportare tale ristretta prigionia, cerca di uscire e, scuotendo il terreno adiacente, distrugge bastioni, torri e mura che limitavano la sua libertà.”

“I filosofi hanno prodotto rare ed anche ridicole divisioni e sottodivisioni dei Terremoti, ma le più regolari e note sono quelle chiamate Scuotimento, Impulso e Inclinazione; queste suddivisioni....si riducono al fatto che o il suolo si muove lateralmente o orizzontalmente come un paralitico, ed allora si chiama Scuotimento; oppure esso si solleva e si abbassa a gradino, imitando in qualche modo il battito del cuore che noi avvertiamo nelle nostre arterie, ed allora è chiamato Impulso. Oppure, mentre una parte del suolo si solleva, l'altra si abbassa, con il che gli edifici, i massi e le montagne si inclinano e vibrano, ed allora esso si chiama Inclinazione.”

Esaurita la doverosa riflessione sulla necessaria umiltà nella Scienza in generale e nel particolare campo qui di interesse, bisogna anche dire che esistono le conoscenze che ci consentono, sulla base dell'esperienza, di proteggerci dalle conseguenze di eventuali terremoti. Le strutture ed i componenti si comportano bene in caso di sisma se si seguono regole semplici di concezione e di verifica. Ciò vale in particolare per gli impianti industriali, le cui parti sono già normalmente proporzionate per resistere a pressioni, vibrazioni di origine meccanica, forze di dilatazione laterale e pesi ingenti. Anche negli impianti, tuttavia, esistono potenziali punti deboli, che i passati terremoti (Appendice 1) non hanno mancato di mettere in luce. Nel seguito di questa memoria essi saranno citati e brevemente discussi.

Infine, è necessario richiamare la necessità di un atteggiamento panoramico e bilanciato nell'affrontare problemi di ingegneria sismica. I progressi scientifici e metodologici sono stati, infatti, molto pronunciati nella modellazione di alcuni aspetti, mentre in altri settori si deve ricorrere ancora a metodi che, ancorché prudenziali, sono fortemente empirici. Ciò è valido sia per la determinazione del corretto moto del terreno di riferimento, sia per lo studio della risposta di strutture e componenti. Questa situazione produce, nel campo degli studi sismici un'oscillazione fra l'uso di sistemi di calcolo e verifica eccezionalmente raffinati e complessi e l'uso di semplici tecniche pratiche e prudenziali di natura empirica. Un esempio del primo tipo di studio sono le analisi strutturali in campo non lineare di costruzioni complesse ed un esempio del secondo sono le analisi di liquefazione del terreno. Un esempio che non è necessario e a volte nemmeno corretto seguire è quello di applicare metodi raffinati da un certo punto in poi nella logica sequenza delle analisi: ad esempio eseguire analisi strutturali molto raffinate a valle di una determinazione approssimativa e grossolana del moto oscillatorio di riferimento del terreno. Poiché, ovviamente, non è utile l'uso di analisi estremamente raffinate in una parte del problema e l'uso di metodi grossolani in altre parti dello stesso problema, è necessario scegliere, per ogni valutazione, l'uso del giusto livello di precisione in ogni parte di essa, in modo da realizzare un ottimale impiego di risorse complessivo. Va qui ricordato, allo scopo di dimensionare correttamente l'importanza economica di questo problema di equilibrio, che la rianalisi completa di un impianto complesso può richiedere [11] un totale di ore-uomo di ingegneria che oscilla fra alcune migliaia ed alcune centinaia di migliaia (corrispondenti ad un valore compreso fra centinaia di milioni e decine di miliardi di lire) a seconda del grado di sofisticazione di alcune analisi e prove adottate. Attualmente, accanto ai metodi di qualificazione sismica basati su analisi raffinate e prove estese, stanno acquistando terreno nella pratica ed anche nel grado di accettazione da parte di Organi Governativi di Controllo, metodi di verifica basati sui dati dell'esperienza che fanno largamente uso di ispezioni sismiche (cfr. Appendice 2) e liste di controllo basate, appunto, sulla passata esperienza, oltretutto, naturalmente, su analisi e prove di tipo semplificato. Tali metodi basati sull'esperienza sono ovviamente i meno onerosi e forniscono comunque una risposta affidabile, anche se in genere alquanto prudenziale: essi quindi sono molto adatti ad una prima iterazione di verifica da compiere in tempi brevi, a cui eventualmente segua un approfondimento analitico o sperimentale limitato agli aspetti più critici messi in luce dalla prima iterazione.

Infine, nei casi in cui è essenziale la massima razionalizzazione delle decisioni in questo campo disseminato di incertezze, il metodo probabilistico è quello generalmente adottato. E' questa una delle aree in cui è stato più forte il progresso negli ultimi 10 anni, sia per quanto riguarda la caratterizzazione probabilistica del moto sismico di riferimento, sia per quanto riguarda la trattazione probabilistica della resistenza e della funzionalità di strutture e componenti (curve di fragilità) [9, 28].

3. MOTO DI RIFERIMENTO DEL TERRENO

Il moto sismico in un punto del terreno è complesso ed in esso trovano posto componenti secondo tutti e sei i gradi di libertà, tre di traslazione e tre di rotazione (Fig.3). Il Prof. Gallardo di Salamanca sopra citato li riduceva a tre principali, cioè ad uno di oscillazione orizzontale, uno di oscillazione verticale ed uno di rotazione attorno ad un asse orizzontale. In realtà l'oscillazione orizzontale e la rotazione contano ciascuna per due se applicate in una qualsiasi direzione del piano orizzontale.

L'uso attuale riduce i moti sismici di riferimento a quelli che l'esperienza ha indicato in generale prevalenti ai fini pratici e cioè all'oscillazione di traslazione orizzontale (nelle varie direzioni possibili) e verticale (Fig. 4).

Pur con questa semplificazione, il problema di definire il moto sismico del terreno come dato di ingresso all'analisi sismica dell'impianto è tutt'altro che banale: sono anche qui necessarie alcune ipotesi convenzionalmente accettate e solitamente prudenziali [2, 8].

Secondo le conoscenze attuali, che superano il modello “esplosivo” esposto dal Prof. Gallardo di Salamanca, il moto sismico del terreno ha origine solitamente dallo scorrimento relativo improvviso di zone contigue della crosta

terrestre lungo superfici di frattura (faglie), dovuto allo stato di sollecitazione interno del terreno stesso: l'energia elastica accumulata si libera quindi nel mezzo circostante producendo onde sismiche che sono di compressione e di taglio e che diventano poi anche onde superficiali in prossimità della superficie libera del terreno. Anche se è oggi possibile tentare di determinare il moto del terreno in superficie sulla base di ipotesi circa l'evento originario di scorrimento della faglia, questo non è solitamente il punto di partenza per la definizione del moto sismico di riferimento nell'analisi di impianti.

Il moto di riferimento viene generalmente (con una semplificazione enorme) caratterizzato da una accelerazione massima di picco del terreno in direzione orizzontale e da uno spettro di progetto o di verifica dedotto da quello relativo ad un gran numero di forti terremoti adeguatamente registrati ed analizzati. L'accelerazione massima verticale viene poi assunta pari ad una frazione (50%, 70%) di quella orizzontale. Questi dati sono sufficienti ad eseguire un'analisi modale della struttura ma ovviamente non un'analisi spazio-temporale, per la quale sarebbe necessario un accelerogramma di riferimento al terreno. Lo spettro di risposta di un terremoto specifico è, come noto, il diagramma della risposta (in accelerazione, velocità o spostamento massimo) al moto sismico di un oscillatore elastico semplice caratterizzato da una frequenza propria di oscillazione e da uno smorzamento. Uno spettro di verifica o di progetto è una media o un involucro di spettri relativi a vari terremoti avvenuti e considerati rappresentativi del sito di interesse. Lo spettro di progetto di accelerazione ha ovviamente, in corrispondenza del periodo zero, il valore dell'accelerazione massima del terreno presa come riferimento. Infatti tale valore è la risposta di un oggetto puntiforme perfettamente rigido posato sul terreno. Le Figure 5 e 6 rappresentano rispettivamente uno spettro di progetto comunemente usato per impianti nucleari (per smorzamento pari al 5% di quello critico) e lo spettro di progetto della normativa italiana [1], ambedue normalizzati all'accelerazione massima del terreno di 1 g. Si noti che lo spettro della normativa italiana non presenta una diminuzione alle alte frequenze: ciò generalmente si pratica allo scopo di tenere conto di un aumento del periodo proprio di vibrazione dovuto alla plasticizzazione della struttura, nei casi in cui tale plasticizzazione è ammessa ma i calcoli di risposta sismica vengono fatti con modelli lineari.

Questa caratterizzazione semplificata del moto sismico di riferimento non specifica esplicitamente altre due fondamentali caratteristiche di esso: la durata ed il contenuto in frequenza. Per tale motivo, nei casi in cui l'analisi della struttura e dei componenti è del tipo più completo, accanto alla coppia "accelerazione massima del terreno - spettro di risposta" si specificano uno o più accelerogrammi coerenti con lo spettro stesso.

Lo spettro di riferimento deve tenere conto di particolari proprietà del sottosuolo di fondazione (ad esempio, nel caso di suoli molto cedevoli, con bassa velocità delle onde di taglio).

Gli spettri di progetto sono, come già esposto, derivati principalmente da registrazioni accelerometriche di terremoti avvenuti mediante strumenti posti in un punto del terreno: tali registrazioni, però, non tengono conto del fatto che la trasmissione del moto del terreno ad una struttura è diverso dalla trasmissione del moto stesso ad un accelerometro. Infatti una struttura ha dimensioni e proprietà inerziali ben diverse da quelle di un accelerometro. Il problema in questione viene detto "interazione suolo-struttura". Trascurarlo, come viene fatto dalla normativa italiana e da altre normative per uso civile in altri paesi, porta in genere a valutazioni prudenziali che, nel caso di strutture di grosse dimensioni in pianta e di forte rigidità possono però essere eccessivamente prudenziali.

L'interazione suolo-struttura si divide in generale in due tipi o parti, corrispondenti a fenomeni diversi: una interazione "cinematica" ed una interazione "inerziale". L'interazione cinematica deriva dal fatto che il moto sismico, al contatto fra terreno di fondazione e struttura, deve rispettare le condizioni geometriche al contorno imposte dalla continuità con la struttura stessa (ad esempio la natura sostanzialmente "a corpo rigido" degli spostamenti in corrispondenza di una piastra di fondazione). Un effetto particolare della considerazione dell'interazione cinematica è quello di tenere conto del fatto che, per grosse piastre di fondazione (dimensioni in pianta di molte decine di metri), la lunghezza dell'onda sismica nel terreno può essere (specialmente per terreni non molto compatti con velocità delle onde di taglio bassa) dello stesso ordine della dimensione in pianta della piastra, per cui il moto trasmesso alla piastra dal terreno non sarà pari a quello che potrebbe essere registrato da un accelerometro puntiforme, bensì inferiore ad esso, in quanto pari ad una media dei moti del terreno in punti diversi di una stessa onda sismica. L'interazione suolo-struttura inerziale, invece, tiene conto del fatto che, nella trasmissione del moto dal terreno alla struttura, l'inerzia della struttura stessa fa in modo che essa si comporti come elasticamente (e non rigidamente) accoppiata al terreno stesso e quindi con un legame meccanico caratterizzabile, in un'analisi di risposta modale, sia con costanti di elasticità che con coefficienti di smorzamento (sia meccanico o di "radiazione" sia materiale) in tutti i gradi di libertà di interesse [2].

Un problema ancora più complesso nasce quando gli spettri di risposta di cui si dispone non si ritengano direttamente applicabili al caso in esame, ad esempio perché relativi a roccia compatta mentre il terreno in questione è costituito da un banco di depositi alluvionali poco compatti. Se si vuole tenere conto di tali situazioni, è necessario procedere a complessi calcoli di trasmissione del moto sismico nel terreno in modo da rappresentare da vicini la situazione reale (convoluzione o deconvoluzione del moto sismico del terreno), che spesso fanno uso di terremoti artificiali che rispondano alle caratteristiche volute [12].

Quanto sopra è stato citato per indicare la complessità potenziale della definizione del moto sismico del terreno per una verifica strutturale; tale complessità ha anche indotto alcuni a dichiarare che, nell'Ingegneria Sismica "si può annegare nell'informazione e morire per fame di conoscenza nello stesso tempo".

Fortunatamente, analisi così complesse come quelle accennate non sono di solito necessarie nei casi pratici e sono piuttosto da considerare come strumento di convalida di pratiche più semplici o come mezzi di valutazione di casi che, a volte a causa della prudenzialità delle analisi correnti usate, sono stati classificati in una prima iterazione come critici.

Un buon compromesso, sempre con caratteristiche di prudenzialità, nella specificazione del moto sismico per un'analisi strutturale consiste nello specificare uno spettro di riferimento (che tenga un po' conto di caratteristiche eventualmente molto particolari del terreno in questione) ed un'accelerazione massima del terreno e nell'applicare il sisma così definito direttamente al piede della struttura oppure, con maggiore realismo, ad un insieme di molle e smorzatori su cui si suppone poggiata la struttura, in modo da simulare l'interazione suolo-struttura di tipo inerziale (Fig. 7). Formule semplici per la determinazione di molle e smorzatori equivalenti ai fini dell'interazione terreno - struttura sono reperibili nei testi di ingegneria sismica [2, 12].

La definizione di accelerazione massima del terreno e di spettro di riferimento può farsi in base alle norme italiane per edifici convenzionali [1], in base ai concetti più attuali recepiti dalla normativa europea in preparazione [13, 14] e in base a linee guida preparate per casi simili in altri paesi o a cura di organizzazioni internazionali [15, 16, 46].

Si ricorda, infine, che negli impianti convivono strutture e componenti che, dal punto di vista dei requisiti sismici, sono da classificare in modo diverso.

Solitamente si pongono in una prima classe di importanza i componenti che devono continuare a funzionare durante e dopo il terremoto e le strutture per le quali non sono ammessi che limitati danni locali: per questa prima classe non si ammette in generale di superare sensibilmente il limite elastico e sono richieste analisi o prove di funzionalità al terremoto; una seconda classe solitamente contiene componenti che possono arrestarsi in caso di terremoto e le strutture che li contengono, che, comunque, possono essere fatte lavorare in campo plastico senza importanti crolli; una terza categoria (uffici ecc.) comprende in genere le strutture ed i componenti assimilabili a case di civile abitazione dal punto di vista dei requisiti sismici.

4. VERIFICHE STRUTTURALI

4.1 Resistenza dei terreni di fondazione

La prima preoccupazione nella verifica sismica di un impianto è che il terreno di fondazione degli edifici e dei componenti non ceda durante un terremoto. Si deve innanzitutto verificare con l'opera del geologo che il terreno non sia soggetto a fagliazione superficiale e cioè che lo scorrimento lungo la faglia che provoca il terremoto ipotizzato non possa interessare direttamente o indirettamente l'impianto: ciò in genere significa accertarsi che l'impianto non sia fondato su faglie attive, cioè capaci di essere interessate da scorrimenti (non sono mancati, comunque, tentativi nella storia dell'ingegneria sismica di stabilire regole di progetto per la resistenza di strutture a fagliazione superficiale!).

La seconda e molto importante verifica, per impianti fondati su terreni sabbiosi saturi, cioè con falda acquifera relativamente superficiale è che il terreno di fondazione non possa essere interessato dal fenomeno insidiosissimo della liquefazione [2, 16, 17, 18, 19, 20]. Quando esso si verifica, la resistenza al taglio del terreno si annulla, come in un liquido, e si ha scorrimento dei terreni di fondazione di edifici ed altri fenomeni caratteristici. La Fig. 8 richiama uno scenario tipico dopo molti terremoti (quello di Niigata, 1964, in particolare) in cui edifici interi si adagiano a terra per il venir meno della resistenza del terreno. Nel terremoto di Niigata si dice che molti abitanti di edifici rovesciati a causa della liquefazione si misero in salvo camminando sulle facciate degli edifici, ormai in posizione semi-orizzontale. In quel caso, vari edifici furono recuperati consolidando il terreno e semplicemente raddrizzandoli per rotazione. Per comprendere il fenomeno bisogna ricordare che la resistenza al taglio del terreno è rappresentabile mediante la seguente formula:

$$\tau = c * (\sigma - \sigma_0) * \tan(\varphi)$$

ove:

τ è la resistenza al taglio del terreno

c è la coesione (praticamente nulla in terreni sabbiosi)

σ è la pressione totale del terreno

σ_0 è la pressione interstiziale dell'acqua

φ è il coefficiente di attrito del terreno

Quando la pressione dell'acqua interstiziale cresce a parità di pressione totale nel punto, la resistenza al taglio del terreno diminuisce.

E' un dato sperimentale che in sabbie non molto compatte, all'aumentare del carico la densità della sabbia aumenta e quindi l'acqua interstiziale di una sabbia satura tende ad essere espulsa; a questa tendenza si oppongono altre azioni quali la tensione superficiale (capillarità) e quindi la pressione interstiziale dell'acqua tende ad aumentare, con conseguente diminuzione della resistenza al taglio (formula precedente). Questo effetto, in cicli di carico successivi

quali quelli provocati da un terremoto, tende ad esaltarsi fino al punto in cui la resistenza al taglio del terreno è praticamente nulla e si verifica la liquefazione.

In generale il pericolo di liquefazione esiste, fino a circa venti metri di profondità, per casi in cui la falda acquifera è situata entro 10 metri dalla superficie del terreno. A profondità maggiori di circa venti metri la liquefazione è rara. Inoltre il fenomeno si verifica in genere per sabbie a granulometria medio-fine (D_{60} compreso fra 0,02 e 0,2 mm), con bassa densità relativa (inferiore al 60%) e bassa resistenza al penetrometro standard (ASTM). La verifica del pericolo di liquefazione si fa confrontando il massimo taglio indotto dal sisma nel terreno con i risultati sperimentali del massimo taglio sopportabile senza liquefazione dal terreno stesso. Non è normalmente necessario ricorrere ai metodi sofisticati di calcolo, almeno in prima approssimazione: esistono infatti metodi empirici o semi-empirici [16, 20] che permettono di verificare l'esistenza o meno del pericolo in base all'accelerazione massima del terremoto di riferimento, all'altezza della falda, alla granulometria della sabbia ed al valore di resistenza al penetrometro standard. Si deve anche ricordare che tali metodi indicano in genere i casi in cui le conseguenze della liquefazione sono sopportabili e quelli in cui è necessario correre ai ripari (cambiamento del sito, compattazione del terreno, interventi sulla falda acquifera).

Una verifica della resistenza del terreno non deve inoltre trascurare l'adeguatezza della capacità portante del terreno di fondazione a fronte dei maggiori carichi indotti dal sisma, la resistenza al terremoto di pendii, muri di sostegno del terreno o di altre opere di interesse per la sicurezza, anche pensando agli effetti indiretti potenzialmente indotti, quali le onde di piena in corsi d'acqua per il cedimento di sbarramenti [21, 22, 23, 24, 25, 26, 27].

4.2 Resistenza di strutture

Anche nel caso delle strutture, la prima verifica da fare è quella basata sul buon senso. Le caratteristiche d'insieme che rendono una struttura particolarmente resistente al sisma sono la simmetria nella distribuzione di masse e rigidezze, la compattezza, possibilmente la bassa altezza, il buon collegamento fra membrature orizzontali e verticali, il collegamento fra elementi di fondazione isolati, l'uniformità e consistenza del terreno di fondazione, i provvedimenti contro l'impatto fra strutture adiacenti, l'assenza di effetti negativi di elementi non strutturali (tamponature ecc.) [2, 6]. L'assenza di effetti P - δ (cioè dell'aumento delle caratteristiche di sollecitazione, ad esempio momenti, a causa della forte deformazione della struttura) va anche tenuto presente.

Nel caso di strutture semplici è possibile riferirsi a metodi statici equivalenti, quali quelli suggeriti dalla normativa italiana; in generale, un'analisi dinamica (pure considerata dalla normativa italiana), eventualmente di tipo semplificato [15] è consigliabile.

I metodi di analisi dinamica usati sono quelli dell'analisi modale con uno spettro come dato di ingresso e quelli di storia spazio-temporale che hanno bisogno di uno o più accelerogrammi come dato di partenza. Le analisi del primo tipo sono le più comuni; si ricorre alle seconde in casi particolari o per lo studio accurato della risposta dei componenti di impianto collocati nei vari punti delle strutture (cfr. 4.4).

I testi di ingegneria sismica [2] ed i molti programmi di calcolo elettronico ora disponibili (SAP, MARC, ADYNA, ANSYS ecc.) sono una base affidabile per queste analisi. Problemi di sovraccarico dei programmi e di costo dei calcoli possono nascere nel caso in cui si intenda eseguire un'analisi nel campo plastico di strutture complesse. Similmente, l'adozione di fattori di duttilità, ove consentita ed in misura adeguatamente prudenziale, va fatta con cura ed attenzione: in particolare è necessario distinguere fra duttilità di una sezione resistente e duttilità del complesso della struttura, anche allo scopo di evitare eccessive prudenzialità, e porre attenzione al possibile insorgere di fenomeni di autoesaltazione del ciclo carico-deformazione sopra citati (effetto P - δ).

4.3 Serbatoi per liquidi

Come citato all'inizio, i serbatoi per liquidi, specialmente di tipo leggero (serbatoi atmosferici) sono la sede di particolari fenomeni in caso di terremoto, tutti riferibili alla formazione di onde interne ed alla loro interazione con le pareti ed il tetto del serbatoio. L'esperienza (all'estero ma anche in Italia) indica la possibilità di danni in corrispondenza della giunzione tetto - parete (imbozzamenti e strappi), di danni alla base della parete laterale (imbozzamento "a zampa di elefante"), di danni agli eventuali ancoraggi fra serbatoio e sua fondazione e di danni a componenti e parti interne dei serbatoi. Per la verifica dei serbatoi è innanzitutto necessario un metodo per la determinazione del moto del liquido e delle forze esercitate da questo sul serbatoio. Il fenomeno è stato particolarmente studiato in Giappone, ove sono stati anche tenuti sotto osservazione serbatoi sperimentali strumentati con registrazione della loro risposta in caso di terremoti. Un metodo di analisi rappresentativo delle migliori conoscenze e nello stesso tempo semplice è quello descritto in [29]. Secondo tale metodo, il liquido viene suddiviso in due parti: una parte inferiore che si può considerare rigidamente collegata con il serbatoio ed una parte superiore che oscilla rispetto ad esso; il metodo fornisce le formule per il calcolo di forze ed altezze di oscillazione in base allo spettro di riferimento del sisma. Le pareti del serbatoio possono essere considerate rigide in prima approssimazione anche se esistono metodi per tenere conto dell'influenza della flessibilità delle pareti sul risultato [30, 31, 47]; la verifica dell'importanza della flessibilità delle pareti è opportuna specialmente per la valutazione delle forze originate dalla parte inferiore del liquido.

A proposito dei serbatoi atmosferici, va citato un interessante dibattito sulla opportunità di ancorarli rigidamente al basamento oppure di non ancorarli, di dare contemporaneamente al fondo una forma conica in modo da assicurare una ritenuta laterale e di dotare i collegamenti (tubi, cavi) di ampia flessibilità e gioco per assorbire senza danni eventuali eccezionali spostamenti non previsti. Nel terremoto dell'Alaska del 1964, ad esempio, si constatarono spostamenti di serbatoi non ancorati dell'ordine di un metro e mezzo. La scelta fra l'una e l'altra soluzione è materia di dibattito, anche se l'opinione prevalente è per la soluzione dei serbatoi ancorati con zone di attacco e ancoraggi generosamente proporzionati e raccordati con il grosso della struttura.

4.4 Resistenza e funzionalità di componenti meccanici, elettrici ed elettronici

Poiché spesso non è pratico modellare, nell'analisi sismica della struttura tutti i singoli componenti ivi collocati alle varie altezze, nasce il problema di individuare metodi per definire una eccitazione sismica (spettro o accelerogramma) a fronte della quale verificare resistenza e funzionalità di componenti essenziali.

Si richiama anche qui, specialmente per impianti esistenti, la prevalente importanza di considerazioni di buon senso, suggerite dall'osservazione e da semplici valutazioni analitiche nel corso di accurate ispezioni dell'impianto. Le Appendici 1 e 2 forniscono materiale di esperienza per tali valutazioni e per la scelta dei rimedi. Ancoraggio di componenti, specialmente con parti a sbalzo (attuatori di valvole ecc.), lasco e flessibilità sufficiente nei collegamenti meccanici ed elettrici (tubi e cavi), gioco sufficiente fra componenti e fra componenti e strutture sono fra le caratteristiche di progetto e di montaggio principali a cui guardare. Una considerazione a parte meritano i relè elettromeccanici che hanno in passato riservato brutte sorprese (battimenti in caso di terremoti e conseguenti malfunzionamenti delle apparecchiature collegate): per i relè bisogna affidarsi ad uno specialista esperto o comunque acquisire la conoscenza di prove alla tavola vibrante di vari tipi di relè di interesse: tali prove potranno in alcuni casi già essere disponibili ai costruttori-fornitori.

Un sano atteggiamento empirico non risolve però tutti i problemi e quindi in genere è necessario ricorrere ad analisi specifiche. Il metodo della modellazione dei componenti di interesse insieme con la struttura, se praticabile per il numero ragionevole di componenti interessati, è sempre disponibile. Altrimenti si può seguire il metodo (ad es. Biggs e Roeset) della definizione di spettri di progetto "di piano" a varie altezze nella struttura, per il quale varie pubblicazioni suggeriscono indicazione e regole pratiche prudenziali che mettano al riparo dai trabocchetti anche qui presenti [32, 33].

4.5 Carri- ponte

Il pericolo maggiore per un carro-ponte durante il terremoto è quello dell'uscita dalle rotaie di guida e la sua caduta. Per questo motivo è opportuno dotare le estremità della trave del carro - ponte di fazzoletti di lamiera spessa saldata (o strutture equivalenti) che impediscano la fuoruscita delle ruote della trave dalle rotaie (Fig. 9).

Un semplice calcolo mostra che, per un carro ponte pesante cinquanta tonnellate (il peso di un carro-ponte è di solito circa uguale alla sua portata) , supponendo che tali arresti laterali debbano far fronte ad una forza di inerzia orizzontale corrispondente a 0,2 g con 0,5 m di braccio, sono sufficienti due lamiere saldate spesse 40 mm.

Per il calcolo delle altre sollecitazioni, il modello di un carro-ponte può essere alquanto semplificato: trave pesante appoggiata alle estremità con una massa aggiuntiva al centro sottoposto a oscillazione verticale con lo spettro di progetto al piano.

4.6 Torri e ciminiere

Le torri e le ciminiere sono fra i componenti più sensibili alle azioni sismiche a causa della loro snellezza. Esse possono essere verificate secondo le procedure dell'Eurocodice 8, parte 3: Towers, masts and chimneys [13]. Un metodo frequentemente usato per il loro rinforzo al terremoto è quello dell'aggiunta di stralli di sostegno.

4.7 Strutture interrato e caverne

L'effetto del terremoto sulle strutture interrate, come le tubazioni e i condotti, è dovuto sia alla fagliazione o a fenomeni di instabilità del terreno, frane e liquefazione, sia alle vibrazioni indotte dal passaggio delle onde sismiche. Qui si considerano solo le azioni dovute al moto vibratorio in quanto gli altri fenomeni sopra citati si considerano esclusi. Saranno considerati due carichi e quindi due modi di rottura: quello dovuto direttamente alla deformazione del terreno e quello dovuto al moto differenziale delle costruzioni cui le tubazioni o condotti si collegano.

Per quanto riguarda il carico dovuto direttamente alla deformazione del terreno, è accettabile un'analisi semplificata basata sull'ipotesi che la struttura si deformi come il terreno. Le sollecitazioni possono essere suddivise a seconda dei tipi di onde: onde longitudinali di compressione (onde P), onde di taglio (onde S) e onde di superficie (onde di Rayleigh e di Love). Si assume che la deformazione assiale sia legata alle onde P e che quella di flessione alle onde S e superficiali. In tal caso le deformazioni assiali, ad esempio, possono essere calcolate con espressioni del tipo:

$$e_{\max} = \frac{V_{\max}}{C}$$

dove $\epsilon_{\max}$ è la massima deformazione assiale della struttura, $V_{\max}$ è la massima velocità delle particelle del terreno e C la velocità delle onde nel terreno. La velocità delle particelle del terreno è ottenibile dal moto sismico di riferimento e la velocità C dalle caratteristiche del terreno (prudenzialmente è necessario considerare la velocità delle onde di taglio, $C=V_t$).

La deformazione di flessione può essere calcolata con un'espressione simile.

Per il carico dovuto al moto differenziale delle costruzioni è sufficiente effettuare un'analisi statica equivalente. Nel caso che le linee, tubazioni, condotti ecc., colleghino due edifici bisogna fare l'ipotesi che gli edifici si muovano in contro-fase.

Per calcolare la sollecitazione assiale di una linea collegata ad un edificio si assume che essa sia soggetta a forze di attrito lungo la sua superficie. La sollecitazione è calcolata nella maniera seguente:

$$s_a = \left(\frac{2EF\Delta x}{A} \right)$$

dove E è il modulo di elasticità della linea, F la forza di attrito per unità di lunghezza tra terreno e la linea = $C\gamma Hf$, C la circonferenza, γ il peso specifico del terreno, H la profondità di posa della linea, f il coefficiente di attrito, Δx lo spostamento dell'edificio nella direzione longitudinale e A l'area della sezione trasversale resistente della linea.

Le sollecitazioni nella zona terminale della linea, a contatto con l'edificio, dovute alla flessione e al taglio possono essere calcolate con lo schema di trave su suolo elastico.

Per la verifica di stabilità al sisma di depositi o di impianti in caverna, si dovrà tenere conto dei seguenti dati di esperienza [34, 35, 36, 37]:

- le accelerazioni del suolo, sia orizzontali che verticali, sono minori in una caverna profonda (decine-centinaia di metri sotto il piano di campagna) che in superficie; il rapporto misurato è dell'ordine di 0.3-0.5; per valutare i dati di input sismico in profondità in base a quelli usati in superficie si possono adottare metodi di modellazione numerica della propagazione del moto vibratorio nei terreni, ancora in corso di perfezionamento;
- le frequenze prevalenti del moto sismico sono più alte in profondità: i componenti più rigidi sono quindi i più esposti ad alti valori di amplificazione;
- i calcoli eseguiti in casi pratici mostrano che le sollecitazioni indotte dal sisma nella roccia sono essenzialmente concentrate vicino alle pareti della caverna, nella zona di alcuni metri normalmente interessata dagli ancoraggi profondi adottati per il consolidamento delle pareti della caverna; in [37]: sono contenuti vari consigli per l'esecuzione di valutazioni di calcolo;
- il modo di vibrare di una caverna risulta prevalentemente costituito da deformazioni di compressione-trazione e non di taglio (come al contrario avviene vicino alla superficie del terreno);
- fra le caverne studiate e dimostrate possibili per rocce compatte di qualità media sono comprese anche caverne di dimensioni in pianta fino a 30x60m e di altezza 50m circa;

In conclusione si può dire che solitamente il terremoto non è una sollecitazione prevalente nelle caverne, salvo il caso di presenza di linee di debolezza e di giunti nella roccia che meritano uno studio particolare nell'ambito dei metodi della Meccanica delle Rocce.

4.8. Isolamento sismico

Negli ultimi anni sono state messe a punto alcune tecniche antisismiche innovative in grado di migliorare la protezione delle strutture, inclusi gli impianti industriali ed i loro componenti. Esse si basano sulla drastica riduzione delle forze sismiche agenti sulla struttura mediante l'applicazione, alla base di essa, di appoggi molto flessibili (ad es. isolatori di gomma). Tali sistemi permettono di "filtrare" l'energia sismica trasmessa dal terreno riducendo drasticamente le sollecitazioni. Le deformazioni si concentrano al livello degli isolatori, mentre l'edificio si muove quasi come un corpo rigido a bassa frequenza riducendo così sia le sollecitazioni sia gli spostamenti differenziali dei sistemi in esso contenuti.

Per tali strutture può essere utilizzata la linea guida [9].

Possono essere usati anche altri sistemi di riduzione dell'effetto sismico sulle strutture, quali i sistemi a dissipazione di energia. Essi consistono nel collegare la struttura, per esempio mediante controventi, a dei dissipatori che, all'atto del sisma, siano capaci di assorbire una enorme quantità di energia e quindi di innalzare lo smorzamento globale del sistema. Essi possono essere combinati anche con l'isolamento alla base.

Tutti questi sistemi sono applicabili, in linea di principio, anche a costruzioni esistenti: essi saranno più compiutamente discussi in altra memoria (Ing. T. Sanò) cui qui si rimanda.

5. CONCLUSIONI

Molti sono i problemi da risolvere per la corretta definizione del moto di riferimento del terreno e del comportamento di strutture e componenti per le verifiche sismiche di impianti esistenti; esse, tuttavia, possono vantaggiosamente essere affrontate per iterazioni successive. La qualificazione degli impianti sulla base dell'esperienza esistente e mediante ispezioni sismiche e semplici analisi o prove può essere il primo, solitamente fondamentale, passo di iterazione. Le indicazioni che ne emergono sono generalmente prudenziali. Analisi e prove più raffinate possono quindi essere riservate ai casi critici messi in evidenza dalla prima iterazione. Già esistono alcune Guide tecniche atte a indicare le procedure e le metodologie applicabili come risulta dal precedente testo e dalla bibliografia allegata: altre sono in preparazione, fra cui quella attualmente allo studio in seno al Comitato Termotecnico Italiano.

RINGRAZIAMENTO

Si ringraziano vivamente l'Ing. Domenico Barone della TECSA e gli Ingg. dell'ANPA Giorgio Macchi, Antonio Pugliese, Alberto Ricchiuti e, soprattutto, Tito Sanò per le discussioni ed i preziosi suggerimenti forniti durante il lavoro connesso al tema di questa presentazione.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Decreto Ministeriale 16 Gennaio 1996, Norme Tecniche per le Costruzioni in Zone Sismiche
- [2] A. Castellani, *Costruzioni in zona sismica*, Masson Italia Editori, Milano
- [3] F.P. Lees, *Loss Prevention in Process Industries, A 15 (Earthquakes)*, 2nd Edition 1966, Butterworth-Heinemann, Oxford
- [4] "Nuclear reactors and Earthquakes" (1963), TID-7024, U.S.A.E.C., D.C., Aug. 1963
- [5] G. Petrangeli, *Impact of Seismicity on the Design of Nuclear Power Plants*, Proceedings of the International Seminar on the State of the Art in Safety Analysis and Licensing of Nuclear Power Plants, Varna, Bulgaria, 1987
- [6] IAEA Safety Series N.50-SG-S2, *Seismic Analysis and Testing of Nuclear Power Plants*, Vienna 1979 (M. Livolant, G. Petrangeli, H. Shibata, I.M. Idriss, J.D. Stevenson)
- [7] IAEA Safety Series N. 50- SG- D 15, *Seismic Design and Qualification for Nuclear Power Plants*, Vienna, 1992
- [8] J.M. Roesset, *Seismic Design of Nuclear Power Plants - Where are we now ?*, Proceedings of SMIRT 13 - Post Conference Seminar 16, Seismic Evaluation of Existing Nuclear Facilities, Iguazu, Argentina, 1995
- [9] A. Gurbinar, *A Review of Seismic Safety Considerations in the Life Cycle of Critical Facilities*, Journal of Earthquake Engineering Vol.1, N. 1 (1997)
- [10] Doctor D. Isidoro Ortiz Gallardo, *Lecciones entretenidas, y curiosas, physico-astrologico-meteorologicas, sobre la generacion, causas y senales de los terremotos*, Villargordo, Salamanca, 1756 (Ristampa Editorial Castalia, Madrid 1992)
- [11] J.D. Stevenson, *U.S. experience in seismic re-evaluation and verification programs*, Proceedings of the SMIRT 13 Post Conference Seminar N.16, Iguazu, Argentina, 1995
- [12] Roesset J.M., (1980) "The use of simple models in soil-structure interaction", Civil Engineering and Nuclear Power, vol II: Geotechnical Topics, ASCE
- [13] Eurocode 8, Design provision for earthquake resistance of structures.
- [14] Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici-Servizio tecnico centrale: Linee guida per progettazione, esecuzione e collaudo di strutture isolate dal sisma., giugno 1996
- [15] Industrial Safety Dep.nt, Environment Division, Kanagawa Prefecture - Manual for Evaluating the Earthquake Resistance of High-Pressure Gas Facilities, Jan. 1994
- [16] "Earthquake Resistent Design of Nuclear Facilities with Limited Radioactive Inventory", IAEA-TECDOC-348
- [17] H. Seed, I.Idriss, I.Arango, "Evaluation of liquefaction potential using field performance data", Journal of Geotechnique Engineering, ASCE, Vol. 109, n 3., pp. 458-382, 1983.
- [18] H. Seed, K.Tokimatsu, L.Harder, R.Chung, I.Arango, "Influence of SPT procedure in soil liquefaction resistance evaluation", Journal of Geotechnique Engineering, ASCE, Vol. 112, n 12., pp. 1425-1445, 1985.
- [19] H. Seed, P.De Alba, "Use of SPT and CPT tests for evaluation the liquefaction resistance of sands", Proceeding of In Situ '86 virginia Tech., Blacksburg, Virginia Geotechnical Special Publication n. 6 ASCE, pp. 281-302, 1986.
- [20] P.Robertson, R.Campanella, Liquefaction of sands using CPT", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 111 (GT3), pp. 384-403, 1985.
- [21] J.Brinch Hansen, "A revised and extended formula for bearing capacity", Bulletin No.28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Denmark, 5-11, 1970
- [22] G.G.Meyerhof, "The ultimate bearing capacity of foundations", Geotechnique, Vol. 2, 301-332, 1951.
- [23] N. Janbu : "Earth pressure and bearing capacity calculations by generalized procedure of slices", Proceeding of the forth International on Soil Mechanics and Foundation Engineering", Vol. 2, 1957, pp.207-212, 1957.
- [24] N.R.Morgensrern and V.E.Price (1965): "The analysis of the. stability of general slip surfaces" Geotechnique Vol. 15, No. 1, 1965, pp. 79-93.

- [25] S.K. Sarma: "Seismic stability of earth dams embankments" *Geotechnique* 25, No. 4, 1975
- [26] S.K. Sarma: "Seismic displacement analysis of earth dams" *Journal of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE*, Vol. 105, No. GT12, 1981, pp. 1735-1739
- [27] R.D. Espinoza, P.L. Bourdeau, B. Muhunthan, "Unified formulation for analysis of slopes with general slip surface", *Journal of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE*, Vol. 120, No.5, July 1994, pp. 1185-1204, 1994.
- [28] IAEA - TECDOC - 724 *Probabilistic Safety Assessment for Seismic Events*, Vienna 1993
- [29] ASCE Standard ASCE 4-86, *Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary on Standard for Seismic Analysis of Safety Related Nuclear Structures*, New York, N.Y., 1986
- [30] Veletsos, A.S.(1974) "Seismic Effects in flexible Liquid Storage Tanks," *Proceedings of the fifth World Conference on Earthquake Engineering*, Roma
- [31] D.D.Kana, (1978) "Seismic response of flexible cylindrical liquid storage tanks", *Nuclear Engineering and Design* 52, 185-199
- [32] "Seismic qualification of category I Instrumentation and electrical equipment", U.S. regulatory guide 1.100
- [33] "Seismic qualification of equipment in operating Nuclear Power Plants", and Attachment, Unresolved Safety Issue A-46, U.S. Nuclear Regulatory Commission, NUREG-1030.
- [34] Shah, H. H., and Chu, S. L. (1974), "Seismic Analysis of Underground Structural Elements," *Journal of Power Division*, ASCE, 100(PO1)
- [35] Berardi R., Capozza F., Zonetti L., 1978 Analisi di accelerogrammi registrati su roccia in superficie e in sotterraneo nel corso del periodo sismico del 1976 in Friuli, *Rassegna Tecnica dei problemi dell'energia elettrica*, N. 133 (?)
- [36] Capozza F., Berardi R., Stato dell' conoscenze sull'effetto dei terremoti nelle cavità sotterranee, 1977, *Rassegna tec. dei problemi dell'energia elettrica*, N.132
- [37] *Underground Siting of Nuclear Power Plants*, Herausgeber F.Bender, E. Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung (Naegle u. Obermiller) Stuttgart 1982
- [38] "Recommended Practice for LNG Aboveground Storage", Japan Gas Association, December 1991
- [39] N.M.Newmark, "Effects of earthquakes on dams and embankments", *geotechnique*, Vol. 15, No2, pp 139-159, 1965.
- [40] C.E. Crede, "Shock and vibration concepts in engineering design", Prentice Hall
- [41] C.G. Duff, *Seismic Qualification of Nuclear Power Plants by Inspection*, 8th World Conference of Earthquake Engineering, San Francisco, USA, 1984
- [42] H.Shibata, *Anti Earthquake Design of Industrial Facilities*, Technocrat, Vol 8 N. 11
- Bibliografia:
- [43] Stevenson and Associates, Cleveland, U.S.A., *Observations on experiences with Above Ground Piping Systems During Earthquakes*, Comunicazione non pubblicata
- [44] NUREG/CR-1665, *Equipment Response at the El Centro Steam Plant During the October 15, 1979 Imperial Valley Earthquake*, Oct. 1980
- [45] *Prince Williams Sound Earthquake of 1964, Oil Storage Tanks,.....*
- [46] M.K.Ravindra, *Seismic Assessment of Chemical Facilities under California Risk Management and Prevention Program*, Int. Conference on Hazard Identification and Risk Analysis, Human Factors and Human Reliability in Process Safety, Orlando (Florida), Jan. 1992
- [47] N.J.I. Adams, *Seismic Design Rules for Flat Bottom Cylindrical Liquid Storage Tanks*, Int. Journal Pressure Vessels and Piping, 49 (1992) 61-95, Elsevier, England

APPENDICE 1 : DANNI AD IMPIANTI IN TERREMOTI PASSATI

A1.1. Danni alle tubazioni [43]

Nel seguito vengono elencati i danni principali in undici terremoti di forte intensità avvenuti nel periodo 1933-83 in varie parti del mondo.

Fra questi, il terremoto di Anchorage (Alaska, 1964) è stato estremamente intenso; il suo potenziale di danno, anche per la lunga durata dello scuotimento, è stato molto superiore a quello degli altri terremoti citati.

Nel seguito si darà alle parole "danno" e "collasso" di tubazioni e di loro supporti il significato seguente:

-danno : la tubazione o i suoi supporti sono stati permanentemente deformati ma la tubazione ha continuato ad esercitare la sua funzione di contenimento senza perdite e di guida della portata liquida o i supporti hanno continuato a esercitare la loro funzione di vincolo o di supporto della tubazione;

-collasso : per i tubi si è persa la caratteristica di tenuta (non c'è alcun caso di terremoto per cui il tubo, anche se danneggiato, non abbia potuto continuare ad assicurare la portata entro i limiti di progetto); per i supporti, essi sono stati rotti o così gravemente distorti che essi non hanno svolto più la loro funzione di supporto o di vincolo della tubazione.

Sito e Data	Accelerazione massima del terreno (g)	Danni osservati
Long Beach, California - 10/3/1933	0.25	Centrale di Terminal Island. Cinque impianti a vapore, di cui la prima e seconda unità costruite nel 1922, hanno continuato a funzionare durante il terremoto o sono state arrestate a causa della perdita di carico e sono ritornate in linea lo stesso giorno. Le cinque unità erano state progettate al massimo con metodi statici a 0.2 g. Nessun danno a tubazioni
Kern County, Ca- 21/7/52	0.26	Centrale a vapore di Kern County. Un impianto a vapore alimentato a petrolio da 60 MW è stato spento dopo il terremoto per perdita del carico ma è stato riavviato dopo qualche ora. Il progetto delle tubazioni era basato su uno spettro di risposta normalizzato a 0.1 g a livello del terreno e a 0.3 g al piano più alto e su un'analisi dinamica semplificata. Nessuna tubazione danneggiata.
Anchorage, Alaska, 1964	0.35 g	Centrale Elettrica Municipale di Anchorage. La Centrale era formata da due unità gas-petrolio da 15 MW ciascuna che erano in funzione al momento del terremoto. Le unità furono distaccate dalla linea immediatamente per effetto di protezioni anti-vibrazione. Le unità restarono operative ma la mandata del gas fu interrotta a causa della rottura del gasdotto sotterraneo. L' impianto venne fatto funzionare a petrolio in base alla disponibilità di questo combustibile. Non si è verificato alcun guasto specifico alle tubazioni dell'impianto. Non è disponibile alcuna informazione sul progetto sismico della Centrale.
	0.40	Impianto elettrico di Knick Arm. L'impianto era collocato a circa 130 km dall'epicentro ed era costituito da una unità a combustione da 18 MW, costruita fra il 1949 ed il 1957. Il collasso di tubazioni avvenne per collasso generale dei supporti della linea principale di vapore e conseguente distorsione permanente della linea stessa, senza tuttavia rottura di essa.
	0.3 0.4	Centraline minori nei Distretti circostanti (Bernice, Cooper, Sand Lakes, Rabbitt, Daves and Quartz Creeks, Blueberry, Fairview e Tournogain). Non ci sono dati specifici, ma in questi impianti ci furono numerose rotture nelle linee di vapore e nelle linee di alimentazione del combustibile.
	0.5	Centrale di Port of Whitter. La Centrale era situata a circa 50 km dall'epicentro. Essa era composta da tre Generatori Diesel da 2 Mwe ciascuno. La sola tubazione di impianto che si ruppe fu una linea di ritorno del condensato. Si ruppero anche due linee dell'acqua dei servizi da 10 piedi parzialmente interrato. Per altri versi il danno all'installazione è stato descritto come modesto. Nulla si sa sul progetto sismico dell'impianto.
	0.5	Port of Whitter: Magazzino di Transito ed edificio Uffici Portuali. Si è avuta la rottura di gomiti nella linea di espansione della linea di ritorno del condensato del sistema di riscaldamento dell'edificio, che ha provocato il collasso della tubazione e la sua caduta. Il collasso generalizzato dei supporti della vicina linea del vapore, tuttavia, non ha provocato il collasso della linea stessa. Nulla si sa sul progetto sismico dell'impianto.
San Fernando, CA - 1971	0.4	Centrale di Valley. Il progetto sismico era stato basato su una accelerazione statica di 0.2 o 0.25 g. L'impianto fu distaccato dalla linea per intervento di un relè di pressione e per perdita di carico. Era di nuovo in linea entro un'ora. Le tubazioni non subirono danni salvo che all'isolamento termico.

	0.35	Centrale di Burbank. Essa era composta da sette unità, delle quali due sul sito di Olive e cinque sul sito di Magnolia. Le due unità di Olive erano state costruite nel 1958 e 1961. Quattro delle unità di Magnolia erano state costruite negli anni '40 e '50 e la quinta unità verso la fine dei '60. Nulla si sa sul progetto sismico delle tubazioni per le varie unità, ma è improbabile che il progetto abbia considerato il terremoto, tenuto conto della pratica comune per impianti precedenti il 1960. Comunque, anche in caso di applicazione di considerazioni sismiche, l'accelerazione di progetto (statico) sarebbe stata inferiore a .25 g. Le sole rotture di tubazioni furono quella di una linea d'acqua da 1 pollice sul sito di Olive, alla connessione con un serbatoio di acqua demineralizzata, e quella, simile, di una tubazione da due pollice sul sito di Magnolia, più la rottura di una piccola tubazione di combustibile all'attacco con un serbatoio. Tutte queste rotture furono provocate dallo spostamento dei serbatoi. Nessun danno fu subito dalle tubazioni di potenza. Le unità si fermarono per perdita di carico, ma ripartirono entro tre ore.
	0.3	Centrale di Glendale. Non sono note le caratteristiche della progettazione sismica. Non esisteva controventatura sismica delle tubazioni. L'impianto aveva cinque unità costruite fra il 1941 ed il 1964. Le Unità 3, 4 e 5 erano in funzione al tempo del terremoto e continuarono a funzionare. Le sole rotture di tubazioni furono quella di un piccolo tubo dell'acqua di refrigerazione, quella di un termoconvettore d'aria sull'Unità 3 e quella di un piccolo tubo di acqua demineralizzata all'attacco con un serbatoio. Non c'è stato danno a tubazioni di potenza.
	0.2	Centrale di Passadina. La Centrale comprendeva quattro unità. Nulla è noto sul progetto sismico, ma le tubazioni non avevano controventi laterali antisismici. Nessun danno.
Managua, Nicaragua, 1972	0.39	Raffineria ESSO. Progetto per 0.2 g statici orizzontali. L'impianto fu spento per ispezione ma ripartì entro 24 ore. Nonostante fossero avvenuti spostamenti permanenti di tubazioni al piano terra ed al secondo piano, non ci fu alcuna rottura.
	0.6	Centrale ENALUF (Empresa Nacional de Luz y Fuerza). Le tre unità dell'impianto, alimentate a olio, si trovavano a 250 m dalla traccia della faglia. L'Unità più grande (Unità 3) era di 50 MW mentre le altre due erano da 20 MW. Le Unità 1 e 2 si staccarono dalla linea esterna per intervento di relè di protezione. L'Unità 3 soffrì danni più seri. In generale, le tubazioni di tutte e tre le unità subirono solo piccoli danni. Si registrarono solo casi limitati di rottura. La maggior parte dei danni furono localizzati ai giunti con guarnizioni e furono rapidamente localizzati e riparati sulle Unità 1 e 2. I danni sull'Unità 3 non furono rilevati sistematicamente. Il turbogeneratore, comunque, fu danneggiato e non fu possibile far ripartire la caldaia, anche per il danneggiamento del sistema di pressurizzazione e di accensione. Il danno più evidente a tubazioni nell'Unità 3 fu la rottura di tubi della caldaia. Un tubo connesso ad una valvola del vapore saturo fu piegato. In aggiunta, tre valvole di ricircolazione subirono rotture in parti interne. Tubi d'aria e tubi di lavaggio del condensatore furono danneggiati. I soli danni evidenti alle tubazioni di vapore principali e secondarie furono i danni all'isolamento esterno delle tubazioni, provocato da altri tubi o dall'urto con strutture.
Ferndale, CA, 1975	0.37	Impianto di Humbolt Bay. Non c'è stato danneggiamento a tubazioni e relative a sistemi di supporto per le unità a combustibile fossile 1 e 2 e per l'Unità nucleare 3. Questa conclusione fu raggiunta in base alle osservazioni del personale ed ai risultati di una ispezione dettagliata conclusa entro dieci

		giorni dal terremoto. Le tubazioni per le unità a combustibile fossile erano apparentemente state progettate per un carico statico laterale di 0.2 g. L'unità nucleare era stata presumibilmente progettata e verificata secondo pratiche aggiornate.
Miyagi-Ken-Oki, Giappone, 1978	0.125	Impianto nucleare di Fukushima. L'impianto è collocato sulla costa del Pacifico nella prefettura di Fukushima. Il sito dista circa 140 km dall'epicentro del terremoto. La fagliazione potrebbe essersi estesa fino a 80 km dall'impianto. Il complesso ha sei unità per complessivi 4700 MW. Il sito è fortemente strumentato con accelerometri "strong motion". Furono ottenute molte registrazioni; la massima accelerazione del terreno raggiunse 0.125 g e la durata dello scuotimento fu maggiore di 30 secondi. Furono ispezionate sia le tubazioni più critiche che quelle meno critiche. Non ci fu alcun danno né evidenza di tormento delle connessioni.
	0.4	Impianto "New Sendai". L'impianto è collocato sulla costa del Pacifico, 15 km ad est della città di Sendai. L'impianto ha due caldaie Mitsubishi ad olio combustibile. L'Unità 1 fu completata nel 1971 ed ha una capacità di 350 MW; l'Unità 2, da 600 MW, fu completata nel 1973. Poiché l'impianto è più vicino all'epicentro ed alla presunta zona di fagliazione, si può ritenere che il movimento sismico nella zona dell'impianto sia stato alquanto più forte che nella città di Sendai, ove furono registrate accelerazioni massime del terreno comprese fra 0.2 e 0.4 g.. Sia l'Unità 1 che la 2 ebbero danni ai tubi della caldaia. Nella caldaia dell'Unità 1 un piccolo tubo di refrigerazione della piastra fu tranciato. Un danno simile avvenne nella caldaia 2 ad uno dei tubi del preriscaldatore. Le caldaie sospese ed i loro supporti strutturali urtarono fra di loro ed ebbero qualche danno. Non ci furono altri danni.
Schwabische-Alb, Germania, 1978	0.3-0.35 g	Impianti industriali di Albstadt. L'unico danno ad una tubazione avvenne nella fabbrica "Co/Tailfingen" e riguardò la disconnessione di un giunto a manicotto su un tubo di plastica. Questo danno fu dovuto al fatto che il tubo era fissato rigidamente all'edificio ed il recipiente d'acciaio a cui era collegato si mosse perpendicolarmente al suo asse. Lo stesso danno non avvenne in un recipiente simile con il tubo montato su un telaio d'acciaio nello stesso edificio.
Imperial Valley, California, 15 Ott. 1979	0.5-0.93 g	Impianto a vapore di El Centro. L'impianto di El Centro era composto da quattro unità. Il progetto sismico era basato su una accelerazione statica orizzontale di 0.2 g. Non si registrarono rotture di tubazioni ad alta temperatura o pressione. Fu danneggiato un accoppiamento "Victualic" su un tratto di tubo diritto del diametro di 2 pollici. In aggiunta, linee d'acqua da 3 e da 4 pollici si ruppero in tratti diritti in aree che erano state riparate con saldatura o molto corrose. Furono osservate cricche circolari su queste tubazioni, apparentemente causate dal terremoto; tuttavia, le perdite furono minime in quanto le cricche erano essenzialmente chiuse. L'impianto si arrestò durante il terremoto. La più danneggiata delle unità era di nuovo in funzione entro cinque ore.
Coalinga, California, 1983	0.6	Impianto di pompaggio di Pleasant Valley. L'impianto era stato probabilmente progettato per un'accelerazione statica di 0.2 g. La stazione di pompaggio (acqua potabile) si arrestò per perdita di carico. Nessun danno alle tubazioni d'impianto.
	0.35	Stazioni di pompaggio del "San Luis Canal". C'era un totale di venti stazioni destinate all'irrigazione. Solo una stazione riportò danni alle tubazioni. Un collettore a disco delle pompe di 36 pollici di diametro si ruppe ad una giunzione flangiata. La rottura fu attribuita ad un forte spostamento del terreno che la cortò e

		rigida linea non poté assorbire. Parimenti, una linea d'acqua si ruppe alla connessione con un serbatoio di espansione a causa dell'eccessivo movimento di oscillazione del serbatoio attorno ad un asse orizzontale (rocking).
	0.6	Impianto di trattamento dell'acqua Shell. Probabilmente l'impianto non era stato progettato per il sisma. Le tubazioni non avevano vincoli contro i terremoti. Il solo danno a tubazioni fu dovuto al movimento di componenti non ancorati. Corte sezioni di tubi collegate a filtri e a demineralizzatori furono tranciate. I componenti si mossero di almeno 10 pollici. Lunghe sezioni di tubazioni attaccate a componenti non si ruppero come pure non subirono danni lunghe tratte di tubazioni non ancorate. L'impianto fu spento per molti giorni per le riparazioni.
	0.6	Impianto di Propano/Butano della Union Oil. L'impianto si arrestò a causa del terremoto per l'azionamento di sensori di vibrazioni. L'impianto rimase spento per 10 giorni per ispezione. Le sole tubazioni danneggiate furono piccoli tubi da 1 pollice fra serbatoi, praticamente prive di flessibilità. Le tubazioni si ruppero per scorrimento e ondeggiamento dei serbatoi.
	0.6	Impianto della Getty Oil. L'impianto subì molti danni a serbatoi ed a tubazioni. Esso rimase fermo per mesi. Le rotture alle tubazioni riguardarono tubi connessi a serbatoi a causa di eccessivo scorrimento o ondeggiamento di essi.
Hilo, Hawaii, Nov. 1983	0.1-0.15 g	Centrale elettrica di Hilo. La Centrale continuò a funzionare durante e dopo il terremoto. Nessun danno a tubazioni.
	0.15-0.2 g	Impianto di potenza geotermico delle Hawaii. Si tratta di un impianto da 3 Mwe che continuò a funzionare durante il terremoto senza danni.
	0.2-0.3 g	Ospedale di Hilo. Il solo danno alle tubazioni riguardò due connessioni di tubi d'acqua da 3/4 di pollice ed una di un tubo da 6 pollici per movimento relativo del tubo stesso.

A1.2. Altri danni all'Impianto a Vapore di El Centro (Ottobre 1979) [44]

Nel precedente capitolo A1.1 il terremoto di El Centro (1979) è stato considerato per i danni alle tubazioni. Altri danni alla stessa Centrale a Vapore sono i seguenti:

- le strutture in calcestruzzo non subirono danni apprezzabili; i danni osservati furono del tipo di cricature nel calcestruzzo, con un massimo alla giunzione fra un diaframma orizzontale ed una parete di taglio nell'edificio turbina (apertura di 25 mm); uno dei supporti di fondazione in calcestruzzo di un pilastro di acciaio del preriscaldatore d'aria si sbriciolò parzialmente ma non ci fu poi bisogno di una sostituzione completa;
- la caldaia dell'Unità 4 era del tipo sospeso con tiranti ed una struttura di controventamento: tre dei controventi subirono una deformazione plastica per carico di punta;
- le ciminiere in acciaio delle tre unità 1,2 e 3 subirono danni (stiramento plastico) ai bulloni inferiori di ancoraggio (bulloni da 1,2 pollici lunghi 1 pollice); i bulloni furono riserrati senza sostituzione;
- le pareti in mattoni con rinforzi metallici del laboratorio chimico subirono alcune cricature;
- componenti meccanici:

i componenti meccanici di impianto erano in generale ancorati in modo adeguato; il progetto aveva considerato la necessità di supporti laterali contro le azioni sismiche; d'altra parte, sulla base dell'esperienza pratica, gli ancoraggi specificati per componenti dei circuiti fluidodinamici sulla base di considerazioni termo-idrauliche sono di solito sufficienti anche per le azioni sismiche; solo due rotture furono osservate; una riguardò la forcella di un attuatore ad aria di una valvola da 4 pollici su una linea di vapore nell'Unità 43 (questo evento rappresenta un problema generale riguardante il comportamento sismico di attuatori pesanti di valvole montati a sbalzo senza supporti laterali); la seconda rottura interessò un filtro non ancorato in sala pompe delle Unità 1 e 2: il movimento del filtro danneggiò un piccolo tubo filettato; in alcuni casi fu osservata la presenza di snervamento su supporti in acciaio di vari scambiatori di calore e serbatoi orizzontali: in nessun caso, tuttavia, fu compromessa l'operabilità del componente e successivamente si procedette a rinforzi e riparazioni; due componenti non erano stati per errore sufficientemente ancorati e si mossero; in particolare, un preriscaldatore dell'acqua di alimento sul tetto di un edificio era stato ancorato soltanto ad una estremità, mentre all'altra era appoggiato su rulli: questi supporti a rulli slittarono lateralmente per 8-13 cm, senza danni a

tubazioni collegate (successivamente fu aggiunto un supporto laterale); alcuni trasformatori di forma allungata nel senso dell'altezza erano montati su ruote, con bulloni di ancoraggio di diametro relativamente piccolo ma provvisti di arresti sismici aggiuntivi (fazzoletti di lamiera o angolari) per prevenire il movimento laterale ed il capovolgimento: i bulloni di ancoraggio si snervarono in misura tale da far entrare in azione gli arresti sismici aggiuntivi senza perdita di funzionalità dei trasformatori; in generale pompe orizzontali, pompe verticali, serbatoi verticali su montanti di acciaio non subirono danni; di particolare interesse furono le pompe del condensato a pescaggio profondo con alberi di 6 metri di lunghezza, i cui ancoraggi erano stati rinforzati per resistere alle forze idrauliche di avviamento: esse non subirono danni.

- componenti elettrici:

i vari componenti elettrici, inclusi gli scaffali e gli armadi di appoggio, erano stati ancorati adeguatamente e, in generale, non ci furono guasti elettrici; una eccezione furono gli isolatori ceramici (un componente solitamente critico in caso di terremoto) del dispositivo parafulmine di alcuni trasformatori di uscita che si ruppero e dettero luogo a corto-circuiti; questi isolatori erano assimilabili a colonne verticali a sbalzo di circa 3 metri di altezza e si ruppero alla base; gli armadi contenenti componenti elettrici erano, si ripete, stati ancorati a terra adeguatamente: in particolare non era stata usata la cattiva pratica dei ancorarli con punti di saldatura occasionali o con ancoraggi basati sull'attrito, bensì gli ancoraggi erano tutti del tipo con bullone affogato nel calcestruzzo e dado;

- strutture speciali:

i serbatoi d'olio da circa 20 000 m³ furono danneggiati, in particolare alla giunzione fra tetto e parete laterale per il movimento di oscillazione dell'olio; essi, nonostante non ancorati a terra, non subirono spostamenti o danni alla base.

A1.3. Danni a serbatoi d'olio combustibile durante il terremoto di Prince Williams Sound, Alaska 1964 [45]

Il terremoto in questione è stato uno dei più distruttivi avvenuti in tempi relativamente recenti. Non ci furono attendibili registrazioni del moto vibratorio, ma si stima che le accelerazioni massime del terreno siano state superiori a 0,5 g; la caratteristica ancora più distruttiva del terremoto fu la sua durata eccezionale: più di quattro minuti.

I danni ai serbatoi furono di quattro tipi:

- imbozzamento a "zampa di elefante" della parete cilindrica vicino al fondo; in questo terremoto l'imbozzamento ha interessato gran parte della circonferenza di base, come se il momento ribaltante dovuto alle accelerazioni orizzontali ed al movimento del liquido fosse stato un vettore rotante (cosa plausibile vista la lunga durata del terremoto); vari serbatoi crollarono completamente;

- imbozzamento di tetti conici e delle parti superiori della parete cilindrica;

- danni ai tetti galleggianti ed ai relativi accessori

- danni a tubazioni collegate ai serbatoi; questi danni si sono preferenzialmente verificati in tubazioni prive della necessaria flessibilità vicino al collegamento con il serbatoio; per la maggior parte dei casi, i serbatoi non erano ancorati al basamento e la resistenza al movimento laterale era offerta dalla forma conica del fondo, con pendenza del 1% circa e dalla relativa aderenza con il sottostante basamento di calcestruzzo; questo metodo di vincolo laterale contro il terremoto è da alcuni preferito in quanto evita, per terremoti eccezionali, lo strappamento degli ancoraggi ed il conseguente danneggiamento del fondo con perdita del contenuto; in questo terremoto, tuttavia, alcuni serbatoi così vincolati si mossero per più di un metro, peraltro senza perdita di contenuto;

APPENDICE 2 : REVISIONE SISMICA MEDIANTE ISPEZIONE

A2.1. Potenzialità ed obiettivi

Questo metodo di qualificazione sismica consiste in una approfondita ispezione dell'impianto per identificare gli evidenti dettagli costruttivi che non soddisfano all'esigenza della resistenza al sisma senza perdita di funzione o di integrità. L'obiettivo dell'ispezione è in genere quello di garantire che l'impianto non presenti evidenti debolezze in caso di sisma a fronte dell'esigenza di evitare il rischio di incidenti o di perdita o arresto prolungato dell'impianto.

L'ispezione viene fatta da un gruppo di esperti che includa esperti in effetti dei terremoti sulle strutture ed i componenti, esperti degli aspetti di funzionalità e di sicurezza dell'impianto e geologi.

Le ispezioni sismiche vengono effettuate sia come complemento delle analisi sismiche dell'impianto, sia come primo passo di un esame iterativo di impianti già costruiti ma non progettati a fronte dei regolamenti e delle conoscenze più recenti.

Un' ispezione sismica è obbligatoria nel processo autorizzativo di impianti nucleari in Canada [41] ed è eseguita altrove come buona pratica o primo passo di una rivalutazione sismica di un impianto.

L'osservazione dei danni apportati da forti terremoti ad impianti industriali ha indicato che molti punti di vulnerabilità avrebbero potuto essere individuati e corretti, anche con moderato impegno economico, nel corso di una ispezione. L'esperienza indica che circa il 75% dei punti di vulnerabilità sono dovuti a errori di costruzione o di installazione.

A2.2. Sequenza delle azioni e metodo

La conoscenza delle possibili degenerazioni dei processi che hanno luogo nell'impianto e dei suoi aspetti di sicurezza, insieme con quella dei criteri sismici adottati nel progetto, è una base essenziale per un'efficace ispezione.

Una successione, quindi, di sedute conoscitive e di ispezioni vere e proprie sull'impianto costituisce l'approccio sequenziale delle attività più efficace.

Deve essere anche tenuta presente e valutata una lista di punti deboli di impianti simili evidenziati nel corso di passati terremoti o di analisi (cfr. punto 3 seguente).

Una sequenza di azioni tipica è la seguente:

1. Selezione del terremoto di riferimento
2. Determinazione del moto vibratorio del terreno.
3. Selezione del gruppo di rivalutazione. Il gruppo deve essere composto da membri esperti nel campo dell'ingegneria sismica assistiti da tecnici esperti dell'impianto. Il numero dei tecnici del gruppo dipende dalla complessità dell'installazione e deve coprire gli aspetti di ingegneria meccanica, elettrica, strutturistica e chimica con esperienza nella progettazione sismica di strutture, sistemi e componenti degli impianti; non deve mancare la disponibilità di una competenza geologico-geotecnica.
4. Raccolta ed analisi dei disegni e dei documenti di progetto. Questa attività molto spesso trova delle difficoltà in quanto a volte la documentazione è introvabile e diventa quindi necessario ricostruire le caratteristiche ed il lay-out dei sistemi mediante ispezione
5. Indagini nell'impianto per:
 - identificare le strutture e componenti e i sistemi critici, verificando in situ i criteri di selezione dei sistemi e componenti essenziali inizialmente scelti,
 - prove in situ mediante metodi semplificati (snap-back, prove d'urto ecc) aventi lo scopo di verificare le frequenze proprie, lo smorzamento, la bontà dei vincoli.
 - verificare l'assenza di interazione spaziale dei sistemi,
 - raccogliere dati per le successive analisi,
 - identificare i provvedimenti di miglioramento.
6. Eventuali analisi dinamiche semplificate per determinare:
 - il carico sismico dei componenti,
 - lo spostamento differenziale che essi possono tollerare
 - il livello di sollecitazione sui supporti.

Non deve meravigliare che gli esperti, nel corso delle ispezioni, usino anche elementari mezzi di prova sul posto. Infatti l'esperienza insegna che anche con semplici metodi è possibile avere un'idea delle frequenze proprie, della massima ampiezza di oscillazione sotto eccitazione moderata, dello smorzamento proprio, di possibili zone di impatto fra componenti, della mancanza o debolezza di organi di sospensione e di ancoraggio e dell'amplificazione di un movimento oscillatorio di un componente su componenti collegati. Sistemi con frequenze di vibrazione alte (rigidi), smorzamenti alti e basse ampiezze di vibrazione sono in genere ritenuti come ben progettati e realizzati. Sono a tal fine applicati dispositivi portatili di eccitazione e di analisi vibratoria. Nei casi dubbi, bisogna evidentemente passare ad analisi o a prove più complete.

L'atteggiamento generale del gruppo di ispezione sarà quello del "buon marinaio" che si assicura che ogni oggetto sulla sua nave sia ben fissato prima di affrontare il mare grosso.

A2.3. Punti di vulnerabilità tipici e provvedimenti migliorativi

La Tabella allegata elenca una serie di punti di vulnerabilità tipici, dell'effetto temuto del sisma relativo alla parte di impianto interessata e delle soluzioni migliorative tipicamente adottate.

TABELLA

COMPONENTE	EFFETTO	SOLUZIONE
Strutture su pendii o in prossimità di pendii	Rischio di frana	Consolidare i pendii, migliorare il regime idraulico delle acque piovane (canali di guardia ecc.)
Terreno di fondazione composto da sabbie sature d'acqua e a granulometria uniforme	Pericolo di liquefazione	Consolidare il terreno, abbassare il livello di falda; per impianti nuovi, spostare la struttura lateralmente o abbassare la quota del piano di fondazione
Impianti in prossimità di altre opere (dighe, altri impianti ecc.) vulnerabili dal terremoto	Effetto domino	Ridurre il rischio agendo sulle altre opere o sulla protezione di parti critiche dell'impianto
Fondazioni discontinue (ad es. plinti) ad elementi non collegati	Movimenti relativi degli elementi di fondazione e crollo	Collegare gli elementi di fondazione
Pareti di compartimentazione in blocchi di cemento o mattoni	Rischio di crollo per insufficiente vincolo laterale	Ricostruire o rinforzare le pareti; sostenerle con reti cementate in aderenza; ancorare al pavimento o a strutture di acciaio di intelaiatura esistenti
Parti strutturali orizzontali non ancorate lateralmente alle strutture verticali (solai appoggiati con supporti di gomma, pavimenti ancorati a strutture senza cordoli perimetrali ecc.)	Perdita di sostegno e crollo	Aggiungere catene o altri tipi di collegamento
Strutture elevate e snelle (camini, antenne, torri)	Collasso per eccessiva deformabilità ed effetto P-Delta (aumento del momento flettente dovuto al peso ed alla deformazione laterale della struttura)	Aggiungere stralli, puntoni di sostegno o altri mezzi di ancoraggio laterale
Supporti per strumentazione o piattaforme per componenti	Scarso sostegno laterale	Aggiungere controventature o ancorare alle pareti
Passerelle portacavi sospese o sostenute da mensole	Eccessiva flessibilità, insufficiente ancoraggio contro movimenti laterali, mancanza di protezione da oggetti cadenti	Aggiungere controventi, ancorare a pareti, ancorare le estremità e le curve a 90°, aggiungere coperture protettive, saldare i punti di giunzione di tratti di passerella diversi
Ancoraggi ad espansione invece che annegati nel calcestruzzo	Estrazione in caso di terremoto	Qualificare con prove locali, sostituire o rinforzare con ancoraggi più resistenti, usare bulloni di ancoraggio più resistenti, installare ancoraggi ridondanti
Sospensioni di tubazioni	Scarsa resistenza laterale, gli accoppiamenti avvitati potrebbero svitarsi in caso di sisma	Aggiungere ancoraggi laterali o smorzatori, rimpiazzare le aste rigide con aste oscillanti e opportuni limitatori di spostamento laterale
Serbatoi (atmosferici) per liquidi	Rischio di eccessiva oscillazione del liquido con possibilità di: urto del liquido sul tetto e strappamento degli attacchi a terra o rottura del tetto e fuoriuscita di liquido, collasso per instabilità delle pareti laterali per momento flettente sul complesso del serbatoio (deformazioni a zampa di elefante) ecc.	Verificare i serbatoi ai possibili effetti, rinforzare gli attacchi a terra e i vincoli del tetto, aggiungere diaframmi interni per limitare le oscillazioni di liquido

Supporti per serbatoi e componenti su gambe	Gambe non controventate, ancoraggi singoli per ogni gamba	Aggiungere controventi, raddoppiare gli ancoraggi, ancorare lateralmente alle pareti
Smorzatori di vibrazione	Insufficienti, non protetti da danneggiamento	Aggiungere smorzatori, aggiungere maniche di protezione
Valvole o loro attuatori molto alti	Deformazioni eccessive in caso di sisma	Aggiungere smorzatori o ancoraggi laterali
Condotti aerei	Collasso su componenti essenziali alla salvaguardia del processo o alla sicurezza	Rinforzare i giunti dei condotti, aggiungere fermi alle estremità, migliorare i supporti, aggiungere cavi di riserva
Piccole valvole, indicatori, accessori a sbalzo	Rischio di essere strappati	Vincolare il componente o usare connessioni più corte
Piccole tubazioni o condotti in derivazione	Alta amplificazione; rischio di rottura	Limitatori di spostamento; buon ancoraggio; giusta flessibilità
Tubi verticali con supporti e punti di ancoraggio molto distanziati	Eccessiva flessibilità orizzontale	Aggiungere supporti laterali, in modo tale, comunque, che i tubi possano assorbire gli spostamenti differenziali imposti ai punti di ancoraggio
Opere lineari (tubi o collegamenti elettrici) ancorate a edifici o a strutture adiacenti non collegate	Pericolo di tranciamento dei tubi o dei cavi per movimenti relativi delle strutture/edifici adiacenti	Assicurare deformabilità e lasco alle opere lineari per assorbire senza rottura gli spostamenti relativi degli ancoraggi
Apparecchi di illuminazione sovrastanti (tubi fluorescenti e lampade a vapore di mercurio)	Potrebbero cadere sopra o sbattere contro apparecchiature di sicurezza	Aggiungere vincoli laterali; chiudere i ganci di sospensione di catene;aggiungere coperture protettive
Armadi, banchi, rastrelliere e centri di alloggiamento di componenti elettrici/elettronici	Troppo deboli; porte di vetro;ancoraggio inadeguato; cerniere e chiusure insufficienti; pannelli di chiusura superiore non protetti dalla caduta di oggetti	Irrigidire i telai;migliorare cerniere e chiusure; irrobustire gli ancoraggi; unire armadi fra di loro; rinforzare le parti di chiusura superiore
Tubazioni correnti; piccole tubazioni e condotti elettrici; piccole valvole e accessori	Troppo flessibili; non ancorate sistematicamente alle pareti; insufficiente separazione fra gruppi diversi di componenti ridondanti per ragioni di sicurezza o di continuità del processo	Modificare percorsi se necessario; migliorare attacchi e supporti
Refrigeratori, riscaldatori, monitor e altoparlanti locali in posizione elevata	Rischio di caduta su componenti critici sottostanti; eccessiva instabilità	Migliorare i supporti; aggiungere sostegni laterali; aggiungere cavi di riserva
Linee e serbatoi d'acqua, combustibile o lubrificante	Rischio di rottura e di conseguente allagamento o incendio	Migliorare i controventi di supporto; aggiungere soglie di protezione e adeguato drenaggio, spruzzatori, sistemi antincendio
Bombole di gas ad alta pressione	Rischio di caduta e di rottura delle valvole con conseguente effetto-missile	Ancorare le bombole e le rastrelliere di stoccaggio
Morsetti ed ancoraggi per tubi o pompe	Rischio di rottura o di allentamento	Valutare la necessità di aggiungere ridondanza e adeguato precarico agli ancoraggi critici
Distacchi fra edifici adiacenti	Impatto fra edifici	Assicurare abbastanza spazio di intercapedine o usare distanziatori ammortizzanti

Componenti critici per la sicurezza o per il processo vicini a componenti o strutture non critiche	Rischio di collasso di componenti o strutture ordinarie su quelle critiche	Aumentare la distanza di separazione; ingabbiare o barricare i componenti critici; proteggere in altro modo i componenti critici; ancorare le strutture o i componenti ordinari per prevenirne il collasso; aggiungere componenti critici di riserva ben separati da quelli esistenti e dalle strutture o componenti non critici
Banchi di batterie elettriche	Batterie necessarie in caso di emergenza potrebbero cadere	Rinforzare i banchi delle batterie ed ancorarli; vincolare le batterie ai banchi; collocare le batterie più vicine al pavimento
Gru ed altri apparecchi di sollevamento	Il carico potrebbe urtare lateralmente o cadere su componenti critici	Strallare i ganci e abbassare i carichi sospesi su aree sicure
Carri - ponte	Rischio di deragliamento dalle rotaie	Aggiungere fazzoletti di lamiera saldata per impedire il deragliamento
Scale e ringhiere	Potrebbero crollare insieme con eventuali apparecchiature critiche poste su di esse o ad esse attaccate	Mettere in sicurezza e ancorare scale e ringhiere; montare componenti critici su supporti secondari
Serbatoi di aria strumenti	Rischio di perdita di aria compressa per apparecchiature critiche	Sostenere adeguatamente le valvole di non ritorno; migliorare gli ancoraggi
Penetrazioni di pareti di edifici o di pozzetti in opere lineari interrate	Rischio di strappamento o di taglio dovuti al movimento degli edifici o dei pozzetti	Aumentare i giochi attorno alle penetrazioni; usare supporti soffici; installare terminali flessibili o soffiotti
Collegamenti elettrici	Lo spostamento di componenti può strappare connessioni rigide di condotti	Aggiungere brevi tratti di cavo corazzato e rivestito in tutti i punti di connessione; assicurare deformabilità e tratti laschi
Isolatori di porcellana nei quadri elettrici all'aperto	Rischio di rottura e di perdita di alimentazioni elettriche	Evitare gli isolatori fragili di porcellana in sistemi elettrici critici
Protezioni a galleggiante "Bucholtz" di trasformatori elettrici contro il cortocircuito interno	L'oscillazione del liquido può attuare la protezione e disconnettere il trasformatore	Adottare altri tipi di protezione o diaframmi che limitino le oscillazioni del liquido
Controsoffitti sospesi; oggetti mobili non ancorati	Rischio di danno al personale o ai componenti critici	Ancorare soffitti e mobili; aggiungere soglie e ringhiere ai banchi di appoggio

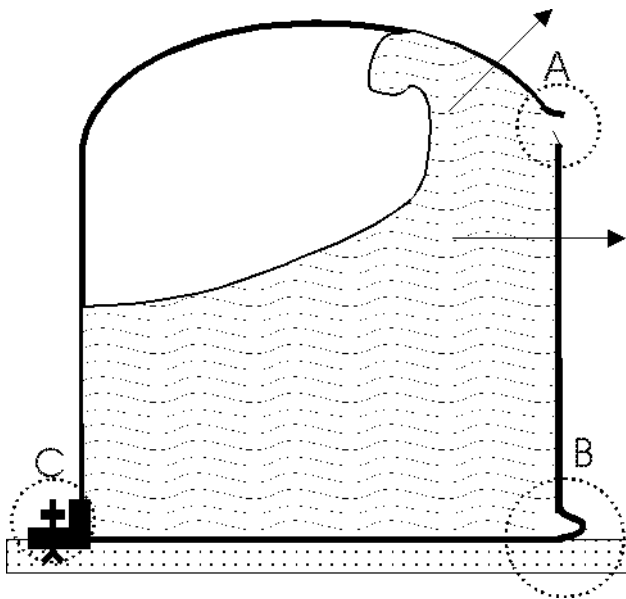


Figura 1 . Danni tipici su un serbatoio

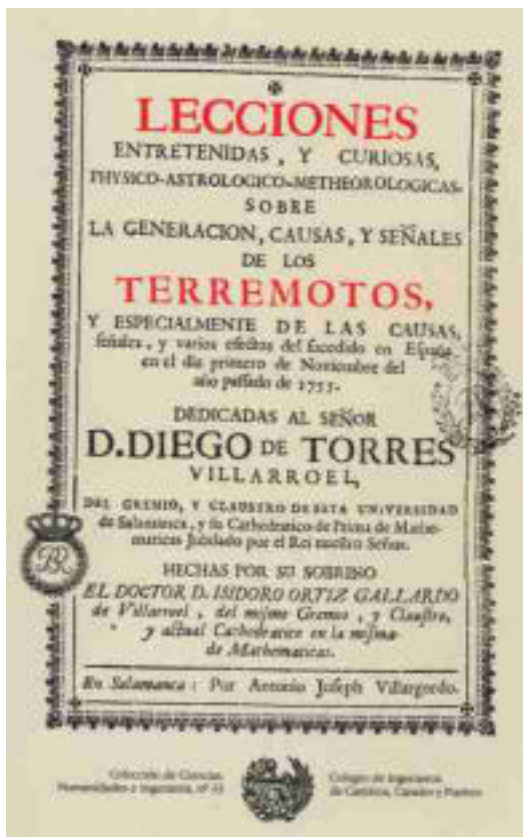


Figura 2. La copertina del riferimento bibliografico [10]

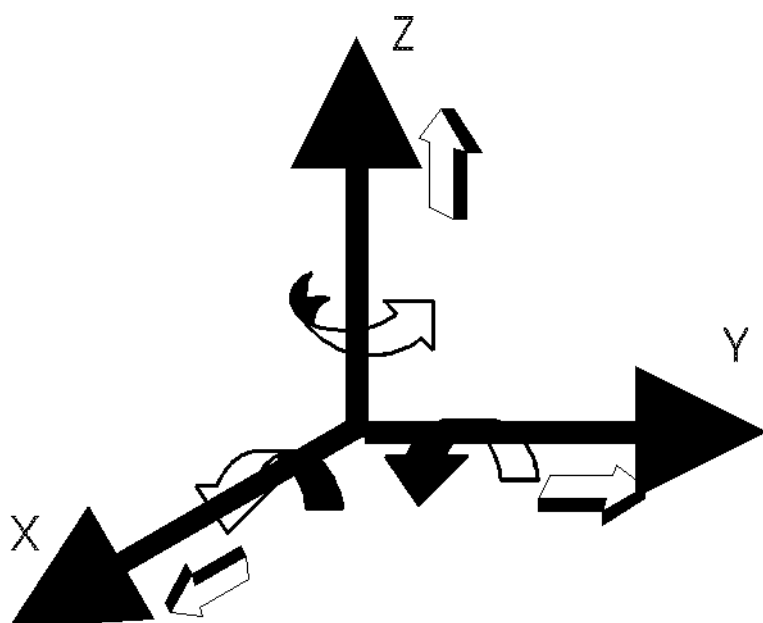


Figura 3. I sei gradi di libertà in un punto

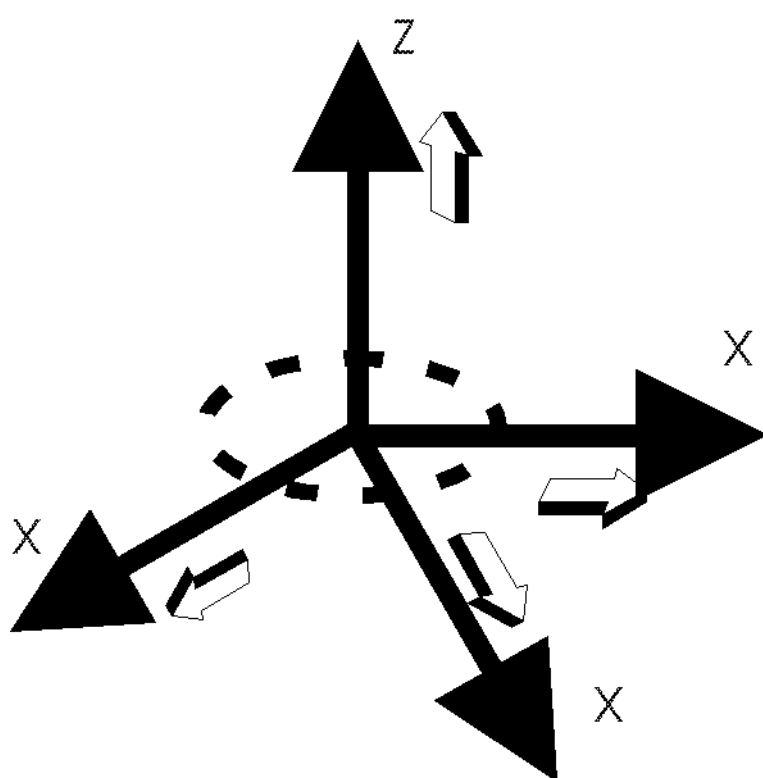


Figura 4. I due gradi di libertà usati

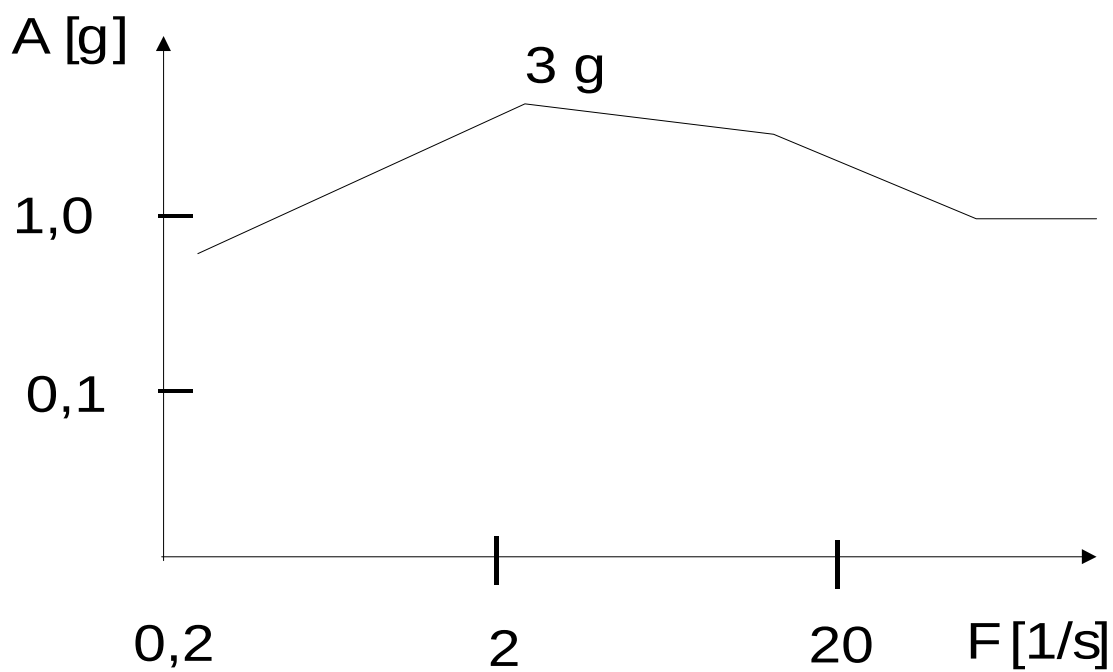


Figura 5. Spettro di progetto per impianti nucleari (smorzamento = 5%)

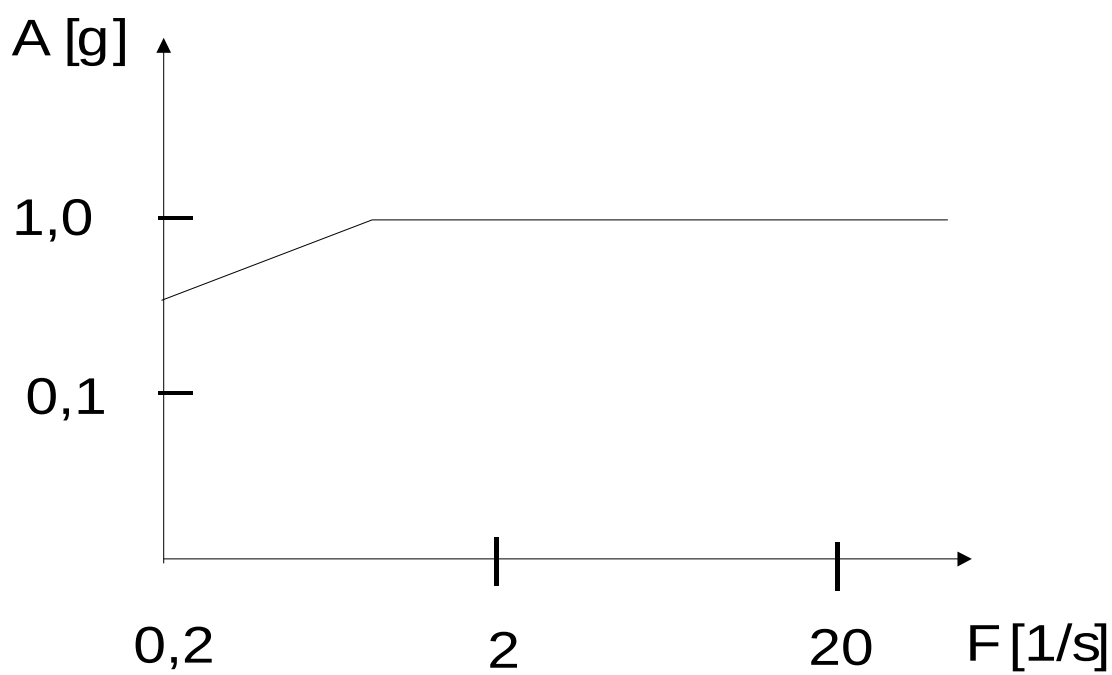


Figura 6. Spettro di progetto della normativa italiana

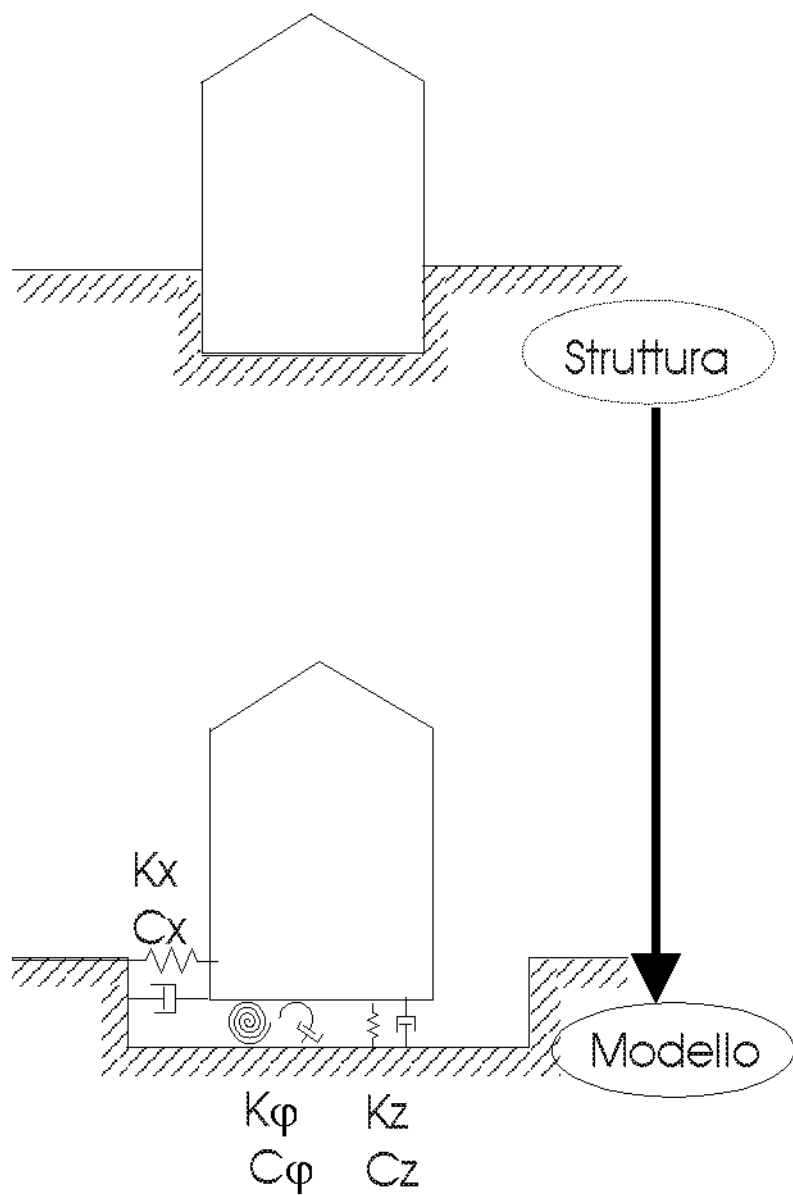


Figura 7. Molle e smorzatori equivalenti per simulare interazione suolo - struttura inerziale

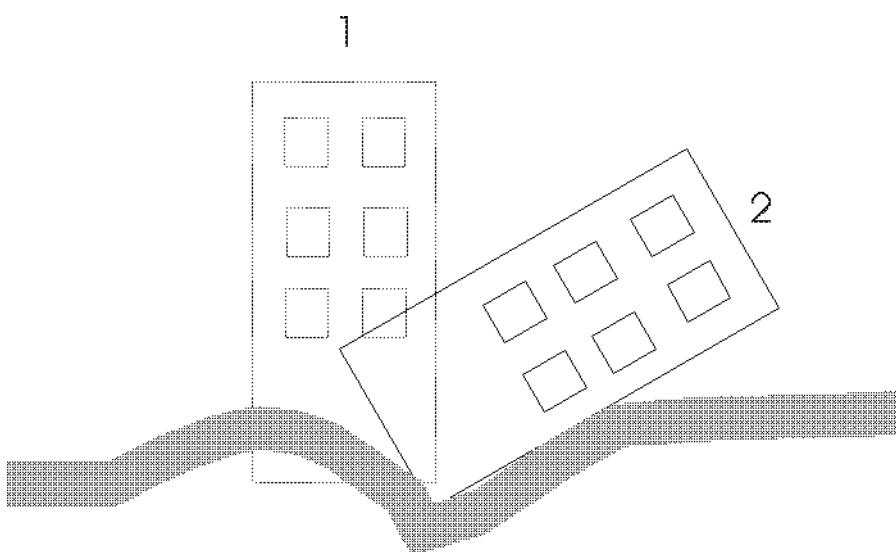


Figura 8. Tipici effetti della liquefazione nel terremoto di Niigata del 1964



Figura 9. Carro-ponte : fazzoletto di lamiera saldata