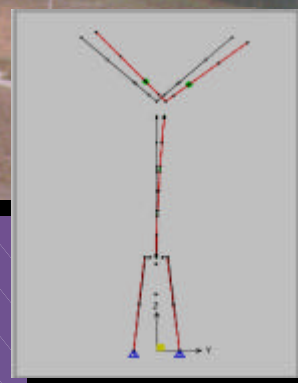
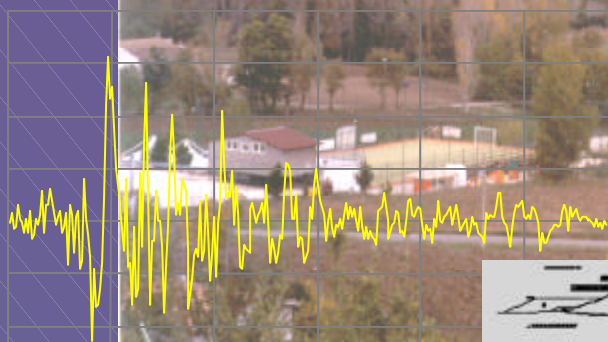
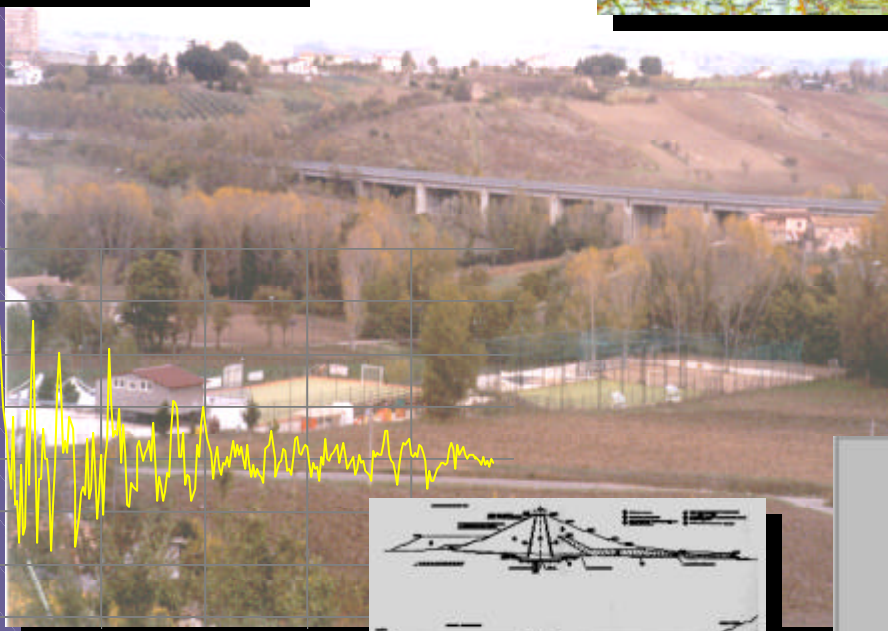
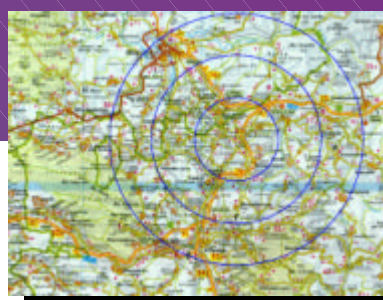


Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti

VIA

Riduzione della Vulnerabilità Sismica dei Sistemi Infrastrutturali ed Ambiente Fisico

Rapporto Attività Primo Anno (2000-2001)



A cura di:
D. Bolognini e A. Pavese



INDICE DEI CONTRIBUTI

Task 1 - Input Sismico e Effetti di Sito

Contributo a cura di:

- **Dott. A. Herrero, ING - UniNA-DSF (Coordinatore)**
- *UniCAL-DDS* *Prof. F. Silvestri*
- *UniNA-DIG* *Prof. F. Vinale*

1 Studio della pericolosità sismica	Pag. 2
1.1 <i>Metodi usati per la stima della pericolosità</i>	<i>Pag. 2</i>
1.2 <i>Legge di attenuazione</i>	<i>Pag. 2</i>
1.3 <i>Applicazioni alla zona test</i>	<i>Pag. 4</i>
2 Non Sincronismo	Pag. 8
2.1 <i>Teoria con un'onda piana in un mezzo omogeneo</i>	<i>Pag. 8</i>
2.2 <i>Metodo numerico</i>	<i>Pag. 9</i>
3 Effetti nella vicinanza della faglia	Pag. 11
4 Obiettivi raggiunti e congruenza con gli impegni assunti nel programma	Pag. 12
5 Bibliografia	Pag. 12

Task 2 – Vulnerabilità Ambiente Fisico

Contributo a cura di:

- **Prof. F. Silvestri, UniCAL-DDS (Coordinatore)**
- *UniNA-DIG* *Prof. F. Vinale*
- *ANAS* *Ing. A. Capuani*

1. Premessa	Pag. 14
2. Metodologie di analisi e zonazione: approccio generale	Pag. 14
3. Analisi e zonazione del rischio frana	Pag. 14
3.1 <i>Metodi di Livello I: esistenza e individuazione della tipologia di rischio</i>	<i>Pag. 15</i>
3.2 <i>Metodi di Livello II: analisi pseudo-statica</i>	<i>Pag. 16</i>
3.3 <i>Metodi di livello III: analisi dinamica semplificata</i>	<i>Pag. 16</i>
3.4 <i>Metodi di livello IV: analisi dinamica evoluta</i>	<i>Pag. 17</i>
4. Studi sull'area campione	Pag. 18
4.1 <i>Caratteri geologici e geomorfologici essenziali</i>	<i>Pag. 18</i>
4.2 <i>Osservazioni sui fenomeni di deformativi prodotti dall'evento Irpino-Lucano 1980</i>	<i>Pag. 20</i>
4.3 <i>Individuazione siti di interesse nell'area campione</i>	<i>Pag. 21</i>
5. Obiettivi raggiunti e congruenza con gli impegni assunti nel programma	Pag. 22
6 Bibliografia	Pag. 22

Task 3 - Produzione del GIS e Catalogazione a Livello Nazionale

Contributo a cura di:

- **Prof. R. Galetto, UniPV-DIET (Coordinatore)**
- *tutte le Unità di Ricerca*

1. Il compito del Task 3 nell'ambito del Progetto.	Pag. 24
2. Definizione del modello concettuale di GIS.	Pag. 24
2.1 <i>Definizione del GIS che viene realizzato.</i>	<i>Pag. 24</i>
2.2 <i>Funzionalità del GIS.</i>	<i>Pag. 25</i>
2.2.1 <i>Acquisizione dati</i>	<i>Pag. 25</i>
2.2.2 <i>Elaborazioni</i>	<i>Pag. 26</i>
2.2.3 <i>Rappresentazioni tematiche</i>	<i>Pag. 26</i>
3. Definizione dell'area test.	Pag. 26
4. Acquisizione dei dati di impianto di conoscenza del territorio per l'area test.	Pag. 26
5. Scelta, acquisto e installazione della strumentazione hardware e software	Pag. 28
6. Impostazione del GIS e prime elaborazioni.	Pag. 29
7 Obiettivi raggiunti e congruenza con gli impegni assunti nel programma	Pag. 31
8 Bibliografia	Pag. 31

Task 4 - Vulnerabilità delle Reti Viarie

Contributo a cura di:

- **Prof. P.E. Pinto, UniROMA1-DISeG (Coordinatore)**
- *UniPV-DMS Prof. G.M. Calvi*
- *UniNA-DIG Prof. F. Vinale*

1 Introduzione	Pag. 33
2 Contributo dell'Unità di Roma: una procedura per la valutazione del rischio sismico di sistemi strutturali	Pag. 33
3 Contributo dell'Unità di Pavia: valutazione della vulnerabilità strutturale ed implementazione del codice SVVS	Pag. 38
4 Contributo dell'Unità di Napoli: esame della letteratura di settore, caratterizzazione della risposta meccanica dei terreni ed esame delle opere geotecniche	Pag. 44
5 Obiettivi raggiunti e congruenza con gli impegni assunti nel programma	Pag. 48
6 Bibliografia	Pag. 48

Task 5 – Vulnerabilità delle Reti Elettriche

Contributo a cura di:

- **Prof. R. Giannini, UniROMA3-DiPSA (Coordinatore)**
- *UniROMA1-DiSeG* *Prof. P.E. Pinto*

1 Stato dell'arte sulla valutazione del rischio sismico delle reti elettriche e delle metodologie adottate o proposte per la sua riduzione	Pag. 53
2 Dati relativi alla rete ENEL ad alta e media tensione necessari per la valutazione del rischio della rete	Pag. 57
3 Curve di fragilità per le apparecchiature elettriche	Pag. 58
4 Individuazione dei dispositivi ritenuti più adatti alla protezione sismica delle apparecchiature elettriche	Pag. 59
4.1 <i>Sistema con molle elicoidali e smorzatori viscoelastici della Gerb</i>	<i>Pag. 59</i>
4.2 <i>Sistema Wire Rope della Elidine</i>	<i>Pag. 60</i>
5 Modellazione agli elementi finiti	Pag. 61
6 Conclusioni e programmi	Pag. 62
7 Obiettivi raggiunti e congruenza con gli impegni assunti nel programma	Pag. 63
8 Bibliografia	Pag. 63

Task 6 - Vulnerabilità degli Impianti Industriali

Contributo a cura di:

- **Prof. G. Manfredi, UniNA-DAPS (Coordinatore)**
- *UniPV-DMS* *Prof. G.M. Calvi*
- *UniROMA1-DiSeG* *Prof. P.E. Pinto*
- *UniROMA3-DiPSA* *Prof. R. Giannini*

1 Prodotti previsti per il I ANNO	Pag. 67
2 Descrizione dell'attività	Pag. 67
2.1 <i>Strutture prefabbricate</i>	<i>Pag. 67</i>
2.2 <i>Impianti industriali</i>	<i>Pag. 68</i>
2.2.1 <i>Aspetti strutturali</i>	<i>Pag. 68</i>
2.2.2 <i>Scenario post-sisma</i>	<i>Pag. 69</i>
3 Obiettivi raggiunti e congruenza con gli impegni assunti nel programma	Pag. 70
3.1 <i>Strutture prefabbricate</i>	<i>Pag. 70</i>
3.2 <i>Impianti industriali</i>	<i>Pag. 72</i>
3.2.1 <i>Aspetti strutturali</i>	<i>Pag. 72</i>
3.3 <i>Analisi di Scenario</i>	<i>Pag. 73</i>
4 Bibliografia	Pag. 74

Task 7: Vulnerabilità delle Dighe in Terra

Contributo a cura di:

- *Prof. F. Vinale, UniNA-DIG (Coordinatore)*

- *UniCAL-DDS Prof. F. Silvestri*

1 Introduzione	Pag. 77
2 Tipologie di danno indotte su dighe in terra da eventi sismici	Pag. 77
3 Diversi approcci alla modellazione del problema	Pag. 79
4 Diga Campione	Pag. 83
5 Attività di ricerca futura	Pag. 84
6 Obiettivi raggiunti e congruenza con gli impegni assunti nel programma	Pag. 84
7 Bibliografia	Pag. 90

Task 1

INPUT SISMICO E EFFETTI DI SITO

Task 1 - Input sismico e effetti di sito

- *Coordinatore: Dott. A. Herrero, ING - UniNA-DSF*
- *Partecipanti al Task:*

<i>UniCAL-DDS</i>	<i>Prof. F. Silvestri</i>
<i>UniNA-DIG</i>	<i>Prof. F. Vinale</i>

Il ruolo di questa task nell'ambito del progetto VIA è di fornire l'input sismico alle altre task. In particolare deve definire al meglio la pericolosità sismica nella zona test, principalmente in funzione della posizione delle opere scelte come esempi. Il secondo obiettivo riguarda lo sviluppo di metodi originali per affinare alcuni aspetti della stima della pericolosità sismica, come ad esempio lo studio dell'effetto del non sincronismo su strutture estese. Il primo anno è servito a scegliere i metodi più adeguati al compito richiesto, a raccogliere le informazioni disponibili sulla sismicità passata e presente intorno alla zona test. Infine la task ha iniziato a fornire i primi risultati sia per l'input sismico specifico alla zona test che per lo studio teorico della stima della pericolosità sismica.

1 Studio della pericolosità sismica

1.1 Metodi usati per la stima della pericolosità

La stima della pericolosità sismica si divide in genere in due categorie. La prima, conosciuta sotto il nome di approccio probabilistico (Cornell, 1968), si basa sulla definizione di zone sismogenetiche caratterizzate da una sismicità omogenea rispetto alla legge di Gutenberg-Richter (Fig. 7). Il secondo approccio è di tipo deterministico e si basa sul calcolo sintetico di accelerogrammi a partire dalla definizione di un modello di sorgente cinematica.

Sono stati usati tre diversi approcci per la determinazione dell'input sismico. Il primo, di tipo puramente deterministico, è utilizzato per il calcolo di accelerogrammi sintetici, generati da diverse sorgenti storiche e riguarda un numero limitato di punti della zona test associati ad opere di interesse per il progetto. I due ultimi approcci sono di tipo probabilistico. Per testare i metodi messi a punto negli altri Tasks si è deciso di creare una banca dati di accelerogrammi osservati.

L'ultima strada che verrà seguita è un lavoro di raffinamento della mappa di pericolosità sismica. Siccome non è possibile ridurre la dimensione delle zone sismogenetiche, è stato scelto di includere più informazioni a priori come ad esempio il tipo di meccanismo focale (trascorrente o normale), la direzione delle faglie e la profondità ipocentrale.

Il calcolo della pericolosità sismica della zona test si basa su un approccio deterministico in cui le accelerazioni prodotte da una sorgente data sono calcolate usando un modello cinematico di sorgente (Herrero & Bernard, 1994). Questo approccio permette inoltre di modellare tutte le configurazioni sorgente-sito. Per calibrare il metodo i risultati saranno comparati con i dati registrati durante un terremoto conosciuto vicino alla zona test (Irpinia 1980, figura 8).

La modellistica di dati "strong motion" si divide in genere in tre parti. La prima riguarda la modellistica della sorgente cinematica stessa, la seconda tiene conto della propagazione delle onde della sorgente, l'ultima riguarda un eventuale effetto di sito. Questo primo anno è stato focalizzato sulla prima parte e sulla scelta del metodo da operare per la seconda parte.

Il modello di sorgente sismica usato in questo progetto deriva dal modello "k-square" di Herrero & Bernard (1994). La funzione di Green associata ad ogni sorgente puntiforme è calcolata con la teoria del raggio. Anche se questa approssimazione è sufficiente per quanto riguarda il valore di PGA, essa può rappresentare un limite per ottenere forme d'onda realistiche.

Un ruolo importante è rivestito dalla creazione di una banca dati di accelerogrammi, allo scopo di fornire un'ampia gamma di forme d'onda, piuttosto che un campionamento esaustivo dello spazio magnitudo - distanza. Questi accelerogrammi saranno estratti principalmente dalla banca dati Europea (Ambraseys et al., 2000, Fig. 2). Tale banca dati consente anche di discriminare gli eventi in base alle condizioni del sito. Gli accelerogrammi registrati durante il terremoto dell'Irpinia (1980) saranno tutti inclusi nell'estrazione.

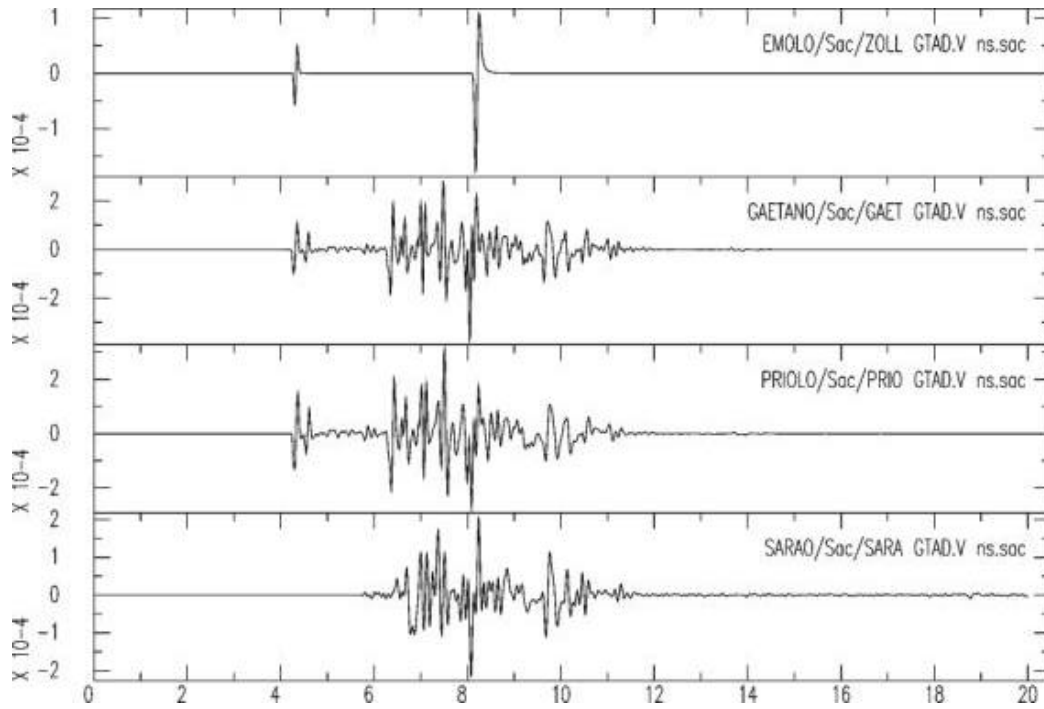


Figura 1 : Paragone di funzioni di Green sintetiche ottenute con quattro diversi metodi di calcolo. La prima funzione è il risultato ottenuto con la teoria dei raggi (campo farfield) utilizzato fino adesso. La seconda è stata calcolata con il programma AXITRA, basato sulla somma di onde piane.

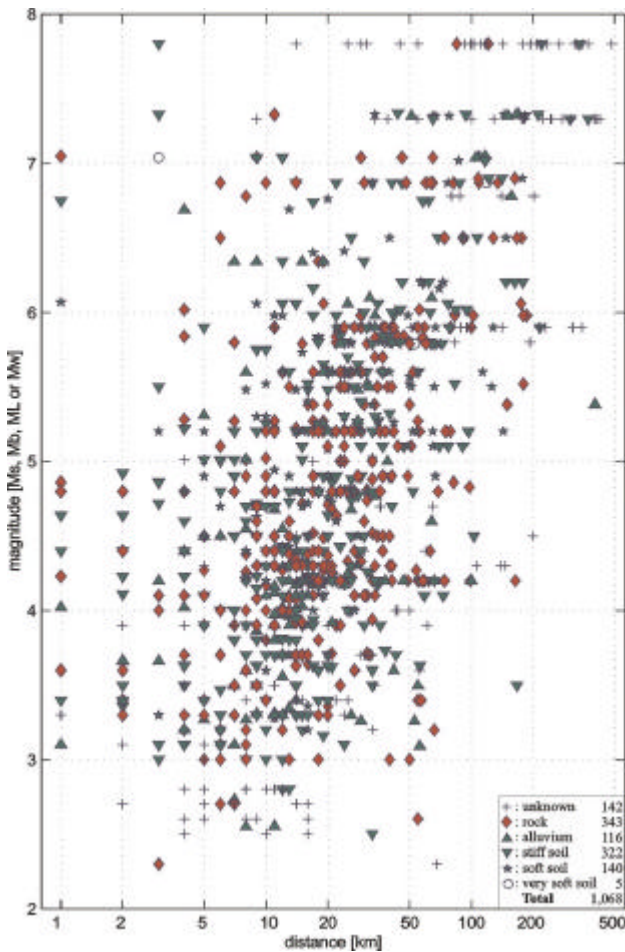


Figura 2 : Rappresentazione della banca dati europea di accelerogrammi in un grafico distanza – magnitudo (Ambraseys et al., 2000).

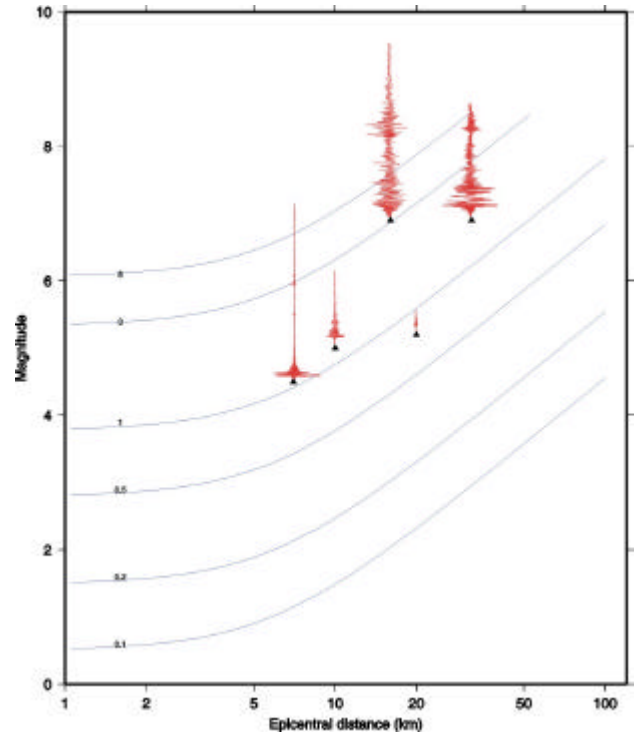


Figura 3 : Esempi di accelerogrammi riportati su un grafico distanza – magnitudo. Le curve rappresentano la legge di attenuazione di Sabetta & Pugliese (1987).

1.2 Legge di attenuazione

È stato effettuato uno studio allo scopo di verificare la possibilità di introdurre informazioni a priori nelle leggi di attenuazione classiche che, attualmente, tengono conto di pochi parametri, quali la magnitudo, la distanza epicentrale ed un fattore costante per gli effetti di sito (Sabetta e Pugliese, 1987). È importante introdurre parametri aggiuntivi come il pattern di radiazione, il meccanismo focale, l’effetto di direttività e la finitezza della faglia, al fine di raffinare i valori di PGA. In particolare le leggi di attenuazione classiche in Italia non tengono conto del pattern di radiazione (RP). Nel caso di due tipi di faglia, una normale ed una trascorrente, il rapporto del RP calcolato, per le onde P ed S non è costante al variare della distanza epicentrale e raggiunge anche valori dell’ordine di 2 nel caso delle onde SH.

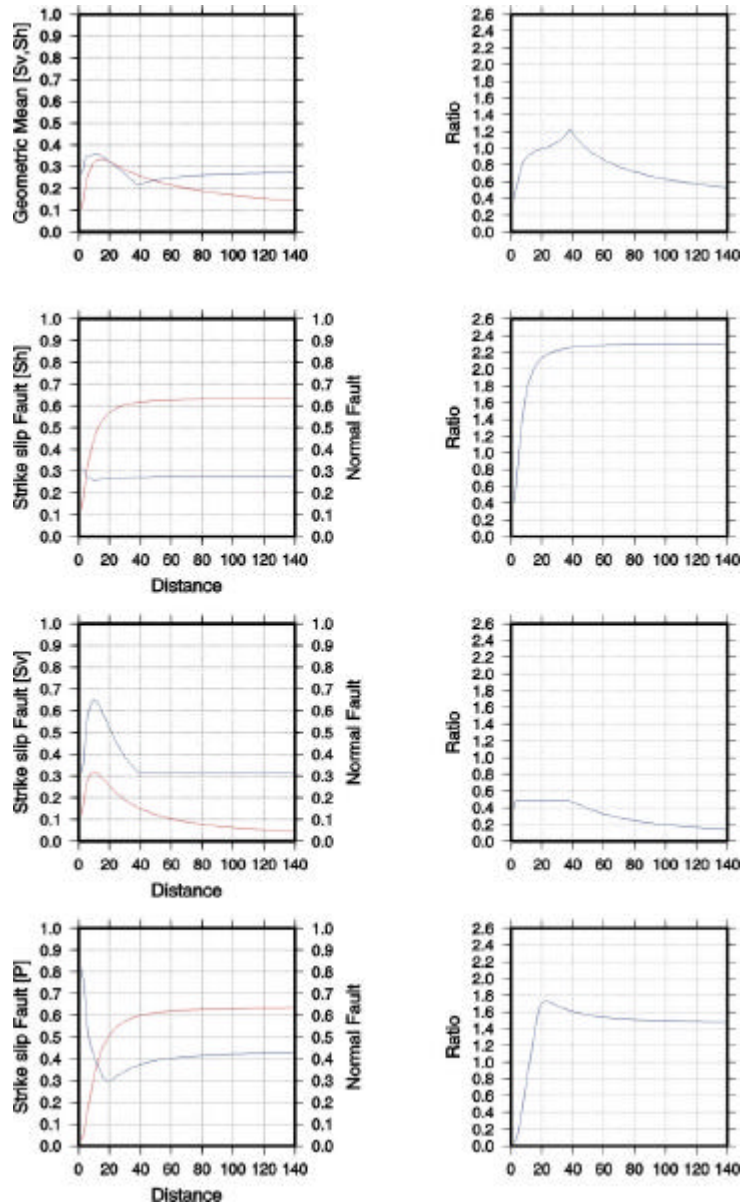


Figura 4 : A sinistra è rappresentato il valore della radiazione sismica media (integrata sullo strike) per due diversi meccanismi focali in funzione del tipo d’onda (P, SV o SH); a destra, il rapporto fra le due curve in funzione della distanza epicentrale.

1.3 Applicazioni alla zona test

L’area test selezionata nell’ambito del progetto VIA è localizzata ai margini settentrionali dell’Appennino Campano-Lucano. Essa è situata fra le città di Benevento ed Avellino. Il centro della

zona è Pietrafusa e il raggio della zona di interesse varia in funzione del tipo di opera considerato (rete stradale, rete ferroviaria, etc)

L'Appennino Campano-Lucano è uno dei settori della catena appenninica a maggiore potenziale sismogenetico. L'analisi dei dati macrosismici relativi ai maggiori terremoti storici e di sismicità strumentale indica che in Appennino la sismicità è concentrata in una fascia di circa 30 km di larghezza centrata sull'asse della catena appenninica e di direzione NW-SE.

Le direzioni del campo di stress attuale determinate a partire dall'analisi dei meccanismi focali dei maggiori terremoti di epoca strumentale ($M > 4$) e della deformazione della sezione di perforazioni per ricerca di idrocarburi, indicano che la catena è soggetta ad un regime di stress regionale estensionale di direzione NE (Amato e Montone, 1997).

Il quadro sismotettonico appare quindi caratterizzato da: a) strutture sismogenetiche principali, di direzione NW-SE, con meccanismi di rottura secondo faglia normale, sorgenti di terremoti di elevata magnitudo ($6 < M < 7$); b) strutture sismogenetiche secondarie, localizzate ai margini delle strutture principali con direzione ortogonale alla catena, con meccanismi di rottura prevalentemente trascorrenti e sorgenti di terremoti di magnitudo moderata ($M < 6$) (Valensise et al., 1993).

Alla prima categoria si può associare la sorgente del terremoto Campano-Lucano del 1980 ($M_s = 6.9$), mentre la sorgente responsabile del terremoto di Potenza del 1990 ($M_s = 5.4$) può essere associata alla seconda. Inoltre, come indicato dalle profondità ipocentrali sia dei terremoti di magnitudo moderata/elevata (incluse le repliche di questi ultimi), sia della sismicità di fondo, il seismic belt appenninico raggiunge i 15 km di spessore.

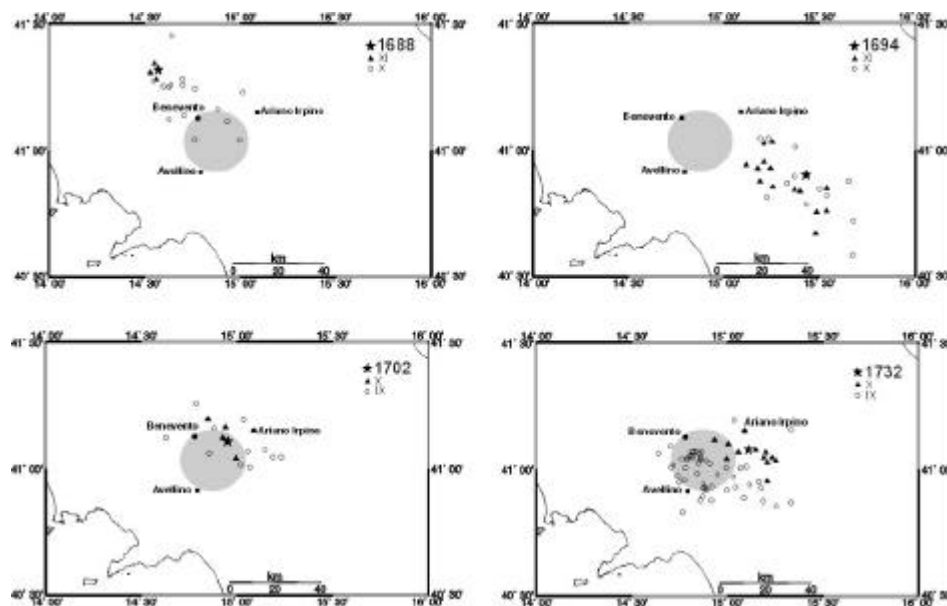


Figura 5 : Dati macrosismici associati ai quattro terremoti storici distruttivi nell'area della zona test, rappresentata in grigio.

Ai fini della definizione delle sorgenti sismiche d'interesse per uno studio di scenario nell'area test, sono stati consultati i cataloghi macrosismici disponibili (NT4.1, CPT, CFT1) realizzati nell'ambito di precedenti progetti del GNDT. Quale parametro discriminante per la selezione degli eventi storici da prendere in considerazione è stata scelta la massima intensità locale osservata nell'area test e fissata una soglia pari a IX MCS. I terremoti storici avvenuti negli ultimi cinque secoli che ricadono in questa classe sono gli eventi del 1688 ($I=X$), 1694 ($I=IX$), 1702 ($I=X$) e del 1732 ($I=X$) (Fig. 5). Naturalmente, a questi eventi storici vanno aggiunti i maggiori terremoti avvenuti in epoca strumentale, cioè i terremoti Irpini del 1930 ($M_s = 6.7$), del 1962 ($M_s = 6.1$) e del 1980 ($M_s = 6.9$) (Fig. 6).

Per quel che concerne l'identificazione delle sorgenti sismiche responsabili degli eventi storici precedentemente citati si è proceduto analizzando congiuntamente dati bibliografici geologici, geomorfologici e macrosismici. Come risultato di questa analisi è stato possibile associare ad una

faglia attiva ben nota in letteratura solo l'evento del 1732 (faglia del F.Ufita). Diversamente, i dati disponibili permettono di associare ciascuno dei tre restanti eventi solo ad una struttura sismogenetica (la posizione, direzione ed immersione della sorgente sono quindi compresi in un intervallo di valori).

Nell'ultima fase si è proceduto alla parametrizzazione delle sorgenti sismiche, ossia all'attribuzione di parametri geometrici, quali la lunghezza (L) e la larghezza (W), e della dislocazione finale media $\langle \Delta u \rangle$ (per quel che concerne il vettore dislocazione sono stati assunti meccanismi di pura faglia normale).

I parametri geometrici sono stati determinati utilizzando relazioni empiriche che legano L e W alla magnitudo M (quest'ultima desunta dai dati macrosismici per gli eventi storici):

$$\log(L) \mu M \quad (\text{Wells \& Coppersmith, 1994})$$

$$\log(W) \mu M$$

Successivamente, $\langle Du \rangle$ è stato determinato a partire dalla legge di scala del momento sismico (M_0), il quale a sua volta viene ricavato dalla magnitudo:

$$\langle Du \rangle = M_0 / (m * L * W)$$

$$\log(M_0) = a + b * M \quad (\text{Hanks \& Kanamori, 1979})$$

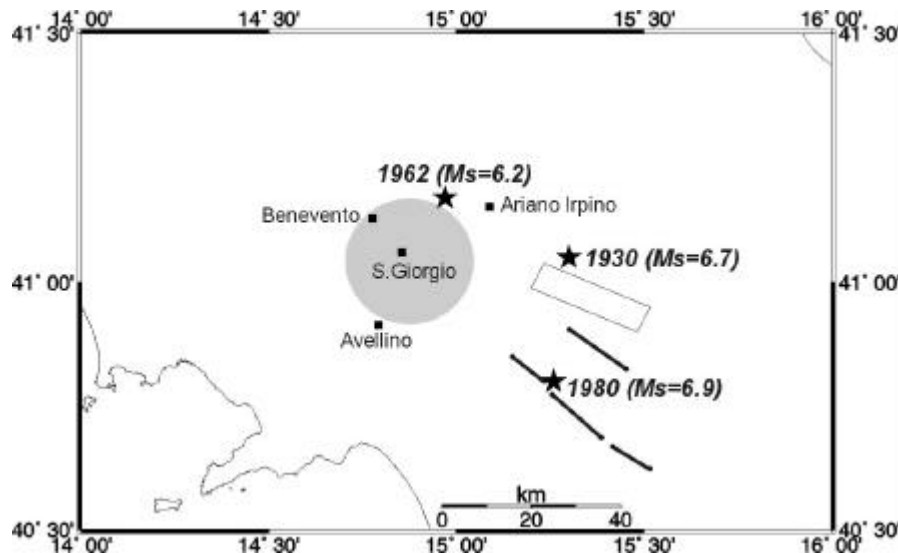


Figura 6 : Terremoti del secolo scorso. Le stelle nere rappresentano gli ipocentri. Per il terremoto del 1930 è disegnata la proiezione orizzontale del piano di faglia ipotizzato da Emolo & al. (2001). Sono anche mostrati i quattro segmenti associati al terremoto dell'Irpinia del 1980.

Sulla base delle attuali conoscenze sismotettoniche e sismologiche sull'Appennino meridionale, durante la fase di parametrizzazione, ci si è avvalsi di vincoli che permettono di ridurre l'intervallo di valori possibili di L e W . In particolare la faglia è assunta rettangolare, con $L > W$. Il valore massimo di W dipende dallo spessore sismogenetico (15 km). Il valore minimo di L è desunto dai dati geologici di superficie. Entrambi i valori devono rispettare la seguente legge di scala:

$$W^2 L = M_0 / (c * Ds)$$

con Ds (stress drop) compreso tra .5 e 5.5 MPa (valori tipici dei terremoti per faglia normale in Appennino) e c un fattore di forma.

L'Italia nel suo insieme è classificata a un livello di sismicità moderata (Global Seismic Hazard Map; Giardini & al., 1999). La zona test si situa ad un valore intorno a 2 m/s² (Fig. 7). Questo valore quindi rappresenta la conoscenza minima a nostra disposizione.

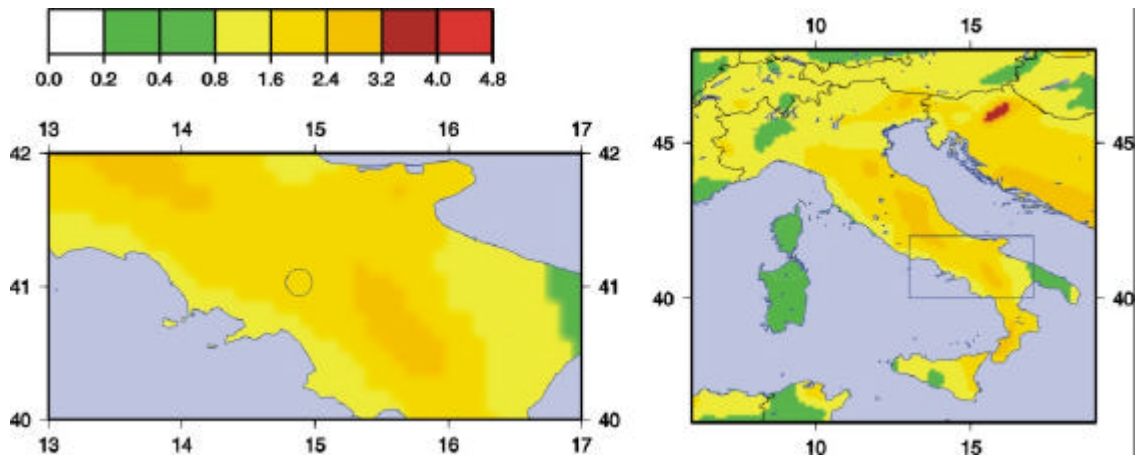


Figura 7 : Mappa della pericolosità a scala nazionale espressa in m/s^2 (10% di probabilità di superare la soglia su 50 anni).

Il terremoto dell'Irpinia, come sisma di controllo dell'approccio deterministico usato, risulta importante non tanto a livello di pericolosità sismica (a causa della sua distanza), quanto per la disponibilità di dati (evento recente, sorgente sufficientemente nota). E' stata utilizzata la metodologia proposta da Zollo et al. (1997) al fine di simulare le accelerazioni del suolo per i modelli di sorgente proposti da diversi autori (Martini e Scarpa, 1983; Gasperini et al., 1999) per il terremoto irpino del 23 luglio 1930. Le stime dell'accelerazione teorica ottenute sono state poi convertite in valori di intensità macrosismica mediante la relazione di Trifunac e Brady (1975). Sulla base dei risultati delle simulazioni effettuate per i modelli di faglia disponibili in letteratura, e' stata considerata una nuova faglia, caratterizzata da un meccanismo normale, orientata in direzione appenninica ed immergente in direzione sud - ovest con un angolo di 55° . Il campo di accelerazione simulato per tale faglia riproduce bene l'estensione areale del campo delle massime intensità macrosismiche (Fig. 9).

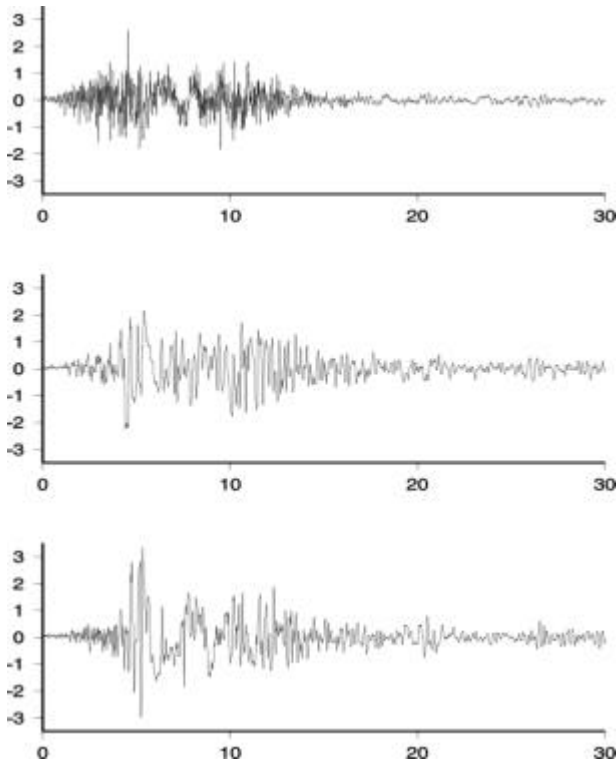


Figura 8 : Accelerazioni registrate (dal basso all'alto, componenti EW, NS, V) a Sturmo durante il terremoto di 1980. Il tempo è in secondi e l'accelerazione in m/s^2 .

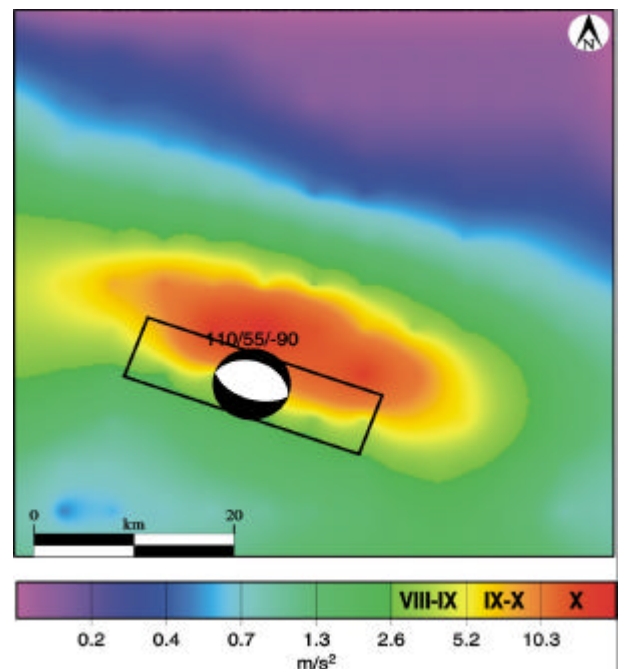


Figura 9 : Mappa sintetica del picco di accelerazione orizzontale del suolo atteso per un terremoto simile a quello del 1930 (da Emolo et al., 2001).

2 Non Sincronismo

Lo scopo di questo studio è di provvedere una stima dello spostamento differenziale tra diversi punti in superficie, all'arrivo di onde sismiche. I punti di campionamento dove viene valutata questa differenza sono tipicamente spazati di qualche decina di metri, in riferimento alle distanze tra due pilastri successivi o punti d'ancoraggio di opere quali ponti, strade elevate, etc.

I principali parametri da disgregare sono tre:

- Il rapporto fra lunghezza d'onda del segnale sismico incidente e le dimensione caratteristiche dell'opera considerata (non solamente la distanza fra due pilastri ma anche la frequenza di risonanza di questi). Questo rapporto dipende anche dal tipo di sollecitazione incidente: superficiale, di taglio, di compressione o una combinazioni di più fasi.
- L'effetto della superficie e di un eventuale topografia, tenuto conto dell'angolo di incidenza della perturbazione.
- Effetto di inomogeneità locali come uno strato lento superficiale, un bacinetto sedimentare, etc.

Lo spazio dei parametri descritti nei precedenti punti possiede una variabilità ed una complessità che ne rende impensabile una rappresentazione completa. Per esempio, il tipo di topografia locale può, a priori, sposare profili di infinite varietà; una valle sarà simmetrica, asimmetrica, più o meno profonda, dai versanti con pendenze più o meno accentuate... A sua volta la variabilità di un parametro andrà a combinarsi con gli altri parametri liberi, generando un numero di possibili combinazioni ancora più grande, per non dire infinito.

Il primo problema con il quale dobbiamo confrontarci, ancor prima di fare qualsiasi calcolo, è quindi quello di una semplificazione del problema; semplificazione però non eccessiva onde lasciare ai risultati una minima utilità pratica e applicativa.

Questa semplificazione sarà fatta in due direzioni complementari: (a) L'individuazione di un numero finito di casi semplici di riferimento, che potranno essere estrapolati a casi qualunque con un livello quantificabile di affidabilità. (b) Lo studio dettagliato e approfondito di casi specifici, individuati sul territorio, che risultassero come punti d'interesse strategico o altamente sensibili per il tipo di opera che vi si erige.

Infine, la strategia adottata per il calcolo è la seguente:

- Individuazione di casi semplici per i quali è realizzabile un calcolo analitico, basato sui principi fondamentali della sismologia e della propagazione delle onde. Questi serviranno sia come stima all'ordine zero che come verifica dei risultati ottenuti con altri metodi.
- Sviluppo di codici numerici per il calcolo completo di casi complessi. Il metodo numerico deve essere capace di modellare il campo d'onda completo. Inoltre è necessario l'implementazione di condizioni al contorno ottimali (superficie libera, interfaccia ed eliminazione delle riflessioni parassite dai bordi del modello), l'inserimento flessibile di un campo d'onda perturbativo iniziale (per esempio, possibilità di introdurre un'onda planare incidente con angolatura variabile, per simulare l'arrivo di una fase radiata da una sorgente in lontananza, oppure l'entrata laterale di un onda di superficie) e la semplicità della definizione e della digitalizzazione di modelli 2D complessi.
- Ottimizzazione del calcolo per una produzione di simulazioni ad alta frequenza con campo d'onda completo. Questa è effettuata su calcolatori paralleli del tipo Origin 2000 della Silicon Graphics, con 12 processori, e compilatore Fortran 90.
- Confronto con le soluzioni analitiche per verifica.
- Sfruttamento del codice per una serie di simulazioni con parametri tipici per quantificare l'asincronismo.
- Simulazione per un numero limitato di casi reali specifici.

2.1 Teoria con un'onda piana in un mezzo omogeneo

Consideriamo un semispazio infinito, con un'onda piana con angolo d'incidenza q rispetto all'orizzontale. Sia Dx la distanza tra due punti in superficie (Fig. 10). Nel caso di un'onda monocromatica di lunghezza l , possiamo scrivere lo sfasamento DF dello spostamento tra i due punti in superficie come:

$$DF = 2p (Dx/l) \cos q .$$

Definiamo come $Du(t,x)$, la differenza di spostamento tra due punti distanti Dx in superficie; collochiamo tale funzione nel mezzo dell'intervallo tra i due punti di misura:

$$Du(t,x) = u(t,x+Dx/2) - u(t,x-Dx/2).$$

Normalizzando Du per l'ampiezza massima A_{max} dello spostamento al singolo punto, otteniamo la differenziale normalizzata: $Du(t,x)/A_{max}$.

Infine definiamo DA/A_{max} , ossia il differenziale relativo massimo espresso come una percentuale, il valore massimo nel tempo della funzione $Du(t,x)/A_{max}$. Il calcolo di tale valore non è triviale, perché possiede più estremi all'interno di un ciclo completo di lunghezza d'onda. Ricercando numericamente il valore massimo punto per punto, per vari angoli di sfasamento, si ottiene una curva dall'andamento parabolico con un picco per uno sfasamento di mezza lunghezza d'onda di 200%.

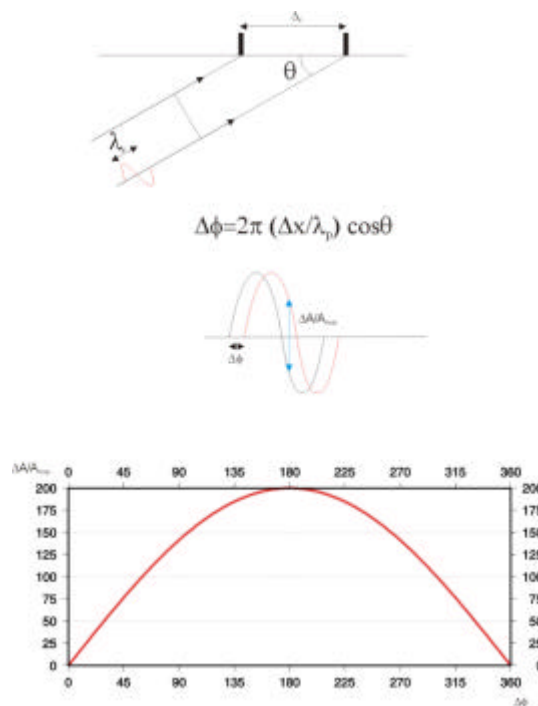


Fig. 10 : Quantificazione del non sincronismo tramite lo sfasamento DF fra due punti.

2.2 Metodo numerico

Il codice sviluppato e adattato è un algoritmo alle differenze finite elastico a 2D (formulazione sforzo – velocità). Esso sfrutta interpolatori spaziali all'ordine 4 (usa 4 punti per il calcolo delle derivate) che consentono di raddoppiare la frequenza di risoluzione rispetto all'ordine 2. Questo permette, per una data risorsa di calcolo, di quadruplicare le dimensioni del modello.

Le condizioni di superficie libera sono state migliorate rispetto ai metodi classici, rifacendosi ad una formulazione mista. Infatti, nei siti dove la superficie può essere assimilata ad un piano orizzontale, le condizioni di trazione zero sono implementate usando uno schema “a specchio” che permette di conservare la precisione degli operatori all'ordine 4 usati all'interno del mezzo. Questo è essenziale perché le onde di superficie (e.g. Rayleigh), sono molto localizzate e facilmente soggette a dispersione numerica. Invece, per simulare la topografia accidentata, usiamo un metodo a gradini, dove ad ogni lato di un cubetto elementare viene azzerata la trazione, seguendo una casistica a seconda della posizione laterale sinistra, laterale destra o superiore di uno scalino ascendente o discendente. Quest'ultimo metodo è rigoroso, anche rispetto a metodi più approssimativi come il “vacuum”, dove vengono azzerate tutte le variabili. Onde estendere al massimo la risoluzione numerica, abbiamo incluso la possibilità di usare il metodo “a specchio” e a gradini contemporaneamente in diversi punti dello stesso modello.

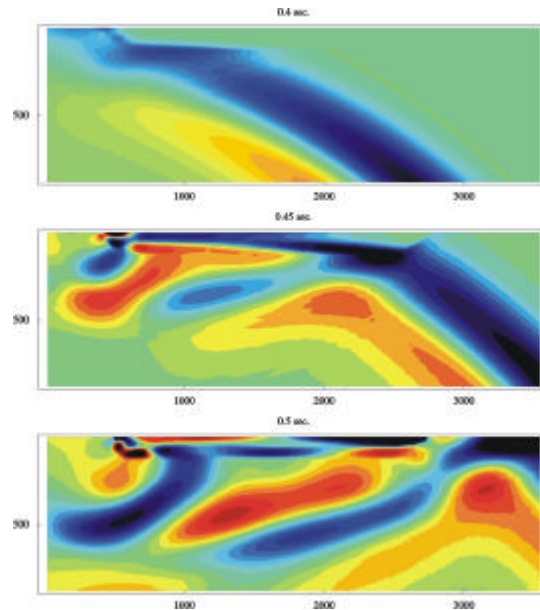


Figura 11: Esempi di calcolo alle differenze finite nel caso P-SV. Ogni pannello rappresenta un snapshot del campo d’onda a diversi tempi. In blu l’ampiezza è negativa ed in rosso positiva.

È essenziale un’eliminazione efficace delle riflessioni ai bordi del modello per evitare di ingrandire la taglia del modello, a scapito dell’efficienza del calcolo o della risoluzione, per evitare l’arrivo di artefatti durante l’intervallo interessante della simulazione. La metodologia innovativa adottata, più efficace rispetto ai metodi "classici" di approssimazione parassiale, è stata recentemente proposta da colleghi dell’I.N.R.I.A. (Francia) con il nome di “perfect matching layer”, ossia strato perfettamente equivalente. Essa consiste nel separare il campo d’onda in due gradienti uno perpendicolare al bordo e l’altro parallelo, e assicurarsi che la soluzione del primo sia esattamente equivalente a quella di un mezzo infinito nel quale le onde possono allontanarsi senza nessuna riverberazione, mentre quella del secondo va progressivamente attenuata. L’efficienza di questo metodo consente di eliminare il 99.5 % delle riflessioni parassite con uno strato numerico di 7 nodi, con un’incidenza del tutto trascurabile sull’efficienza del calcolo. La programmazione è risultata alquanto onerosa, poiché ogni bordo del modello ha necessitato di un trattamento specifico (Fig. 12).

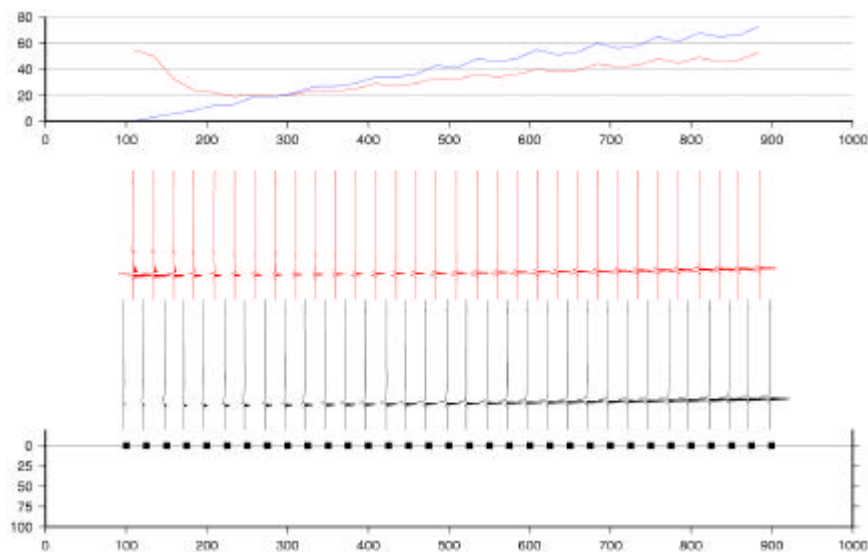


Figura 12: dall’alto verso il basso (a) Differenziale massimo in funzione dell’offset per un semispazio omogeneo; in rosso i risultati numerici, in blu quelli teorici. A deboli offset l’ampiezza del segnale è trascurabile: si tratta dello spostamento orizzontale alla verticale di una sorgente esplosiva. Perciò fino ad offset 300m i risultati non sono significativi. (b) differenziale normalizzato di due tracce successive (in rosso). (c) Modello e posizione dei punti di campionamento (quadratini pieni).

L’interesse essenziale dello studio di un semispazio omogeneo è la comparazione con le stime teoriche. In questo caso, ci sono tre differenze notevoli di configurazione fra la teoria e il test: (1) le simulazioni sono effettuate per uno spettro piatto tra 0 e 20 Hz, mentre la stima è fatta per un’onda monocromatica; (2) La perturbazione introdotta nel modello numerico corrisponde ad una sorgente puntiforme non molto distante; c’è quindi un effetto di curvatura del fronte che potrebbe non essere trascurabile; (3) infine le tracce relative alla simulazione numerica sono state filtrate a posteriori con un filtro causale, che potrebbe alterare leggermente la stima di sfasamento tra due punti successivi. Queste differenze saranno eliminate prossimamente per verificare la compatibilità completa tra teoria e modellazione. Intanto, è possibile verificare che i due risultati sono compatibili in maniera soddisfacente (Fig. 12) malgrado un trend che si accresce quando l’incidenza diventa più orizzontale, probabilmente imputabile ad uno dei punti precedenti. Rappresentiamo le tracce ottenute in superficie, il corrispondente differenziale normalizzato per ogni coppia di punti campione e il differenziale massimo normalizzato in funzione dell’offset, paragonato alla stima teorica. Le simulazioni sono ottenute per una sorgente esplosiva a profondità 1Km e offset 0 Km.

3 Effetti nella vicinanza della faglia

Nel caso di faglie normali e inverse affioranti alla superficie, si osserva tipicamente che il danno è fortemente asimmetrico rispetto alla traccia della faglia. Sono osservati danni maggiori nelle aree sopra la faglia piuttosto che in quelle appartenenti al blocco sottostante. Questo effetto è dovuto solo in parte al “diagramma di radiazione”. L’effetto completo della superficie deve tenere conto di un’interazione complessa tra frattura, radiazione della faglia e riflessioni in superficie.

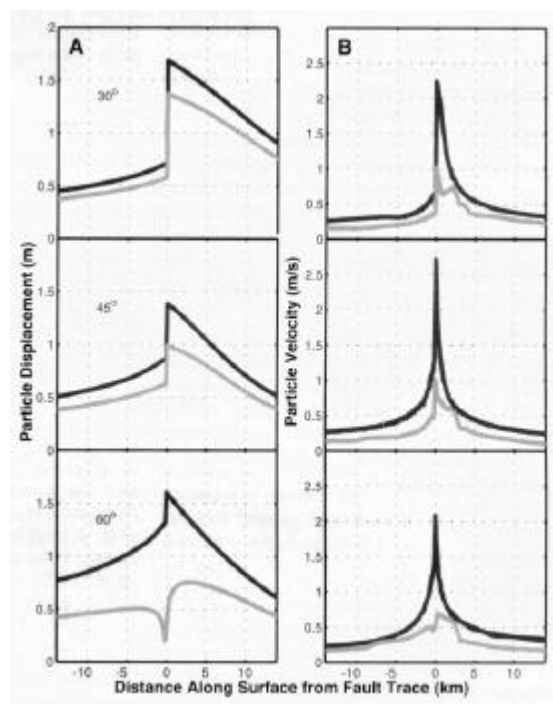


Figura 13: Spostamento (A) e velocità (B) di picco in funzione della distanza alla traccia della faglia per tre diverse pendenze. Le curve nere sono associate ad una faglia inversa mentre le curve grigie ad faglie normale (Oglesby et al., 1998).

Questi fenomeni appaiono esplicitamente nelle simulazioni di frattura dinamica con campo completo. Le prime simulazioni sono state effettuate per un mezzo omogeneo e per una faglia di variabile inclinazione. Prima di tutto appare un feedback della superficie sull’attrito nelle parti sommitali della faglia. La presenza della superficie e le riflessioni tendono a modificare lo sforzo normale sulla faglia inducendo (a) un indebolimento dell’attrito e un’accelerazione progressiva della frattura nel caso di una faglia normale, (b) un effetto di “blocco”, con l’aumento transiente dell’attrito, che culmina in una frattura catastrofica con una dinamica amplificata quando la frattura raggiunge la

superficie, nel caso di faglie inverse. Per quanto riguarda le leggi di attenuazione in campo vicino, esse sono sensibilmente asimmetriche rispetto alla traccia nel caso faglia normale, ma più fortemente nel caso faglia inversa, considerando pendenze realistiche. Per una faglia normale con pendenza di 60°, la differenza di spostamento massimo tra i due bordi della faglia è dell'ordine del 20% in prossimità immediata della traccia (figura 2.4). Per una faglia inversa con pendenza di 30°, tale differenza raggiunge il 400% sulla traccia stessa, ma si attenua rapidamente con la distanza, ritrovando valori dell'ordine del 20% a 10 Km (questa distanza è proporzionale alla dimensione della faglia, in questo caso 30x30 Km).

4 Obiettivi raggiunti e congruenza con gli impegni assunti nel programma

Tutti gli obiettivi del task I sono stati raggiunti per il primo anno tranne che per quanto riguarda l'approccio probabilistico della pericolosità sismica nelle vicinanze della zona test. Dopo uno studio accurato sui dati della sismicità storica e strumentale della regione, infatti, siamo giunti alla conclusione che era inutile provare a migliorare la stima della pericolosità sismica tramite un affinamento della definizione delle zone sismogenetiche.

Abbiamo deciso, di conseguenza, di sfruttare il lavoro sulla definizione delle leggi di attenuazione per provare a migliorare la conoscenza della pericolosità sismica non più tramite la ridefinizione delle zone sismiche, ma tramite una legge di attenuazione più completa.

5 Bibliografia

- [1] Amato A. and P. Montone (1997). Present-day stress field and active tectonics in southern peninsular Italy, *Geophys. J. Int.*, **130**, pp 519-534.
- [2] Ambraseys N., P. Smit, R. Berardi, D. Rinaldis, F. Cotton and C. Berge-Thierry (2000). Dissemination of European Strong Motion Data. CD-ROM Collection. *European Council, Environment and Climate Research Programme*.
- [3] Camassi R. and Stucchi M. (a cura di) (1998). NT4.1: un catalogo parametrico di terremoti di area italiana al di sopra della soglia del danno. <http://emidius.itim.mi.cnr.it/NT/home.html>.
- [3] Cornell C. A. (1968). Engineering seismic risk analysis. *Bull. Seismo. Soc. Am.*, **58**, pp 1583-1606.
- [4] Berge C., A. Herrero., P. Bernard, M. Bour and P. Dominique (1998). The Spectral Source Model : a tool for deterministic and probabilistic seismic hazard assessment. *Earthquake Spectra*, **14**, pp 35-57.
- [5] Emolo A., Gorini A., Iannaccone G. and Zollo A. (2001). The 1930 Irpinia earthquake: characteristics of seismic sources from numerical simulations of fracture process. *Submitted to J. Seism.*
- [6] Gasperini P., Bernardini F., Valensise G. and Boschi E. (1999). Defining seismogenic sources from historical earthquake felt report. *Bull. Seism. Soc. Am.*, **89**, 94-110.
- [7] Giardini D., G. Grunthal, K. Shedlock and P. Zhang (1999). Global Seismic hazard map, *produced by the Global Seismic Hazard Assessment Program (United Nations)*.
- [8] Hanks T. C. and H. Kanamori (1979). A moment magnitude scale. *J. Geophys. Res.*, **84**, pp 2348-2350.
- [9] Herrero A. and P. Bernard (1994). A kinematic self similar rupture process for earthquakes. *Bull. Seism. Soc. Am.*, **84**, pp 1216-1228.
- [10] Martini M. and Scarpa R. (1983). Earthquakes in Italy in the last century, In "Earthquakes: observation, theory and interpretation", *H. Kanamori and E. Boschi (Edts.)*, Scuola Italiana di Fisica "E. Fermi", 85th Course, Bologna, pp. 479-492.
- [11] Nielsen, S. B. (1996). Free surface effects on the propagation of dynamic rupture. *Geophys. Res. Lett.*, **25**, pp. 125-128.
- [12] Oglesby D., R. J. Archuleta and S. B. Nielsen (1998). Earthquakes on dipping faults: the effects of broken symmetry, *Science*, **280**, pp. 1055-1059.
- [13] Sabetta F. and A. Pugliese (1987). Attenuation of peak horizontal acceleration and velocity from Italian strong motion records. *Bull. Seism. Soc. Am.*, **77**, pp 1491-1513.
- [14] Slejko D., L. Peruzza and A. Rebez (1998). Seismic hazard maps of Italy. *Annali di Geofisica*, **41**, pp 183-214.
- [15] Trifunac M.D. and Brady A.G. (1975). On the correlation of seismic intensity data in California and western Nevada. *Bull. Seism. Soc. Am.*, **65**, 1223-1238.
- [16] Valensise G., D. Pantosti, G. D'Addezio, F. R. Cinti and L. Cucci (1993). L'identificazione e la caratterizzazione di faglie sismogenetiche nell'Appennino centro-meridionale e nell'arco calabro: nuovi risultati e ipotesi interpretative. *Proc. of the 12th meeting of the Gruppo Nazionale di Geofisica della Terra Solida, Roma, Italy*, **1**, pp 331-342.
- [17] Wells D. L. and K. J. Coppersmith (1994). New empirical relations among magnitude, rupture length, rupture width, rupture area and surface displacement. *Bull. Seism. Soc. Am.*, **84**, pp 974-1002.
- [18] Zollo A., Bobbio A., Emolo A., Herrero A. and De Natale G.; 1997: Modeling of ground acceleration in the near source range: the case of 1976, Friuli earthquake (M=6.5), northern Italy. *J. Seism.*, **1**, 305-319.

Task 2
VULNERABILITÀ AMBIENTE
FISICO

Task 2 – Vulnerabilità Ambiente Fisico

- *Coordinatore: Prof. F. Silvestri, UniCAL-DDS*

- *Partecipanti al Task:* *UniNA-DIG* *Prof. F. Vinale*
 - *ANAS* *Ing. A. Capuani*

1. Premessa

Si intende con ‘Vulnerabilità dell’Ambiente Fisico’ la sensibilità al rischio di meccanismi di grandi deformazioni (al limite di collasso) di volumi di terreno, contestuali o conseguenti al moto sismico. Le fenomenologie più critiche per le infrastrutture sono la instabilità dei pendii, la liquefazione dei depositi incoerenti saturi, la subsidenza immediata o differita di terreni rispettivamente a grana grossa o fine. Nei depositi sotto falda, questi fenomeni sono in gran parte governati da uno stesso meccanismo di base, cioè la generazione ed accumulo di sovrappressioni interstiziali per effetto delle azioni sismiche sul terreno.

Nel Progetto V.I.A. ci si prefigge di individuare e rappresentare il ‘grado di interazione’ tra questi meccanismi e gli elementi od i sistemi infrastrutturali. Per i vari tipi di fenomeni deformativi citati, e per ciascuna delle classi di infrastrutture considerate, il Task 2 ha come obiettivo la codifica dei più opportuni strumenti metodologici per la catalogazione e rilievo dei siti d’interesse, previsione del moto atteso, modellazione della risposta, valutazione/riduzione di vulnerabilità e rischio. Nel primo anno di attività si è operato su due fronti: 1) messa a punto di strumenti metodologici per l’analisi e la zonazione del rischio; 2) studi preliminari sull’area-campione sulla quale applicare le procedure sviluppate.

2. Metodologie di analisi e zonazione: approccio generale

La comunità scientifica ha accumulato una considerevole esperienza sia nell’osservazione di case histories (cfr. D’Elia et al., 1985) che nella catalogazione ragionata dei fenomeni di deformazione e dissesto suddivisi per tipologie (Romeo e Delfino, 1997). Sono ancora sporadici però gli sforzi mirati alla razionalizzazione delle metodologie di previsione (analisi e zonazione) e prevenzione del rischio. In conformità con le procedure più accreditate a livello internazionale (ISSMGE-TC4, 1999; AFPS), il programma di analisi e zonazione del rischio di instabilità dell’ambiente fisico è articolato in 4 diversi livelli (I,II,III + IV), caratterizzati da dettaglio crescente in termini di:

- definizione input sismico (*hazard*)
- rilievi geologici e raccolta dati geotecnici
- tipo di analisi della vulnerabilità
- significatività dei parametri rappresentativi del rischio

3. Analisi e zonazione del rischio frana

Con riferimento all’analisi ed alla zonazione del rischio frana indotta/riattivata da sisma, i livelli sono descritti in sintesi nella Tabella 1; la procedura sviluppata per il livello III è esemplificata in forma di diagramma di flusso in Figura 1. Come si vede, è determinante un’interazione sinergica con le competenze geologiche, sismologiche (Task 1 - UniNa-DSF) e cartografiche (Task 3 – UniPv-DIET).

Tabella 1. Livelli di analisi del rischio di frana in fase sismica.

Livello	Espressione dell’hazard	Analisi vulnerabilità	Parametri di rischio	Scala
I	M (magnitudo)	Qualitativa	Perimetrazione zone a rischio Meccanismo innescabile	1:50.000
II	PGA (accelerazione max in superficie)	Pseudo-statica	Coefficiente di sicurezza	1:10.000
III	A(t) (accelerogramma solo hz)	Dinamica semplificata	Spostamenti	1:2.000
IV (opz)	A(t) (accelerogramma hz + vert)	Dinamica evoluta	Tensioni/Deformazioni	1:500

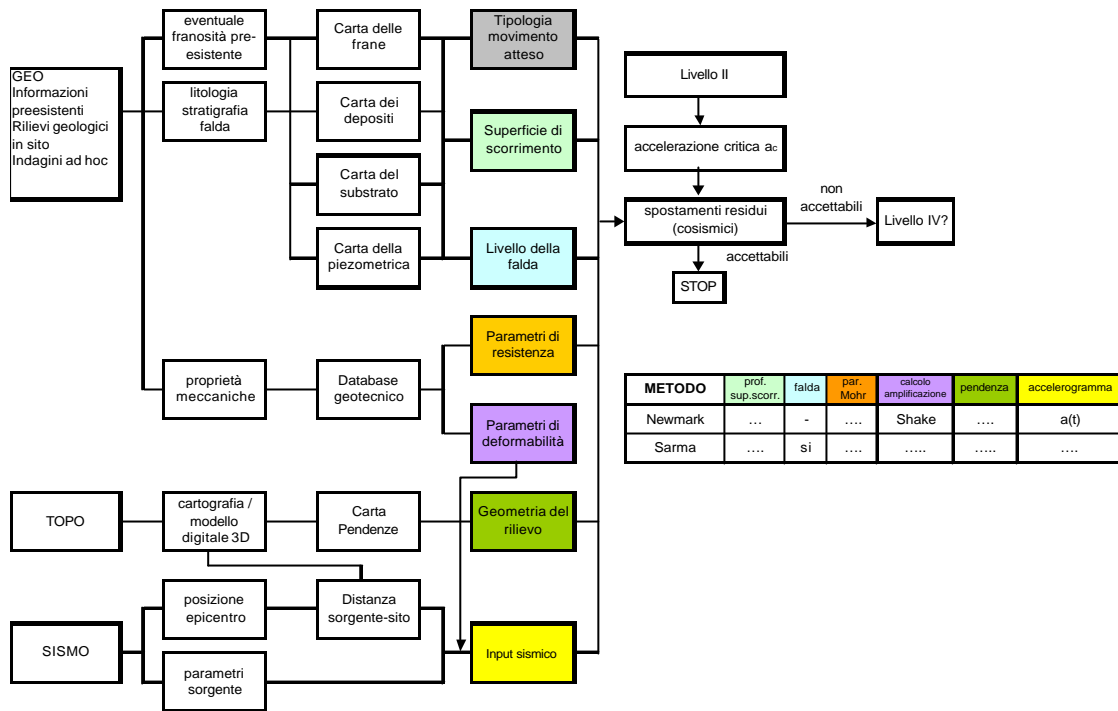


Figura 1. Diagramma di flusso che sintetizza la metodologia di Livello III.

3.1 Metodi di Livello I: esistenza e individuazione della tipologia di rischio

Ognuno dei potenziali fenomeni di instabilità innescabili o riattivabili nelle zone a rischio va classificato in base alle categorie di cinematismo più frequentemente riconosciute (scorrimento, crollo, colata, etc.). Nell'ambito del Livello I, è stata preliminarmente effettuata la valutazione dell'esistenza di un rischio in base a correlazioni empiriche (Keefe e Wilson, 1989), che consentono di perimetrare le aree vulnerabili in funzione della magnitudo prevista e del tipo di cinematismo indotto. In un primo esempio di applicazione, si è fatto riferimento ai dati catalogati dal SSN relativi ai meccanismi di crollo e scorrimento, ed alle corrispondenti correlazioni, espresse in termini di distanza epicentrale o dal piano di faglia (Fig. 2). Le prime verifiche hanno segnalato l'opportunità di elaborare o selezionare correlazioni di specifica validità locale qualora quelle generali (basate su una casistica più ampia e pericolosità sismica di natura variabile) si mostrino eccessivamente cautelative.

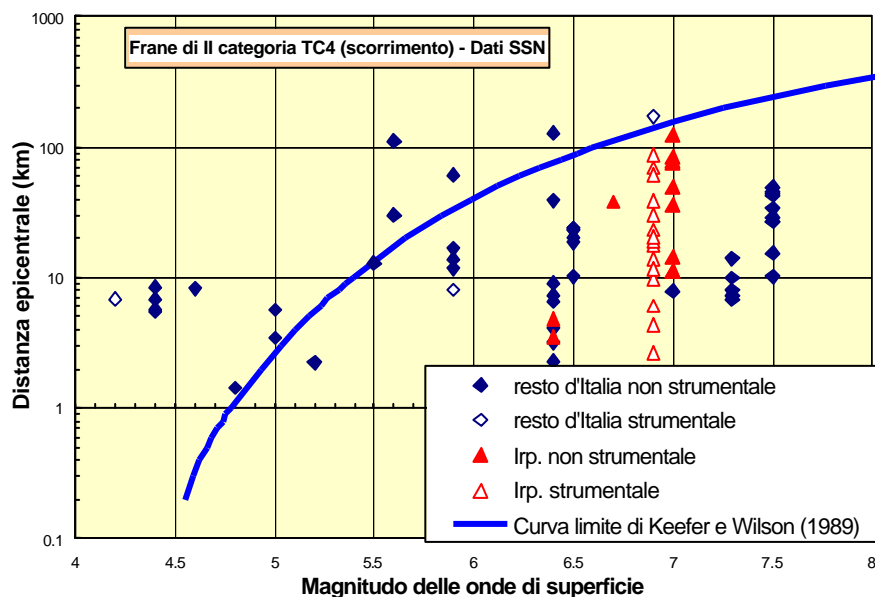


Figura 2. Frane da scorrimento: database nazionale confrontato con la correlazione di Keefe e Wilson (1989) in termini di distanza epicentrale.

3.2 Metodi di Livello II: analisi pseudo-statica

Nei metodi pseudo-statici, l’azione del sisma su un pendio viene rappresentata da una forza statica equivalente (corrispondente alla forza d’inerzia), espressa in proporzione al peso della massa potenzialmente instabile attraverso il *coefficiente sismico* k . Assumere k pari alla massima forza di inerzia indotta dal sisma ($=a_{max}/g$) comporta previsioni anche fortemente cautelative, poiché il periodo d’azione dell’accelerazione massima è molto breve. Il valore di k può in linea di principio essere definito in relazione alla pericolosità sismica dell’area, espressa in termini di PGA attesa con un determinato tempo di ritorno t_r su affioramento roccioso, ma questa valutazione può però risultare aleatoria in presenza di fenomeni di amplificazione locale. L’EC8 (Parte 5) suggerisce di impiegare, per le componenti orizzontale (k_h) e verticale (k_v) della forza statica equivalente, i valori $k_h=0.5a_{max}/g$ e $k_v = \pm 0.5k_h$ (con a_{max} riferita a $t=475$ anni) e specifica che i valori suggeriti risultano sempre meno attendibili al crescere dell’irregolarità della superficie topografica e della stratigrafia.

L’analisi di stabilità viene eseguita impiegando i metodi dell’equilibrio limite, in cui si ipotizza il terreno rigido-plastico e l’esistenza di una superficie di scorrimento, lungo cui la resistenza a taglio mobilitata viene valutata mediante criteri di rottura tipo Mohr-Coulomb (Fig. 4). Il Fattore di Sicurezza F viene espresso dal rapporto tra la resistenza disponibile e quella mobilitata; convenzionalmente (D.M. 11.III.88), la stabilità del pendio è verificata se il coefficiente di sicurezza in condizioni statiche (F_s) risulta maggiore di 1.3, ed in genere si accettano (D.M. 16:I.96) valori del coefficiente di sicurezza in condizioni dinamiche (F_d) ridotto del 20% rispetto a F_s .

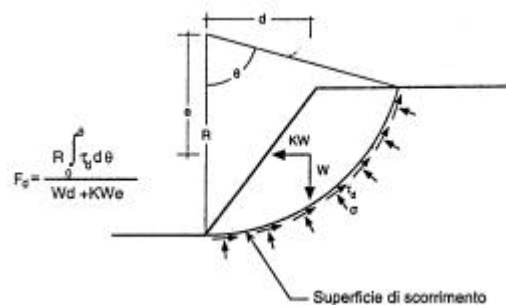


Figura 3. Schema di analisi pseudo-statica di equilibrio limite.

L’analisi pseudo-statica è caratterizzata da una semplicità di impiego (nelle varie forme: a pendio indefinito, metodi delle strisce, abachi alla Taylor) che ne favorisce l’implementazione su GIS mediante gestione di un limitato numero di informazioni di carattere sismologico (mappe di k_h , k_v), topografico (geometria del versante, esprimibile mediante un modello digitale del piano di campagna o D.T.M.), e geotecnico (parametri di resistenza al taglio, fattori di amplificazione, profondità della falda e della superficie di scorrimento). L’approssimazione di effetti di natura ciclica e transitoria con condizioni di equilibrio limite in termini di sollecitazioni statiche e permanenti può risultare molto grossolana nel caso in di terreni con predisposizione a sviluppare elevate sovrappressioni neutre e/o sensibili riduzioni di resistenza sotto l’effetto di carichi ciclici. Inoltre, esprimere le condizioni di rischio solo in termini di coefficiente di sicurezza può rappresentare una scelta inadeguata a rappresentare le condizioni di funzionalità dell’infrastruttura, tipicamente espresse da valori limite di grandezze cinematiche come spostamenti e rotazioni.

L’uso dell’analisi pseudo-statica può essere finalizzato, peraltro, ad identificare l’accelerazione critica ($a_c=k_c \cdot g$) del pendio, corrispondente a condizioni di equilibrio limite ($F_d=1$), la quale risulta un elemento essenziale per utilizzare metodi di analisi dinamica semplificata (cfr. §3.3).

3.3 Metodi di livello III: analisi dinamica semplificata

Questi metodi si prestano ad una più significativa valutazione dell’interazione tra la vulnerabilità dell’ambiente fisico e quella dei manufatti, in quanto consentono la previsione di spostamenti indotti dalla sollecitazione sismica, ed il confronto con i valori ammissibili dell’infrastruttura interessata.

La valutazione degli spostamenti indotti dalle azioni sismiche, espresse in termini di accelerogramma $a(t)$, può essere effettuata per mezzo di algoritmi di analisi dinamica basati sul classico modello di blocco rigido scorrevole su di una superficie piana (Newmark, 1965); questi ultimi rappresentano rispettivamente il volume di pendio potenzialmente instabile ed il terreno sottostante. Lo scorrimento tra blocco e piano si innesca quando $a(t)$ oltrepassa la soglia definita dall'accelerazione critica ($k_c g$), ed il moto si arresta quando la velocità relativa diminuisce fino ad annullarsi. L'utilizzo di accelerogrammi consente di portare in conto gli effetti delle varie caratteristiche del moto sismico (numero di cicli, durata), non rappresentabili dai soli valori di picco.

Una possibile alternativa, più cautelativa ma di più immediata implementazione su GIS, per la previsione di spostamenti, è rappresentata dalle correlazioni tra spostamento residuo, d , ed il rapporto di accelerazione critica, k_c/k_m , costruite da vari autori in base ai limiti superiori dei risultati di analisi dinamiche semplificate 'alla Newmark' (Ambraseys e Menu, 1988). Una correlazione di validità regionale in tal senso è stata prodotta per la regione Irpinia da Simonelli e Fortunato (1996), che hanno definito, per il caso di pendio indefinito in terreno incoerente ed in diverse condizioni di falda, le correlazioni fra spostamenti residui e rapporto di accelerazione critica k_c/k_m (Fig. 4), adoperando accelerogrammi derivati dai segnali registrati dalla rete ex-ENEL il 23.XI.1980.

Oltre che mediante le correlazioni $d-k_c/k_m$ è possibile esprimere con questo metodo lo stato di rischio anche mediante i valori dell'accelerazione massima a_{max} che, per assegnati caratteri geometrici e meccanici del pendio (pendenza β ed angolo d'attrito ϕ'), inducono un determinato spostamento.

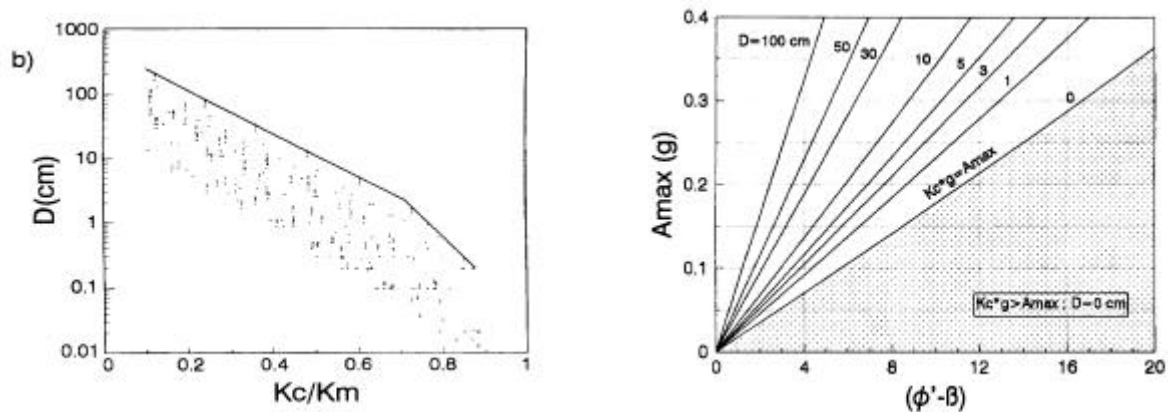


Figura 4. (a) Correlazione fra massimi spostamenti calcolati (D) e rapporto di accelerazione critica (k_c/k_m); (b) Carte di progetto per pendio indefinito in terreni incoerenti, in assenza di falda per $j \leq 30^\circ$.

Le analisi di Livello III (in entrambe le diverse versioni) sono state introdotte in sistemi GIS per al zonazione del rischio di instabilità dei versanti da Luzi e Pergalani (1994; 2000) e da Miles e Ho (1997). Questi autori hanno formulato svariate correlazioni tra spostamenti massimi e sollecitazione sismica, quest'ultima a volte espressa, piuttosto che in termini di massima accelerazione, mediante l'intensità di Arias, I_A , o con il potenziale distruttivo, P_D .

3.4 Metodi di livello IV: analisi dinamica evoluta

Le metodologie di analisi dinamica evoluta che caratterizzano il livello IV si distinguono dalle precedenti perché consentono previsioni del comportamento del pendio in termini di grandezze tensio-deformative. Sono classificabili in relazione a:

- (1) la diversa procedura di calcolo delle sollecitazioni indotte dal terremoto lungo il pendio, tipicamente differenziabili, in relazione al modo di trattare la non linearità del legame costitutivo, in analisi lineare, lineare equivalente, non lineare;
- (2) la diversa caratterizzazione meccanica del terreno trattabile mediante modelli ipoplastici (come il legame iperbolico), elasto-plastici ad incrudimento isotropo (tipo Cam-Clay e derivati) o cinematico, elasto-visco-plastici, ecc.;
- (3) la diversa discretizzazione geometrica adottabile, che conduce al metodo degli elementi finiti (FEM), delle differenze finite (FDM), o degli elementi distinti (DEM).

Applicazioni di procedure semplificate basate su metodi FEM ed analisi lineare equivalente sono state proposte per la stima di spostamenti massimi (Lee, 1974; Serff, 1976) e quelli permanenti (Seed et al., 1973). Tuttavia, solo le analisi non lineari accoppiate consentono la previsione di effetti legati a variazioni della pressione interstiziale e di fenomeni complessi quali la rottura progressiva. In ogni caso è convinzione diffusa che la previsione quantitativa degli spostamenti ottenibile con questi metodi non sia più attendibile di quella ricavabile con l’analisi dinamica semplificata.

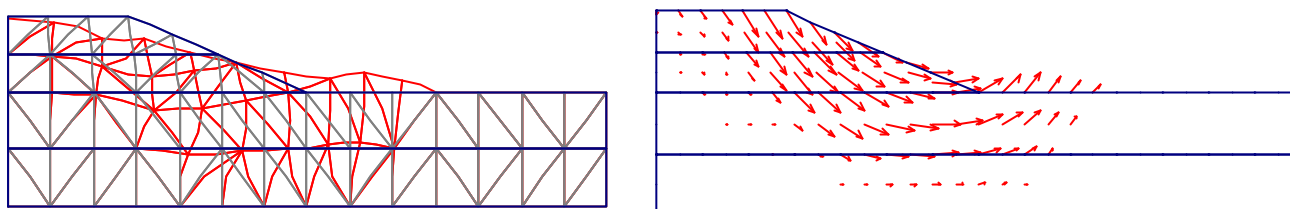


Figura 5. (a) Discretizzazione FEM di un pendio e sua deformata; (b) Vettori spostamento.







4. Studi sull’area campione

4.1 Caratteri geologici e geomorfologici essenziali

Nel corso del primo anno di progetto, l’Unità subcontraente UniSannio ha redatto una relazione geologica preliminare alla redazione di una carta geologica 1:50.000; qui si riportano solo i caratteri geologici e geomorfologici principali dell’area campione, che insiste sui bacini idrografici dei fiumi Calore (con gli affluenti Tammaro, Ufita, Sabato, Fredane), Ofanto e Sele, e si estende dal Sannio beneventano all’alta Irpinia fin quasi a ridosso del salernitano (Fig. 6).

La porzione occidentale dell’area in studio è occupata dai rilievi carbonatici del gruppo del Taburno-Camposauro, a N, e dal gruppo dei Monti Picentini, a S (la quota media del rilievo è 1200 m s.l.m.). Questi rilievi sono caratterizzati da versanti acclivi (versanti di faglia o strutturali) e da superfici sommitali sub-pianeggianti (peneplanazione del Pliocene med. - sup.) con presenza di depressioni tettono-carsiche. Su queste superfici possono a luogo conservarsi terreni appartenenti alle Unità Sicilidi e alle Unità Iripine (le prime in contatto tettonico per sovrascorrimenti, le seconde per rapporto stratigrafico discordante). Più frequentemente sono le coperture quaternarie (depositi piroclastici, terre residuali delle conche endoreiche e detrito di versante) ad ammantare i rilievi carbonatici. Le coperture piroclastiche (divenute oggetto di particolareggiati studi dopo gli eventi di Sarno e Quindici nel 1998) possono avere spessori fino a qualche metro lungo i versanti, e raggiungere anche la decina di metri o più nelle aree sub-pianeggianti sommitali.

Nella porzione orientale si individua invece un’ampia area depressa (Conca di Avellino, Bacino di Benevento) in cui si sviluppano i corsi del F. Calore e del F. Sabato. Qui i rilievi sono di tipo collinare (quota media 600 m s.l.m.) con inclinazione dei versanti anche del 50% in corrispondenza delle emergenze conglomeratiche, e del 25% lì dove le litologie prevalenti sono quelle argillose. A differenza dei rilievi carbonatici, le forme del paesaggio qui diventano morbide e dolcemente modellate, ma a luoghi anche più aspre per la presenza di dossi, terrazzamenti ed avvallamenti, che risultano sia dall’erosione differenziata delle successioni in posto, sia dal diverso spessore della copertura piroclastica che ricopre la più antica morfologia e sia dalla diffusa presenza di movimenti di massa. Sono evidenti sia i fenomeni di erosione diffusa o incanalata e sia fenomeni di ruscellamento superficiale da collegare essenzialmente alla scarsa permeabilità delle litologie affioranti. L’aspetto morfologico complessivo è pertanto quello di un versante con forme concavo-convexe, con frequenti rotture di pendenza, caratterizzato da tracce ed evidenze di fenomeni franosi prevalentemente di tipo rotazionale o complesso.

COLORE	UNITA'	ETA'	SPESSORE	LITOLOGIA
	Unita' carbonatiche dei monti Taburno-Camposauro (BN) e dei Monti Picentini (AV)	Trias sup.-Cretacico inf.	Circa 1500 m	Dolomie e calcari biogenici di scogliera e retroscogliera; calciruditi e calcareniti di scarpata.
	Unita' lagonegresi (flysch rosso, flysch numidico)	Cretacico sup.- Oligocene Langhiano	30-40 m 200 m 80 m 100 m	Membro inf. Diasprigno Membro med. Calcarea Membro sup. Calcarea-mamoso Quarzareniti
	Unita' sicilidi	Cretacico sup.- Eocene Oligocene sup. Aquitaniiano-Burdigaliano	150 m 400 m 50 m	Argille scagliose varicolori; Formazione di Corleto Perticara: marne e calcari marnosi; Tufiti di Tusa: arenarie tuffitiche
	Unita' irpine (flysch di Castelvetere)	Langhiano- Messiniano inf.	300 m 200 m 200 m	Membro inf. Arenaceo-conglomeratico con olistoliti ed olistostromi Membro med. Arenaceo-conglomeratico Membro sup. Arenaceo-pelitico con olistoliti ed olistostromi
	Formazione gessoso- solfifera	Messiniano	?	Gessi, concentrazioni solforose, arenarie poco cementate, calcari fetidi, scisti bituminosi
	Unita' di Ariano	Pliocene inf.	400 m 250 m 350 m	Membro argilloso- siltoso (argille grigio-azzurre) Membro sabbioso Membro conglomeratico
	Unita' argillosa	Pliocene med.	30 m	Argille e argille siltose grigio-verdi
	Unita' conglomeratico- arenacea	Pliocene med.	? (esiguo)	Conglomerati rossastri e arenarie poco cementate
	Depositi continentali antichi e sub-attuali	Pliocene sup.- Olocene	Fortemente variabile da luogo a luogo	Lacustri, antichi di versante, alluvionali terrazzati, detrito di versante, cumuli di frane, eluviali e colluviali, conche carsiche, tufi e piroclastiti

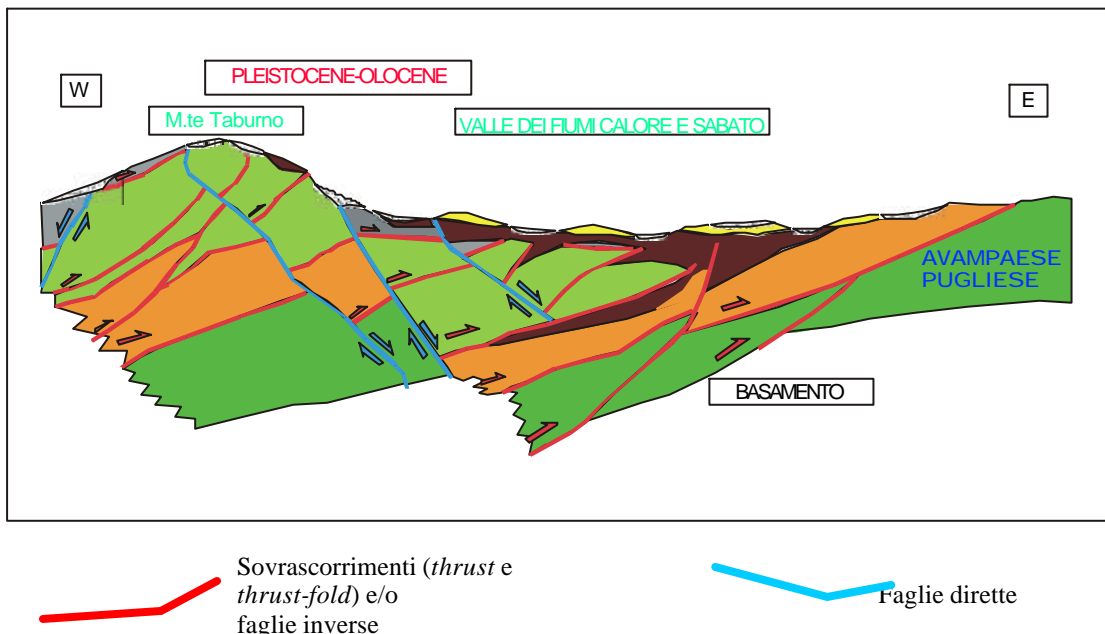


Figura 6. Schema tettono-strutturale semplificato della porzione di Appennino Campano in cui ricade l’area in studio.

I fenomeni franosi devono aver raggiunto in epoche passate - in concomitanza con condizioni climatiche predisponenti o in occasione di eventi sismici tipo quello irpino del 1980 - dimensioni ragguardevoli, come testimoniato dalle frequenti deviazioni del corso del F. Sabato e da numerose situazioni in cui si riscontra la presenza di depositi alluvionali recenti al di sotto di litotipi argillosi mio-pliocenici evidentemente mobilizzati. Comunque, le evidenze morfologiche di tali eventi non sono sempre ben conservate, a causa della rapidità dei processi erosionali in atto.

La suscettibilità di questi depositi a fenomeni di liquefazione e di subsidenza merita invece un approfondimento di studio, in quanto non sono noti casi in cui tali fenomeni si siano manifestati.

4.2 Osservazioni sui fenomeni di deformativi prodotti dall’evento Irpino-Lucano 1980

L’evento Irpino-lucano del 1980 (Figura 7) produsse fenomeni di deformazioni cosismiche istantanee e permanenti della superficie, diffusi su un’area ampia alcuni km² attorno alla struttura sismogenetica. Le misure geodetiche successive all’evento indicarono in particolare una subsidenza relativa della vasta area a NE della faglia. Nella zona più prossima all’epicentro, oltre alle dislocazioni lungo la scarpata di faglia, si aprirono molteplici fenditure nel terreno (alcune molto profonde), a volte associate a fenomeni di liquefazione. Altre evidenze, nell’area più colpita, dell’effetto del moto sismico sulle condizioni idrogeologiche furono fenomeni di variazioni di portata delle sorgenti e di perturbazione del regime di pressioni neutre nei depositi meno permeabili, a cui sovente fecero seguito processi di subsidenza più o meno rapidi. Tra questi ultimi, è tuttora in fase di accurato approfondimento lo studio del caso di Bisaccia (cfr. lavori da D’Elia et al., 1985 a Olivares e Silvestri, 2001).

Il terremoto irpino causò l’innesco di frane di nuova formazione e la riattivazione numerose frane preesistenti, anche a notevoli distanze lontano dall’epicentro. I casi più noti sono quelli di Andretta, Calitri, Senerchia, Torella dei Lombardi. Numerosi di questi fenomeni consistono in scorrimenti e colate su pendii naturali costituiti da argille sovraconsolidate e ad elevata complessità strutturale. In generale si è trattato di riattivazione di complessi corpi di frana quiescenti, o in prossimità del collasso, su versanti con inclinazione media compresa tra i 6° e gli 8°, e con superfici di rottura poste ad alcune decine di metri di profondità. L’interpretazione dei meccanismi di rottura delle frane di primo innesco non è ad oggi completamente sviluppata; i casi più interessanti, e già a lungo studiati, sono quelli di Andretta e Senerchia. Su questi siti in questo primo anno è stata sviluppata la raccolta e l’analisi della documentazione esistente.

Il meccanismo della frana di Andretta (inclinazione pendio 8°, larghezza 500m, lunghezza 1300m) è uno scorrimento rototraslazionale multiplo, con profondità della superficie principale di rottura di circa 50m, in un pendio di argille varicolori molto consistenti, ricoperte in maniera piuttosto irregolare da conglomerati (Fig. 8). Grazie alle indagini in sito ed in laboratorio effettuate, ed ai dati sismici della rete ex-ENEL, sono state finora condotte analisi di tipo pseudo-statico (livello II) e dinamico semplificato (livello III); queste ultime hanno mostrato un buon accordo tra gli spostamenti calcolati e quelli osservati dopo 12h dall’evento sismico (D’Elia, 1992), che per la complessità del meccanismo attivato furono notevolmente variabili lungo il corpo di frana (dell’ordine di 1cm nella parte alta, di 1m in quella bassa). Gli spostamenti osservati a lungo termine furono molto più elevati (da 2m a 25m). Sul caso di Andretta si prevede di sviluppare appena possibile ulteriori analisi, fino al livello più evoluto, per verificare in particolare la potenzialità dei diversi metodi di discretizzazione geometrica (FEM, FDM, DEM) nel riprodurre in maniera attendibile la complessità del cinematismo osservato, e chiarire il differente ruolo delle forze d’inerzia e delle sovrappressioni neutre nella mobilitazione dei corpi di frana, includendo se possibile anche l’influenza dei fattori idrologici nell’analisi.

Nella località di Senerchia, il sottosuolo (pure di argille varicolori) è stato interessato in più siti da fenomeni di scorrimento più o meno complessi, coinvolgenti coltri detritiche e colluviali di materiali diversi (Fig. 9). In corrispondenza del Cimitero il cinematismo appare rototraslazionale, più profondo, mentre a Serra dell’Acquara il moto è più spiccatamente traslazionale e superficiale. In quest’ultimo sito, anch’esso ampiamente caratterizzato da numerose indagini geologiche e

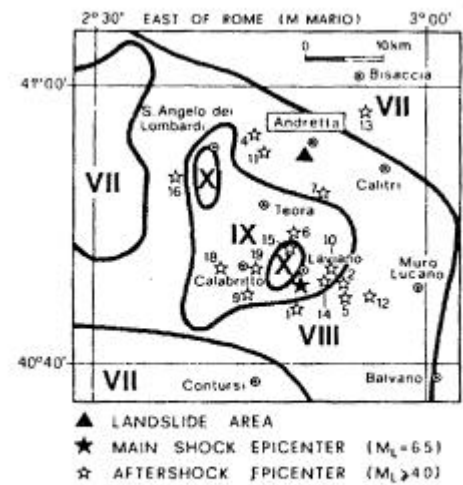


Figura 7. Localizzazione dei fenomeni deformativi seguiti all’evento Irpinia ’80.

geotecniche, sarebbe possibile disporre di dati inclinometrici ed accelerogrammi *weak-motion* grazie ad un rapporto (per ora informale) di collaborazione con il Politecnico di Bari ed il CNR-CERI, presso cui da tempo questa frana è studiata.

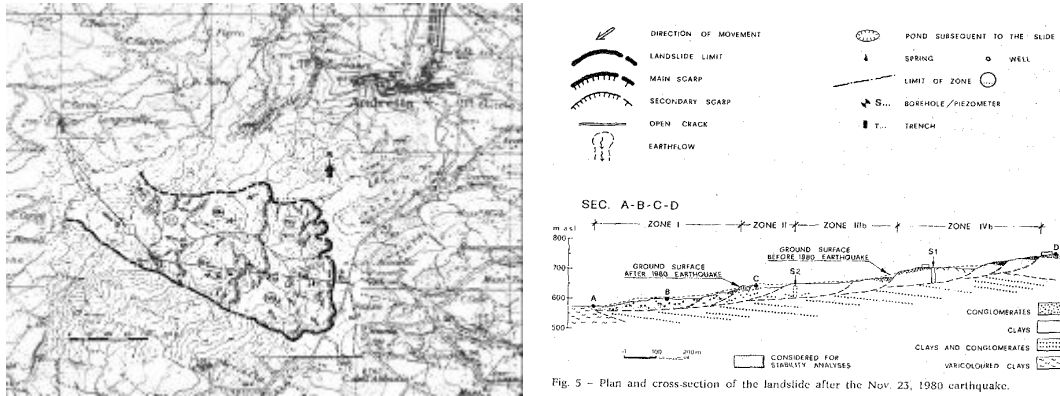


Figura 8. Frana di Andretta (da D’Elia, 1992).

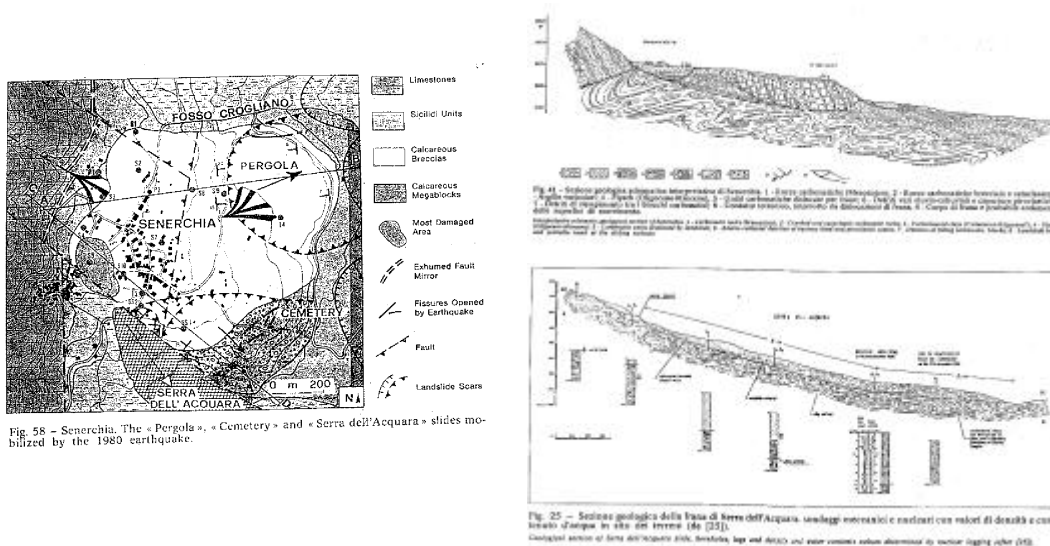


Figura 9. Frana di Senerchia.

4.3 Individuazione siti di interesse nell’area campione

Poiché le *case histories* appena citate ricadono al di fuori dell’area campione, in essa si è proceduto ad una prima identificazione delle zone a rischio, attraverso la localizzazione di fenomeni di instabilità quiescenti e/o riattivabili da eventi sismici. Da una verifica preliminare, i siti più interessanti appaiono:

- i *test sites* dell’Autorità di Bacino: Castelfranci (colata), S. Giorgio La Molara (scorrimento traslazionale, è presente una stazione accelerometrica SSN, ex ENEL)
- i siti di Torella dei Lombardi, Prata P.U., Bonito
- la recente frana di Cervinara.

Risultano di particolare interesse alcuni siti a rischio, già sede di eventi franosi riconosciuti, localizzati in prossimità del comprensorio industriale di Pratola Serra (con rif. al Task 6) e del tracciato dell’Autostrada A16 e della S.S. 90 (con rif. al Task 4). Di essi, sono in corso di acquisizione i dati topografici, geologici, geomorfologici, idrogeologici e geotecnici attraverso contatti già intrapresi con enti amministrativi come Regione Campania, U.U.T.T. di Province e Comuni, Comunità montane, Parco Naturale Partenio, Consorzio Alto Calore. Dall’Autorità di Bacino Nazionale Liri-Volturno-Garigliano sono stati ottenuti elaborati cartografici comprendenti

anche una carta delle frane con perimetrazione dei versanti in dissesto e classificazione dei meccanismi. Per la redazione di elaborati più evoluti è necessario disporre quanto prima della base topografica georeferenziata in scala 1:10.000.

5 Obiettivi raggiunti e congruenza con gli impegni assunti nel programma

Con riferimento ai fenomeni di grandi deformazione dell'ambiente fisico (frane, liquefazione, subsidenza) di potenziale interazione con le infrastrutture, nel Task 2 ci si prefiggeva come obiettivo di primo anno la disamina dei più opportuni strumenti metodologici per l'analisi della vulnerabilità e la valutazione della possibilità di implementazione in un sistema GIS (§1); i risultati conseguiti dall'indagine metodologica effettuata (§2-3) mostrano che è opportuno procedere per livelli successivi di approfondimento e di complessità, di pari passo con l'aumento di dettaglio nella scala cartografica e nella rappresentazione dell'input sismico. Gli studi geologici e geotecnici effettuati sull'area campione, previa opportuna interazione con il coordinamento del Task 3, consentiranno in tempi brevi di pervenire ad una cartografia digitale di litologia degli affioramenti, profondità della falda, e meccanismi attivabili/attivati, il che dovrebbe consentire l'ottenimento di una carta del rischio con metodi di Livello II (analisi pseudo-statica) in tempi relativamente brevi. Sono anche in corso di potenziamento gli strumenti metodologici per le analisi ai livelli successivi (da verificare per esempio sulle case histories relative al sisma Irpinia '80), e sembrano molto promettenti i contatti intercorsi con ricercatori italiani (Politecnico di Milano) e stranieri (University of Berkeley) con esperienze pregresse in merito alla zonazione sismica dei pendii.

Malgrado le difficoltà incontrate per effetto del ritardato finanziamento, gli obiettivi del Task 2 per il primo anno di progetto debbono quindi ritenersi in buona parte conseguiti. Di seguito è riportato un elenco delle pubblicazioni relative all'attività svolta durante il primo anno.

- [a] Ausilio E., Silvestri F., Varrà V. (2001) "Sviluppo di metodologie per la zonazione della vulnerabilità sismica dell'ambiente fisico" Incontro Annuale dei Ricercatori in Geotecnica, IARG 2001, Milano.
- [b] Lampitiello S., Olivares L., Silvestri F. (2001) "Numerical simulation of seismic and post-seismic response of Bisaccia hill" Satellite Conference of ICSMGE, Istanbul.
- [c] Olivares L., Silvestri F. (2001) "A laboratory and numerical investigation on a post-seismic induced settlement in Southern Italy" Proc. IV International Conference on 'Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics', S. Diego.
- [d] Olivares L., Silvestri F. (2001) "Analisi della risposta sismica e della subsidenza post-sismica del colle di Bisaccia a seguito del terremoto irpinio-lucano del 1980" X Convegno Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Potenza.

6 Bibliografia

- [1] Ambraseys N.N., Menu J.M. (1988) "Earthquake induced ground displacements" Earthquake Engineering and Structural Dynamics.
- [2] D'Elia B., Esu F., Pellegrino A., Pescatore T. S. (1985) "Some effects on natural slope stability induced by the 1980 Italian earthquake" Proc. XI ICSMFE, S. Francisco. Balkema, Rotterdam.
- [3] D'Elia B. (1992) "Dynamic aspects of a landslide reactivated by the November 23, 1980 Irpinia Earthquake (Southern Italy)" ANIDIS-AFPS Colloquio Italo-Francese su "Stabilità dei Pendii in Zone Sismiche", Bordighera.
- [4] ISSMGE-TC4 (1999) "Manual for zonation on seismic geotechnical hazards" The Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- [5] Keefer D.K., Wilson R.C. (1989) "Predicting earthquake-induced landslides with emphasis on arid and semi-arid environments", Publications of the Inland Geological Society.
- [6] Luzi L., Pergalani F. (1995) "Slope instability zonation and influence on lifelines by application of a GIS" Proc. V International Conference on Seismic Zonation, Nice.
- [7] Miles S. B., Ho C.L. (1999) "Rigorous landslide hazard zonation using Newmark's method and stochastic ground motion", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Elsevier.
- [8] Newmark N.M. (1965) "Effect of earthquakes on dams and embankments" Geotechnique, 15, 139-159.
- [9] Romeo R., Delfino L. (1997) "CEDIT: Catalogo Nazionale degli effetti deformativi del suolo indotti da forti terremoti" Rapporto tecnico SSN/RT/97/04. Servizio Sismico Nazionale, Roma.
- [10] Simonelli A.L., Fortunato E. (1996) "Effects of earth slope characteristics on displacement based seismic design" XI World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico.

Task 3

PRODUZIONE DEL GIS E CATALOGAZIONE A LIVELLO NAZIONALE

Task 3 - Produzione del GIS e catalogazione a livello Nazionale

- *Coordinatore: Prof. R. Galetto, UniPV-DIET*
- *Partecipanti al Task: tutte le UR*

1. Il compito del Task 3 nell’ambito del Progetto.

Il compito del presente Task nell’ambito del Progetto VIA è quello di predisporre uno strumento informatico territoriale (GIS) che consenta:

- a) l’acquisizione e la gestione di dati cartografici di conoscenza del territorio, che costituiscano la base per georeferenziare
 - le reti viabilistiche stradali di grande comunicazione;
 - le linee elettriche ad alta tensione;
 - singole opere di rilevanza specifica: grandi complessi industriali e dighe in terra.
- b) l’acquisizione dei dati provenienti dalla rete di stazioni GPS permanenti ASI, o da stazioni mobili;
- c) l’acquisizione e la gestione di cartografie di tipo specialistico (mappa della pericolosità sismica a scala nazionale, carte geologiche, carte tematiche, ecc.)
- d) la catalogazione dei dati descrittivi delle opere e dei sistemi infrastrutturali di cui al punto a)
- e) acquisizione di dati di input sismico (magnitudo e coordinate epicentrali)
- f) calcolo degli effetti di sito (PGA) in corrispondenza di un qualsiasi punto del territorio, ed in particolare per i siti nei quali sono ubicate le infrastrutture di cui al punto a) precedente, in funzione dei dati di cui al precedente punto e);
- g) trasmissione degli effetti di sito ai programmi atti ad effettuare valutazioni di vulnerabilità e rischio predisposti dalle altre unità di ricerca del Progetto;
- h) acquisizione dei risultati delle elaborazioni dei programmi di valutazione di vulnerabilità di cui al precedente punto g) e rappresentazione dello scenario.

2. Definizione del modello concettuale di GIS.

2.1 Definizione del GIS che viene realizzato.

Un GIS è una struttura composta da tecnici, strumentazioni hardware, software e procedure che ha lo scopo di acquisire dati, elaborarli e produrre informazioni.

Questa struttura viene realizzata nell’ambito di un Ente avente giurisdizione territoriale con compiti di pianificazione ed intervento, il quale utilizza le informazioni prodotte dal GIS per dare massima efficacia alle decisioni che deve prendere.

Per la realizzazione dell’attività del task 3 si è ipotizzato di produrre, nell’ambito dei tre anni, il prototipo di un GIS che dovrà costituire da modello per la realizzazione di un GIS collocato nell’ambito di un Ente avente giurisdizione territoriale a livello nazionale, quale ad esempio la Protezione Civile.

Scopo del GIS è quello di acquisire dati di conoscenza del territorio, dati sulle strutture su di esso esistenti, dati sulle attività sismiche possibili e rappresentare scenari conseguenti a eventi sismici. In sintesi il GIS deve essere in grado di gestire un’emergenza post-terremoto e cioè: nel momento in cui vengono rese disponibili le caratteristiche (magnitudo e coordinate epicentrali) di un evento sismico, il GIS deve essere in grado di generare in tempo reale una serie di mappe relative al danneggiamento previsto per le infrastrutture in modo da consentire una stima dei tempi di ripristino (reti elettriche) o dei percorsi alternativi (reti viarie) o dei possibili effetti indotti sull’ambiente e sulla popolazione (impianti industriali). Nell’ambito di questo schema concettuale il GIS dovrebbe essere impostato secondo una struttura client-server, e cioè: tutti i dati dovrebbero essere residenti su un server centrale collegato in rete con una serie di possibili utenti.

Stante l'entità delle risorse disponibili, il prototipo che si è previsto di realizzare in sede di proposta del Progetto non segue questa struttura, ma prevede che dati e software siano residenti su un'unica stazione realizzata nell'ambito della struttura del DIET. Ciò non toglie che i risultati che verranno conseguiti siano utilmente usufruibili per realizzare l'estensione del GIS in rete.

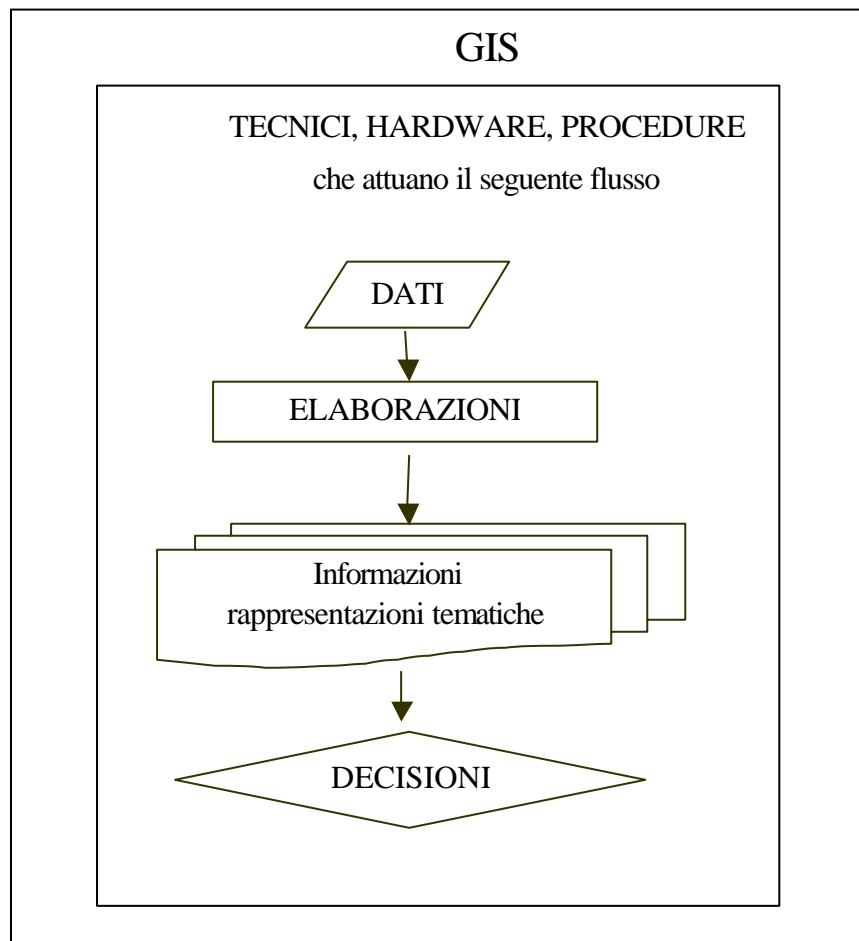


Figura 1: Schema di un GIS

2.2 Funzionalità del GIS.

Il modello concettuale del GIS prevede

- che vengano acquisiti dati,
- che vengano effettuate elaborazioni,
- che vengano fornite rappresentazioni tematiche.

2.2.1 Acquisizione dati

Il modello concettuale del GIS prevede che vengano acquisiti i seguenti dati

- a) Dati di conoscenza del territorio consistenti in:
 - cartografia tecnica in formato vettoriale o raster
 - cartografia tematica
 - terreno digitale
 - ortofoto
- b) Rete viaria in formato vettoriale
- c) Rete delle linee elettriche di alta tensione in formato vettoriale
- d) Infrastrutture, rappresentate come entità vettoriali di tipo puntuale
- e) Dati descrittivi della rete viaria, delle linee elettriche e delle infrastrutture
- f) magnitudo e coordinate epicentrali di un fenomeno sismico
- g) la mappa della pericolosità sismica a scala nazionale.

2.2.2 Elaborazioni

Il modello concettuale del GIS prevede che vengano effettuate le seguenti elaborazioni:

- a) calcolo degli effetti di sito relativi ad un fenomeno sismico di magnitudo e coordinate epicentrali dati per un qualsiasi punto del territorio; tale calcolo verrà effettuato in modo più o meno raffinato a seconda dei dati che verranno forniti dagli altri task. Come ipotesi minimale l’effetto di sito in un generico punto P che sia posto a una distanza epicentrale R di un sisma di magnitudo M sarà calcolato con l’espressione:

$$PGA = \frac{0.0274 \cdot e^{0.0704M} \cdot e^{0.39s}}{D}$$

$$\text{con } D = \sqrt{R^2 + 5.8^2}$$

- b) memorizzazione degli effetti di sito calcolati in file di scambio con i programmi predisposti dagli altri task per la valutazione della vulnerabilità delle strutture.
- c) acquisizione dei risultati delle elaborazione dei programmi di valutazione della vulnerabilità tramite file di scambio.

2.2.3 Rappresentazioni tematiche

Il modello concettuale del GIS prevede che vengano fornite rappresentazioni tematiche consistenti nella visualizzazione dello scenario derivante dai dati forniti dai programmi di valutazione di vulnerabilità.

3. Definizione dell’area test.

Durante una delle prime riunioni del gruppo di ricerca è stata definita l’area test sulla quale sviluppare il Progetto. Tale area ha un’estensione di circa 80 km x 80 km; è centrata sul Comune di San Giorgio del Sannio e comprende le città di Benevento ed Avellino (Fig. 1).



Figura 2: Area test di sviluppo del Progetto VIA

4. Acquisizione dei dati di impianto di conoscenza del territorio per l’area test.

La scelta dei dati di conoscenza del territorio per la realizzazione del GIS è stata fatta tenendo conto di due elementi principali:

- a) la disponibilità di tali dati per tutto il territorio nazionale, poiché, come detto precedentemente il prototipo di GIS realizzato nell’ambito del Progetto deve essere esportabile per una realizzazione a livello nazionale;
- b) le funzioni che i dati di tipo cartografico devono assolvere nell’ambito del GIS. Queste funzioni sono, in via prioritaria, le seguenti:
- consentire all’utente di acquisire una conoscenza qualitativa del territorio per individuare il contesto nel quale avvengono fenomeni di interesse
 - consentire di riportare in un contesto cartografico la rappresentazione di reti viarie, reti elettriche, insediamenti industriali, opere infrastrutturali
 - consentire la rappresentazione simbolica georeferenziata di opere infrastrutturali alle quali sono collegate informazioni descrittive nel database del GIS
 - rappresentare tematismi di varia natura (geologia del suolo, pericolosità sismica, destinazione d’uso del suolo, ecc.)
 - consentire visualizzazioni tridimensionali del territorio
 - costituire lo sfondo su cui riportare gli scenari di conseguenze sulle infrastrutture derivanti da simulazioni di eventi sismici.

I dati di impianto cartografici che sono stati acquisiti e che vengono qui di seguito descritti non sono disponibili gratuitamente all’utenza e quindi anche questo fatto è stato determinante nella scelta, effettuata in sede di definizione del Progetto, di realizzare il prototipo di GIS non in rete, ma nella configurazione dell’utente singolo. Con questa scelta si è avuta la possibilità di disporre senza oneri di spesa, di materiale cartografico, che, nel caso di realizzazione pratica del GIS, dovrà essere acquistato in licenza d’uso. La documentazione cartografica finora acquisita per costituire il database cartografico è la seguente:

- cartografia IGMI alla scala 1:100.000
- cartografia IGMI alla scala 1:25.000
- cartografia geologica
- terreno digitale (concesso in uso dalla CGR di Parma per uso esclusivo del DIET)
- ortofoto digitale alla scala 1:10.000 (concessa in uso dalla CGR di Parma per uso esclusivo del DIET)
- carta della pericolosità sismica a scala nazionale con passo del decimo di grado
- carta vettoriale del grafo stradale (fornita da ANAS per concessione TELEATLAS).

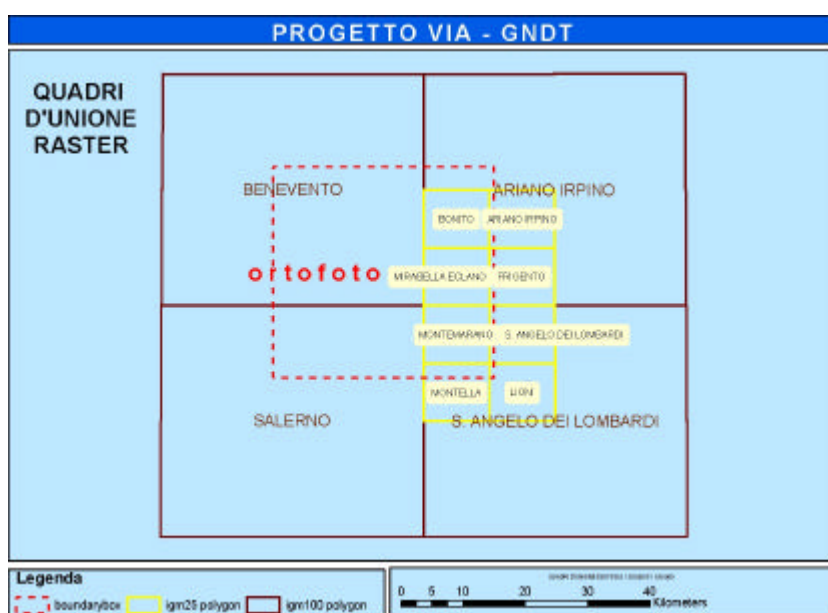


Figura 3 – Quadro d’Unione dei fogli di cartografia acquisiti

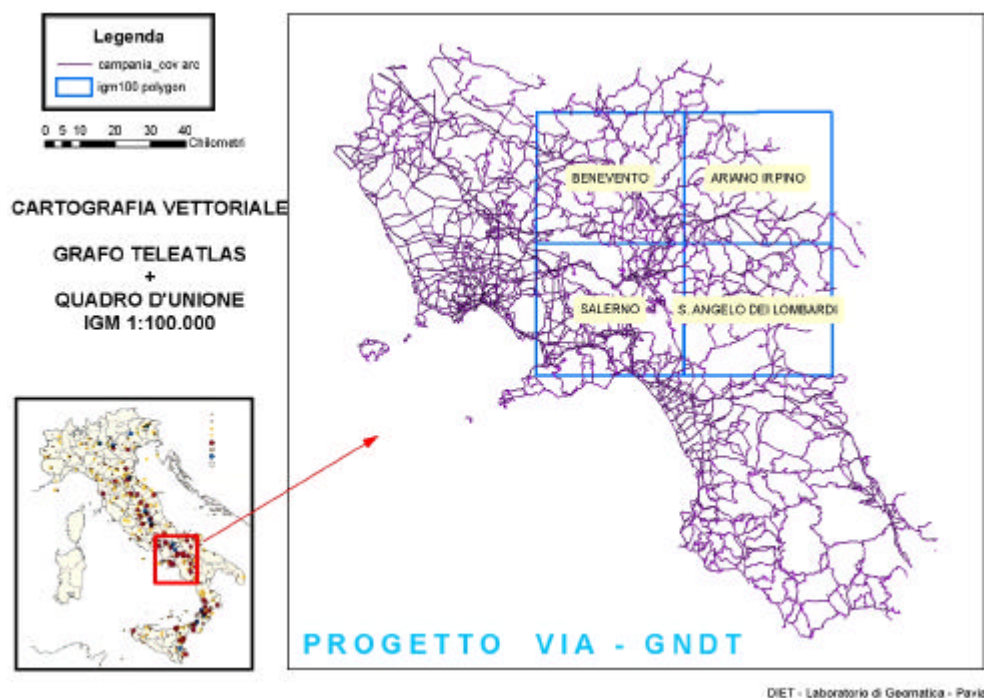


Figura 4 – Il grafo TELEATLAS

Nel proseguimento del Progetto potranno essere acquisite informazioni dalle altre unità operative per il posizionamento e la rappresentazione cartografica delle opere infrastrutturali esistenti nella zona test. Potranno inoltre essere acquisite cartografie vettoriali a media o grande scala utilizzate dalle altre unità operative per lo studio della vulnerabilità di opere artificiali o elementi naturali del territorio. Questi dati dovranno pervenire al task 3 dagli altri task del Progetto.

5. Scelta, acquisto e installazione della strumentazione hardware e software

È stata acquistata una stazione di lavoro Intellistation IBM Mpro3D nella seguente configurazione. Mini-tower, Pentium 4 1400 MHz, 1GB RAM, 2x18,2 GB(ultra160 SCSI) disco fisso, Matrox Millenium G450, 64 MB. Monitor piatto P260 21” FD Trinitron con gestione delle immagini ottimizzata. Sistema operativo Microsoft Windows 2000 Professional.

Il Gis deve essere in grado di gestire due tipi di dati: i dati di tipocartografico, che costituiscono il *database cartografico*, e i dati descrittivi, che costituiscono il *database descrittivo*.

I dati contenuti nei due database sono gestiti da due differenti software che colloquiano tra di loro mediante opportuni motori di interfaccia.

Una delle principali caratteristiche di un GIS è infatti quella di consentire due diversi tipi di interrogazione: nel primo caso si effettua una selezione sul database cartografico e, in funzione di questa, si accede al database descrittivo; nel secondo caso si procede in ordine inverso, cioè si effettua una selezione sul database descrittivo e si accede al database cartografico.

Ad esempio, nel primo caso, una selezione sulla cartografia della pericolosità sismica che interroghi sulle zone con pericolosità superiore ad un prefissato livello, consente di individuare nel database descrittivo tutte le opere infrastrutturali comprese in queste zone.

Nel secondo tipo di interrogazione, invece, una selezione sul database descrittivo di una certa tipologia di infrastruttura (ad esempio tutti i ponti a travata con luce superiore a un prefissato valore) chiederà al software di mostrarne l’ubicazione sul database cartografico.

Per la realizzazione del database cartografico si è scelto di utilizzare il Software ArcInfo 8.1 di Esri.

Sono stati acquisiti in particolare:

ArcGis Desktop, in due licenze, che comprende i seguenti moduli:

- ArcMap
- ArcCatalog
- ArcToolbox
- ArcScene

estensioni: ArcGIS Spatial Analyst,

- ArcGIS 3D Analyst

ArcGis Workstation, in due licenze, che comprende i seguenti moduli

- Arc,
- Arcedit,
- ArcGrid,
- ArcPlot,
- ArcTools

Per realizzare il database descrittivo si è scelto di utilizzare il software Access di Microsoft. In realtà nella stesura del progetto si era indicato a questo scopo il software Oracle; tuttavia questa soluzione è stata accantonata a favore di Access poiché in una realizzazione di GIS non in rete le funzionalità di Oracle non erano necessarie e il suo impiego avrebbe causato un inutile aggravio di costi. Inoltre anche le altre unità di ricerca si erano dette più favorevoli a gestire i dati descrittivi di loro competenza mediante il software Access.

Infine va ricordato che i dati acquisiti nell'ambiente Access sono facilmente esportabili in ambiente Oracle e quindi la scelta di Access non pregiudica l'esportabilità del modello del prototipo di Gis nella modalità in rete con l'uso di Oracle.

6. Impostazione del GIS e prime elaborazioni.

Acquisita la strumentazione hardware e software si è proceduto ad un periodo di apprendimento del software da parte degli addetti alla ricerca; in particolare si sono studiate le possibilità del software ArcInfo in relazione alle caratteristiche del GIS che deve essere realizzato. Si è quindi proceduto all'acquisizione dei supporti cartografici. La cartografia, sia tecnica che tematica, era disponibile in formato cartaceo ed è stata trasposta in formato digitale raster mediante scansione a 400 pixel per pollice. L'ortofoto è stata acquisita direttamente in forma digitale.

Si è quindi acquisita la cartografia TELEATLAS del grafo stradale e i dati riguardanti la carta della pericolosità sismica a scala nazionale con passo del decimo di grado. Su questi dati sono state effettuate varie elaborazioni delle quali se ne riportano qui di seguito alcuni esempi.

Si è quindi proceduto ad esaminare la metodologia di acquisizione e memorizzazione dei dati nel database descrittivo. Ciò è stato fatto in collaborazione con il Task 4, unità di ricerca del Dipartimento di Meccanica Strutturale di Pavia. Con tale unità operativa si è messa a punto la scheda descrittiva delle caratteristiche generali e geometriche dei ponti in base alle quali effettuare la valutazione di vulnerabilità. Per ogni ponte esistente nella zona test si provvederà a compilare tale scheda che verrà poi trasferita nel database descrittivo del GIS.

Analoghe schede dovranno essere predisposte dagli altri Task per le opere infrastrutturali di loro competenza e trasmesse al Task 3 in modo che si possa realizzare il database descrittivo di tutte le opere comprese nella zona test, e delle quali se ne deve valutare la vulnerabilità.

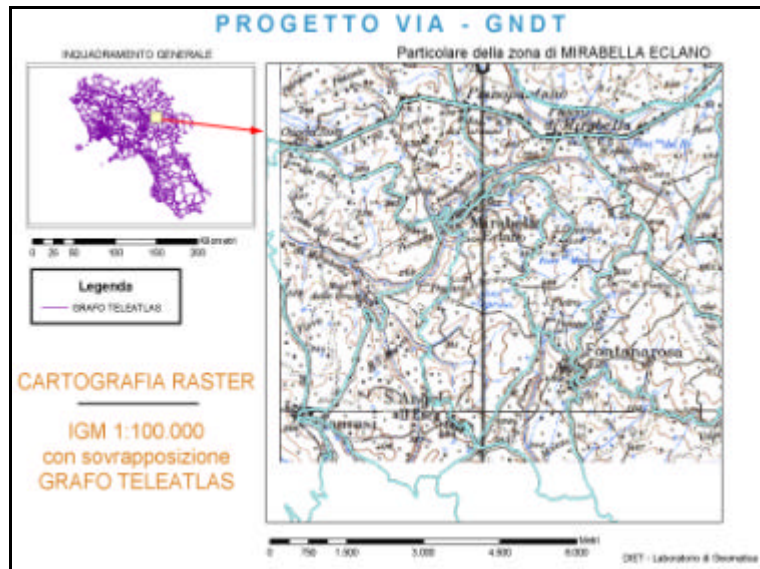


Figura 5 – Una zona con il grafo TELEATLAS sovrapposto alla cartografia 1:100.000

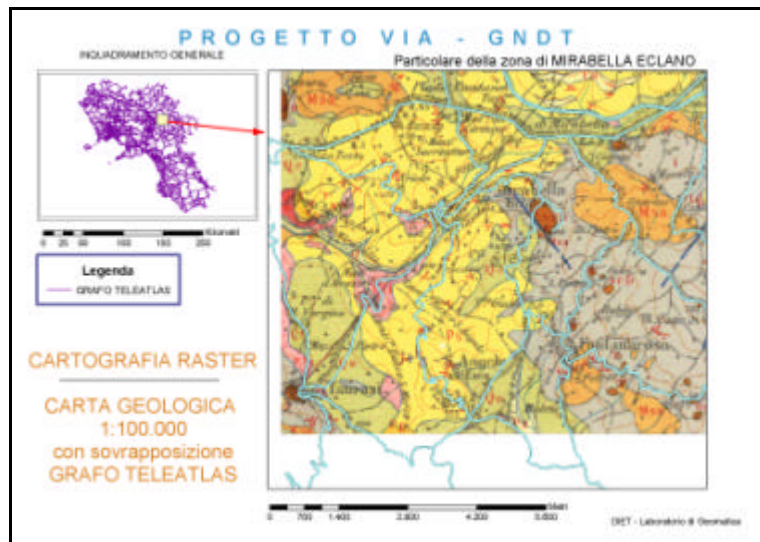


Figura 6 – Una zona con il grafo TELEATLAS sovrapposto alla cartografia geologica

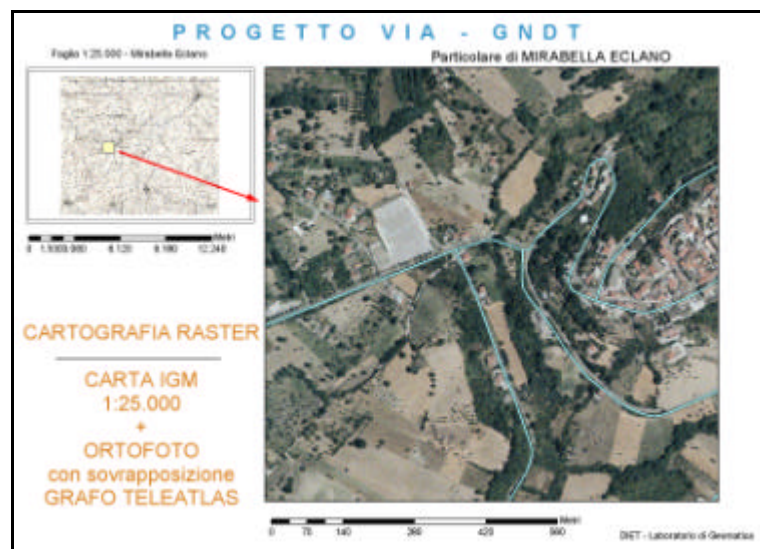


Figura 7 – Una zona con il grafo TELEATLAS sovrapposto all’ortofoto

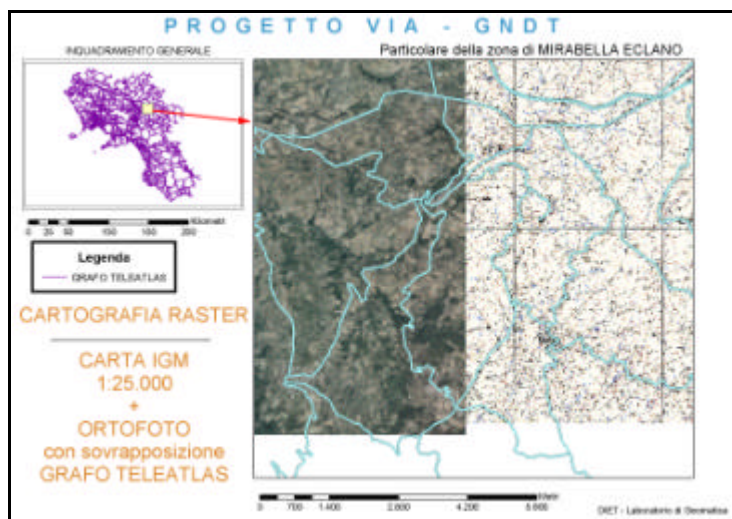


Figura 8 – Una zona con il grafo TELEATLAS sovrapposto all’ortofoto e alla cartografia raster alla scala 1:25.000

7 Obiettivi raggiunti e congruenza con gli impegni assunti nel programma

Le attività svolte nel primo anno di attività del Progetto VIA da parte del Task 3, in accordo con quanto previsto in sede di presentazione del Progetto stesso, sono sintetizzate di seguito.

- Definizione del modello concettuale del GIS.
- Definizione dell’area test.
- Acquisizione dei dati di impianto di conoscenza del territorio per l’area test.
- Scelta ed acquisto della strumentazione hardware per la realizzazione del prototipo di GIS.
- Scelta ed acquisto del software.
- Impostazione del GIS e prime elaborazioni.

8 Bibliografia

- [1] Nicholas Chrisman, -2001- Exploring GIS ISBN 0-471-31425-0 by John Wiley & Sons.
- [2] H. Todd Mowrer, Russell G. Congalton Editors -2000-. Quantifying Spatial Uncertainty in Natural Resources: Theory and Applications for GIS and Remote Sensing Ann Arbor Press. ISBN 1-57504-131-6-
- [3] G. Banchini, G. Gentili, G.F. Lombardo -1999- ‘L’ortofoto digitale a colori: un nuovo strumento per la gestione del territorio’ Bollettino della Società italiana di topografia e fotogrammetria, n.1-2, da p.45-
- [4] V. Casella, R. Galetto, G. Banchini, L. Ferretti-1998- – Riprese aeree con scansione laser: una sperimentazione in ambito italiano – Atti della II Conferenza ASITA, pagg. 475-476, Bolzano, Italia, 24-27 novembre 1998.-
- [5] V. Casella, R. Galetto -1998- Tecniche innovative per il rilevamento terrestre, aereo e da satellite – Atti della II Conferenza ASITA, pagg. 33-53, Bolzano, Italia, 24-27 novembre 1998.-
- [6] V. Casella, R. Galetto, A. Spalla -1998- – Teaching digital mapping with a devoted visualizer – Comunicazione data a ISPRS WG VI/3 Workshop "International cooperation and technology transfer" Perugia, Italia, 16-20 febbraio 1998, in stampa.-
- [7] R. Galetto, C. Monti , A.Spalla, R. Brumana, L. Fregonese -1998-GIS on Network: A Prototype of Wine Viticulture Cadastre To Manage Agricultural Development Planning, DOC Production, and Distributed Citizen Services ESRI International User Conference – S.Diego California. July 27-31, 1998 - <http://www.esri.com/library/userconf/proc98/PROCEED.HTM>-
- [8] R. Galetto, C. Monti , A.Spalla, R. Brumana, L. Fregonese -1998- Potenzialità offerte dalla comunicazione via rete all’utenza dei sistemi informativi territoriali. Atti della II Conferenza ASITA, pagg. 57-58,-
- [9] A.SPALLA -1997- ‘Aspetti caratterizzanti il collaudo della cartografia numerica a grande scala’ Boll.SIFET n.1 pagg.19/28.
- [10] R.Galetto, A. Spalla -1997- – ‘Implicazioni cartografiche nei sistemi informativi comunali’. Relazione presentata alla 1a Conferenza Nazionale delle Associazioni Scientifiche Informazioni Territoriali e Ambientali. Parma 30 settembre - 3 ottobre.
- [11] R. Galetto, A. Spalla -1996-’Multimedia technology: a new opportunity for GIS improvement’-Data acquisition and analysis for multimedia GIS. L. Mussio, G. Forlani, F. Crosilla Eds., CISM, Udine Springer Wien New York, 1-8.

Task 4
VULNERABILITÀ DELLE RETI
VIARIE

Task 4 - Vulnerabilità delle reti viarie

- *Coordinatore: Prof. P.E. Pinto, UniROMA1-DISeg*
- *Partecipanti al Task:* *UniPAVIA-DMS* *Prof. G.M. Calvi*
- *UniNAPOLI-DIG* *Prof. F. Vinale*

1 Introduzione

Nel corso del primo anno, l’attività delle unità afferenti al Task 4 è consistita principalmente nella predisposizione delle procedure teoriche e alla messa a punto delle attrezzature necessarie per l’analisi di affidabilità di una rete in generale e di quella campione in particolare.

L’Unità di Roma, dopo un approfondito esame critico dei diversi approcci contenuti nella più recente letteratura, ha selezionato una procedura per la valutazione del rischio sismico di sistemi strutturali sviluppata nel corso degli ultimi anni principalmente all’Università di Stanford, USA. Tale procedura è stata in primo luogo estesa in modo da poter trattare i meccanismi di collasso tipici delle strutture in c.a.; successivamente la sua efficacia è stata verificata attraverso un’applicazione concreta ad un viadotto della rete autostradale nazionale.

L’Unità di Pavia, nel corso del primo anno del Progetto, ha seguito un indirizzo specifico nella valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico delle strutture, focalizzando l’attenzione sulle problematiche legate ai ponti esistenti della rete stradale e ferroviaria Nazionale. In particolare è stata individuata una metodologia per la predizione del rischio dei ponti, successivamente implementata nel codice SVVS da interfacciare con il GIS.

Presso l’Unità di Napoli il primo anno è stato dedicato all’esame della letteratura di settore (approcci teorici e *case-histories*), alla messa a punto di attrezzature per caratterizzare in sito la risposta meccanica dei terreni, all’esame di opere geotecniche presenti nell’area campione ed all’individuazione preliminare dei parametri geotecnici e geometrici da inserire nel GIS.

Per ciascuna delle Unità Operative del Task 4, l’attività svolta viene riassunta in dettaglio nel seguito.

2 Contributo dell’Unità di Roma: una procedura per la valutazione del rischio sismico di sistemi strutturali

E’ stata investigata la metodologia sviluppata in (Bazzurro 1994a, b; Cornell 1996) la quale è stata poi applicata alla valutazione del rischio sismico di un ponte in cemento armato esistente. La procedura possiede i seguenti requisiti: (1) la formulazione matematica, che si basa su nozioni di probabilità elementari, è particolarmente semplice; (2) il numero di accelerogrammi necessari per determinare, con ragionevole accuratezza, la massima intensità sismica sopportabile dalla struttura è molto limitato, tra 5 e 7; (3) la struttura può essere descritta mediante modelli meccanici avanzati; (4) il rischio sismico è espresso in modo esplicito, al prezzo di una (modesta) approssimazione sulla forma dell’hazard. Le principali limitazioni della procedura sono: (1) non si considera l’aleatorietà nella struttura; (2) non si considerano più meccanismi di rottura contemporanei.

Una caratteristica chiave dell’approccio proposto consiste nell’esprimere la capacità in termini di intensità dell’evento sismico sopportabile dalla struttura attraverso la seguente espressione:

$$C = S_{a,DM=x}(T_f, \xi) := F_{DM=x} \cdot S_{a,ref}(T_f, \xi) \quad (1)$$

Nella precedente equazione $S_{a,DM=x}$ è l’accelerazione spettrale di un accelerogramma opportunamente scalato per cui la misura di danno prescelta DM raggiunge il livello assegnato x in una parte definita della struttura; $S_{a,ref}$ è l’accelerazione spettrale dell’accelerogramma considerato, opportunamente scalato per cui un *evento di riferimento*, precedentemente definito, è appena raggiunto dal sistema. L’evento di riferimento è arbitrario; ad esempio, lo snervamento di una pila in un ponte, il raggiungimento di un certo spostamento laterale in un edificio, ecc.. Per una discussione generale circa le possibili scelte si rimanda a (Bazzurro 1994a). Sia $S_{a,DM=x}$ e $S_{a,ref}$ devono essere valutati per il periodo fondamentale T_f della struttura, calcolato in corrispondenza del raggiungimento dell’evento di riferimento, e per uno smorzamento ξ . Il fattore $F_{DM=x}$ è definito come la quantità per il cui l’accelerogramma che determina il raggiungimento dell’evento di riferimento nella struttura deve essere moltiplicato per generare l’assegnato livello di danno $DM = x$ nella struttura. Svariate

grandezze strutturali possono essere utilizzate per misurare il danno nella struttura: lo spostamento interpiano, la duttilità, la curvatura di una sezione; la scelta più appropriata dipende dal tipo di struttura esaminata. E' importante notare che sia $F_{DM=x}$ che $S_{a, ref}$ sono quantità dipendenti dall'accelerogramma considerato e di conseguenza devono essere trattate come variabili aleatorie. Studi di carattere parametrico e analisi statistiche su strutture reali a più gradi di libertà (Bazzurro 1994a, b) hanno mostrato che F_{DM} è, per le applicazioni di interesse ingegneristico, indipendente dai parametri caratteristici dell'azione sismica quali la distanza dall'epicentro R e la magnitudo M . Inoltre, $F_{DM=x}$ e $S_{a, ref}$ sono entrambi caratterizzati da valori contenuti della dispersione, in particolare se confrontati con quelli tipici dell'azione sismica. Alcune importanti conseguenze di queste osservazioni sono: a) le statistiche di queste due variabili possono essere valutate con buona approssimazione utilizzando accelerogrammi scelti in un ampio intervallo dei valori di distanza e magnitudo; b) i valori attesi di entrambi i fattori possono essere stimati con un discreto livello di confidenza utilizzando un numero piuttosto limitato di accelerogrammi (5-7). La capacità della struttura è dunque misurata dal valore dell'accelerazione spettrale che causa il raggiungimento di un prescelto stato limite e la probabilità di superamento è espressa mediante la:

$$P_f = Pr[S_a > F_{DM=x} \cdot S_{a, ref}] \quad (2)$$

dove S_a indica l'hazard esterno, anch'esso espresso in termini di accelerazione spettrale. Nel seguito si illustrano due possibili procedure per la valutazione della probabilità di superamento (2). La prima è una diretta estensione della classica analisi di rischio sismico (*Seismic Hazard Analysis*, SHA (Cornell 1968)), di cui si mantiene la formulazione matematica. Stante la debole dipendenza delle variabili aleatorie F_{DM} e $S_{a, ref}$ dalla magnitudo M e dalla distanza R e l'ipotesi di correlazione trascurabile, si può scrivere:

$$S_{a, ref} = \hat{S}_{a, ref} \cdot \mathbf{e}_{S_{a, ref}} ; F_{DM} = \hat{F}_{DM} \cdot \mathbf{e}_{F_{DM}} \quad (3)$$

dove $\hat{S}_{a, ref}$ e \hat{F}_{DM} sono i valori mediani, non-condizionati a m e r , mentre $\mathbf{e}_{S_{a, ref}}$ e $\mathbf{e}_{F_{DM}}$ sono due variabili aleatorie introdotte per tener conto della variabilità intrinseca in $S_{a, ref}$ e F_{DM} , aventi media unitaria e deviazioni standard dei logaritmi naturali $\mathbf{s}_{\ln e}$ uguali a quelle di $S_{a, ref}$ e F_{DM} rispettivamente. Sostituendo le (3) nella (2), si ottiene:

$$P_f = Pr \left[S_a > \hat{F}_{DM=x} \cdot \hat{S}_{a, ref} \cdot \mathbf{e}_{F_{DM}} \cdot \mathbf{e}_{S_{a, ref}} \right] \quad (4)$$

Dividendo ambo i membri per $\mathbf{e}_{S_{a, ref}}$ e $\mathbf{e}_{F_{DM}}$ e condizionando la probabilità rispetto a m e r :

$$P_f = \sum_{i=1}^N \left\{ Pr \left[\left(\frac{S_a}{\mathbf{e}_{F_{DM}} \cdot \mathbf{e}_{S_{a, ref}}} \middle| m, r \right) > \hat{F}_{DM=x} \cdot \hat{S}_{a, ref} \right] f_{M,R}(m, r) dm dr \right\}_i \quad (5)$$

L'espressione (5) prevede la sommatoria sulle N aree sismogenetiche che interessano il sito di interesse; S_a è l'accelerazione spettrale (aleatoria) di un evento di nota m ed r , misurata per il periodo fondamentale T_f . Il valore mediano e il coefficiente di variazione (COV) di S_a rispetto ad m ed r sono forniti dalle classiche leggi di attenuazione. Il quoziente $Z = S_a / (\mathbf{e}_{S_{a, ref}} \cdot \mathbf{e}_{F_{DM}})$ ha la stessa media di S_a e COV, assumendo che le variabile siano non-correlate, pari a:

$$\mathbf{s}_{\ln Z}^2 = \mathbf{s}_{\ln S_a}^2 + \mathbf{s}_{\ln \mathbf{e}_{F_{DM}}}^2 + \mathbf{s}_{\ln \mathbf{e}_{S_{a, ref}}}^2 \quad (6)$$

La seconda procedura (Cornell 1996) fornisce una espressione esplicita per la valutazione della probabilità di superamento; inoltre, rispetto alla prima procedura, questa permette di considerare anche la variabilità nella capacità della struttura. Si fa notare infatti che la probabilità di superamento in (2) è valutata per uno specifico stato limite noto deterministicamente ($DM = x$). Per considerare la variabilità nella capacità, l'espressione in (2) deve essere modificata come segue:

$$P_f = \int Pr \left[S_a > F_{DM=x} \cdot S_{a, ref} \middle| C = c_{DM=x} \right] f_C(c_{DM=x}) dc \quad (7)$$

dove $c_{DM=x}$ è una prefissata capacità e f_C è la densità di probabilità (PDF) della capacità.

E’ conveniente approssimare la precedente espressione con una più semplice nella quale figura il prodotto di quattro variabili aleatorie avente la seguente forma:

$$P_f = \int Pr[S_a > F_{DM=\hat{x}} \cdot S_{a,ref} \cdot e_C] f_C(c_{DM=\hat{x}}) dc \quad (8)$$

Nella (8) il fattore $F_{DM=\hat{x}}$ dipende solo dal valore *mediano* della capacità $c_{DM=\hat{x}}$, ma è comunque aleatorio in quanto varia per ogni accelerogramma. Il termine e_C , a media unitaria, è introdotto per tener conto della aleatorietà della capacità. Per ottenere un’espressione esplicita per la (8), si assume che: (1) la capacità, data dal prodotto di tre variabili aleatorie lognormali, ha anch’essa una distribuzione lognormale con valore mediano $\hat{C} = \hat{F}_{DM=\hat{x}} \cdot \hat{S}_{a,ref} \cdot \hat{e}_C$ e COV approssimativamente:

$$d_C^2 \cong d_{S_{a,ref}}^2 + d_{F_{DM}}^2 + d_{e_C}^2 \quad (9)$$

e (2) la funzione di distribuzione (CDF) di $S_a: H(s_a)$ può essere rappresentata nella seguente forma:

$$P[S_a > y] = H(y) \cong k_0 y^{-k_1} \quad (10)$$

Si assume che la curva $H(s_a)$ sia disponibile per il sito in esame. Sostituendo la (10) e l’espressione di f_C (PDF lognormale) nella (8), dopo semplici manipolazioni si ottiene la seguente espressione esplicita per la probabilità di rottura:

$$P_f = H(\hat{C}) \exp\left(\frac{1}{2}(k_1 d_C)^2\right) \quad (11)$$

dove $s_{\ln C}^2 = \ln(d_C^2 + 1) \cong d_C^2$ per variabili lognormali. Nell’espressione (11) la probabilità di superamento viene espressa dal prodotto dell’hazard, calcolato per il valore mediano della capacità, moltiplicato per un “fattore di correzione” esponenziale che dipende dalla variabilità della capacità e dalla pendenza della curva di pericolosità.

Nel seguito, il metodo illustrato è applicato al caso di un ponte esistente in cemento armato a travata continua. I risultati riportati in questo paragrafo sono stati ottenuti trattando la struttura “deterministicamente”; alle proprietà meccaniche dei materiali sono stati assegnati i loro valori medi.

Il ponte è mostrato in Figura 1: esso è costituito da quattro campate di luci simili, per una lunghezza complessiva di 220 m. L’impalcato precompresso è costruito per conci; la sezione è a cassone di larghezza pari a circa 16 m e altezza netta pari a circa 2.5 m. Le pile hanno sezione ellittica piena, di dimensioni alla base pari a circa 4.3 m × 2.2 m.

Il comportamento dinamico della struttura è stato investigato in via preliminare mediante un’analisi modale elastica. In Tabella 1 sono riportati i periodi e le percentuali delle masse partecipanti per i primi quattro modi, tutti corrispondenti ad una deformazione trasversale del ponte.

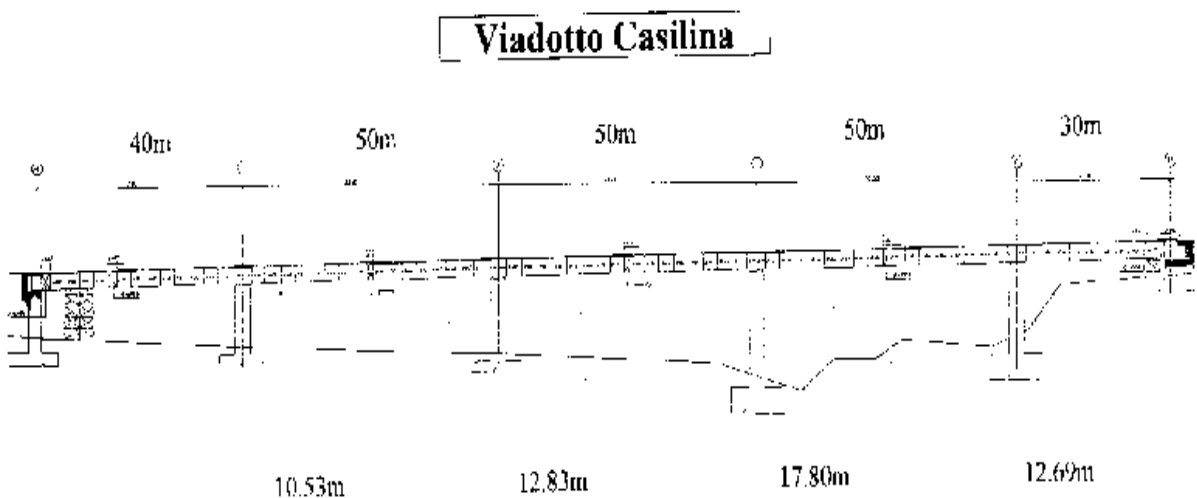


Figura 1: Vista del ponte con indicazioni circa le dimensioni geometriche

Tabella 1: Periodi e percentuali della massa partecipante per i primi quattro modi

Modi	1	2	3	4
Periodi [s]	0.37	0.24	0.15	0.13
Masse partecipanti [%]	66	8	21	5

Dai risultati sopra riportati si evince che la risposta della struttura può essere influenzata dal primo e dal terzo modo, anche se il primo è significativamente dominante. Il primo modo di vibrare è caratterizzato dallo spostamento trasversale concorde di tutto l’impalcato. Sulla base dei risultati ricavati dall’analisi modale, è stata eseguita una prova di push-over statico sia per individuare l’evento di riferimento ed il corrispondente periodo fondamentale della struttura, sia per determinare la capacità della struttura. Dall’esame dei diagrammi momento-curvatura delle sezioni alla base delle pile, si individua con chiarezza sia la condizione di prima plasticizzazione, sia quella di collasso della pila. Un esempio è mostrato in Figura 2 relativamente alla Pila 2 (la seconda da sinistra), la quale risulta essere, dall’analisi push-over, la prima sia a plasticizzarsi, sia ad andare fuori servizio. Al collasso, lo spostamento trasversale in testa alla Pila 2 risulta pari a quattro volte lo spostamento di snervamento (duttilità 4); le altre pile si trovano ancora in condizioni di servizio.

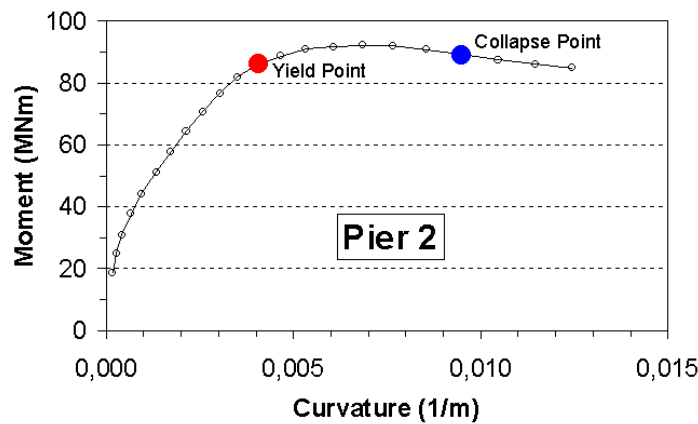


Figura 2: Momento-curvatura per la pila 2

Si definisce quindi come *evento di riferimento* il raggiungimento della plasticizzazione della sezione alla base di una qualsiasi pila, corrispondente ad un valore della curvatura di 0.0041m^{-1} , e come capacità della struttura il collasso di una qualsiasi pila, che si verifica per valore della curvatura pari a 0.01 m^{-1} . Infine si è ricavato, con il metodo dei quozienti di Raleigh, il periodo proprio della struttura in corrispondenza dell’evento di riferimento, pari a: $T_f = 0.58\text{ sec}$.

Il passo successivo è consistito nella determinazione sia delle statistiche per $S_{a,ref}$ e F_{DM} , sia del numero di accelerogrammi necessari affinché i valori stimati siano sufficientemente stabili. A questo proposito sono stati selezionati 41 accelerogrammi relativi a suoli di tipo A (roccia) o B (terreno consistente), di distanza compresa tra 25 e 75 km dall’epicentro e di magnitudo variabile tra 5.5 e 7.5.

Sulla base dei risultati ottenuti sono state ricavate le statistiche per $S_{a,ref}$, F_{DM} : le stime dei valori attesi \bar{X} , dei valori mediani \hat{X} , delle deviazioni standard s e dei coefficienti di variazione d sono riportate in Tabella 2. Nella stessa tabella sono riportate inoltre le statistiche per la capacità $C = S_{a,ref} \cdot F_{DM}$, e per $\ln C$.

Tabella 2: Statistiche dei parametri che definiscono la capacità ricavate dalle analisi con 41 accelerogrammi

	$S_{a,ref}$	F_{DM}	C	$\ln C$
\bar{X}	7.392	1.945	14.373	2.659
\hat{X}	7.576	1.973	14.596	2.665
s	1.678	0.337	2.559	0.183
d	0.221	0.171	0.175	0.069

La capacità C ha distribuzione log-normale, caratterizzata da media e deviazione standard di $\ln C$, che in (Cornell 1996) si suggerisce di stimare mediante le seguenti espressioni:

$$\hat{C} = \hat{F}_{DM=\hat{x}} \cdot \hat{S}_{a,ref} \cdot \hat{e}_C = 14.377 \text{ m/s}^2 \quad (12)$$

$$d_C = \sqrt{d_{S_{a,ref}}^2 + d_{F_{DM}}^2} = 0.279 \quad (13)$$

$$E[\ln C] = \ln(\hat{C}) = 2.666 \quad (14)$$

$$s_{\ln C} = d_C = 0.279 \quad (15)$$

Le (12)-(15) si basano sull’ipotesi di non-correlazione tra $S_{a,ref}$ e F_{DM} . Se si confrontano le statistiche per C e $\ln C$ così ottenute con quelle ricavate direttamente dai dati numerici, riportate in Tabella 2, si osserva una sensibile differenza in particolar modo per la deviazione standard di $\ln C$; ciò significa che una certa correlazione esiste tra $S_{a,ref}$ e F_{DM} , come è d’altronde lecito aspettarsi. Tale correlazione è stata stimata e gli effetti sulla probabilità di rottura investigati (Schotanus 2000): questi ultimi sono risultati non-significativi ed in ogni caso i risultati ottenuti assumendo non-correlazione si sono rivelati, come previsto, sempre conservativi. Uno studio è stato effettuato sull’evoluzione delle variabili di interesse rispetto al numero di accelerogrammi considerati; un esempio è mostrato in Figura 3 per $S_{a,ref}$. Si è concluso che un numero di accelerogrammi compreso tra 5 e 7 fornisce valori dei parametri nel corretto ordine di grandezza. Per maggiori dettagli si rimanda a (Schotanus 2000).

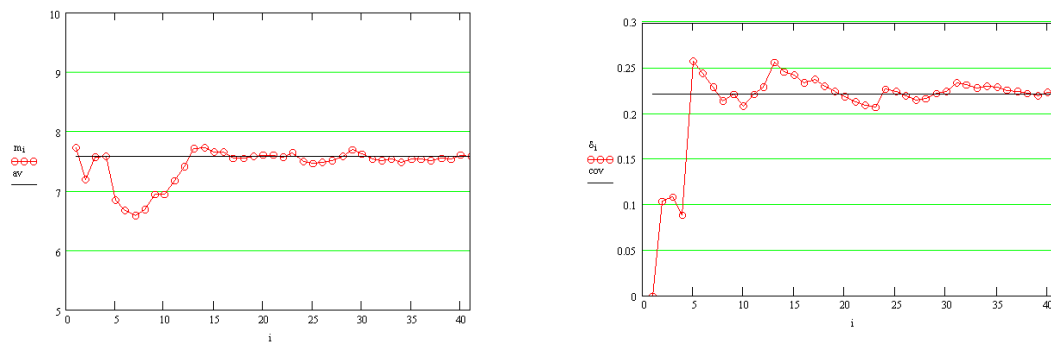


Figura 3: Evoluzione della media e del COV di $S_{a,ref}$ con il numero di accelerogrammi considerati

Per quanto riguarda la funzione di hazard, si è ipotizzato che la struttura sia collocata presso la città di Reggio Calabria. Tale funzione è presentata in Figura 4; per $S_a = 14.377 \text{ m/s}^2$ la probabilità annua di superamento risulta pari a: $H(14.377) = 2.484 \times 10^{-3}$.

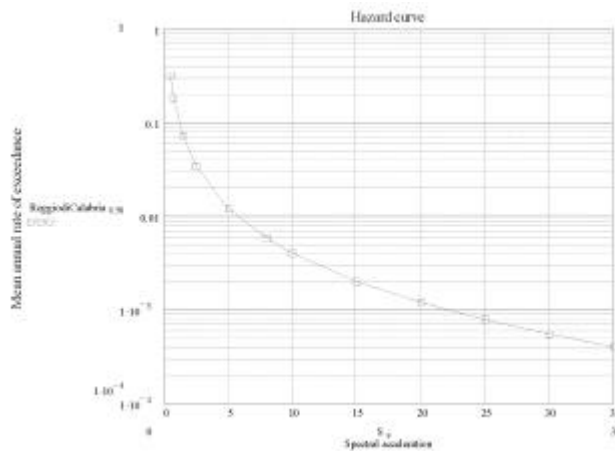


Figura 4: Curva di pericolosità in accelerazione spettrale per la città di Reggio Calabria

La probabilità di superamento, secondo la prima procedura descritta, è data dalla (5) ed è risultata pari a: $P_f = 2.771 \times 10^{-3}$. Con la seconda procedura la probabilità di superamento è risultata pari a: $P_f = 3.09 \times 10^{-3}$, valore praticamente coincidente col precedente.

3 Contributo dell'Unità di Pavia: valutazione della vulnerabilità strutturale ed implementazione del codice SVVS

I ponti occupano da sempre una posizione di rilievo nell'ingegneria strutturale sia per la loro importanza a livello pratico e strategico, sia per le difficoltà di progettazione, talvolta in aperto contrasto con la semplicità geometrica che li può contraddistinguere. Benché progettati con particolari cautele, i ponti hanno spesso mostrato limiti nella risposta ad eventi sismici. Tali problematiche sono state riscontrate non solo nei ponti progettati secondo criteri non sismici oppure per i quali gli effetti del terremoto erano stati valutati con scarsa accuratezza, ma anche in alcuni ponti più recenti, progettati nel rispetto di molti standard antisismici attuali. Le cause principali della inadeguata risposta sismica sono da ricercarsi nella non appropriata filosofia progettuale usata in passato ed alla mancanza dell'applicazione di un criterio di gerarchia delle resistenze e di studi di dettaglio sulle armature. Tali procedure hanno comportato valutazioni errate del comportamento dei ponti in termini di spostamenti sottostimati, possibili collassi fragili dovuti ad una non adeguata correlazione tra resistenze a taglio e flessione, accelerazioni di progetto eccessivamente basse.

Poiché la rete stradale e ferroviaria Italiana consta di migliaia di ponti, molti dei quali costruiti a partire dagli anni '50 e situati in zone ad elevata sismicità, risultano di estremo interesse i problemi della valutazione della vulnerabilità, del rischio sismico e della progettazione degli interventi di adeguamento.

Dal punto di vista teorico vi è l'esigenza di utilizzare modelli che consentano di rappresentare i meccanismi che governano la risposta della struttura quali le leggi costitutive dei materiali, le interazioni tra i componenti, l'instabilità locale e globale. Occorre inoltre distinguere tra gli stati limite rispetto ai quali si intende valutare le prestazioni della struttura e gli stati limite ultimi. Dal punto di vista pratico è necessario correlare grandi volumi di informazioni che derivano dalla geometria della struttura, dai dettagli di armatura e dalla sismicità del sito. La grande varietà dei casi che scaturisce dalla combinazione di tipologie strutturali, sismicità ed aspetti legati alla risposta è tale da rendere di notevole interesse lo sviluppo di uno strumento per la valutazione assistita delle prestazioni o di una procedura strutturata che riunisca in un unico pacchetto tutti gli strumenti necessari allo svolgimento degli studi di vulnerabilità e rischio. I requisiti fondamentali richiesti a questo strumento sono la capacità di trattare il problema per le tipologie strutturali più frequentemente utilizzate, di distinguere tra diversi stati limite operando con modelli di varia natura, di gestire le informazioni sulle strutture esistenti includendo i risultati di eventuali prove sperimentali e di organizzare archivi informatizzati di rapida consultazione attraverso strumenti più evoluti, come ad esempio, quelli di tipo GIS.

L'analisi del rischio sismico di un ponte esistente ha lo scopo di valutare le prestazioni della struttura e le probabilità connesse al raggiungimento di un determinato stato limite, consentendo, così al progettista di decidere sull'opportunità di effettuare interventi di rinforzo e sulle tecniche più adeguate. L'analisi di rischio di strutture esistenti viene di solito eseguita utilizzando modelli nei quali sono pesate la pericolosità (P), la vulnerabilità (V) e l'importanza (I). Il rischio sismico può essere definito mediante un modello moltiplicativo con pesi w_i , che consente di selezionare, tra una popolazione molto vasta di strutture, quelle meritevoli di indagini più accurate ed eventualmente di interventi di rinforzo:

$$R = P^{w_P} \cdot V^{w_V} \cdot I^{w_I}$$

L'analisi di rischio di un ponte procede solitamente analizzando la struttura e i suoi elementi componenti nei confronti di tre diversi stati limite: servizio, danno e collasso. Gli stati limite di servizio per gli elementi spesso si identificano con la comparsa di fessurazione sulle pile di ampiezza tale da non comportare interventi di ripristino e alla quale corrisponde un brusco cambiamento della rigidezza e della risposta dinamica della struttura. Talvolta le condizioni possono essere meno conservative, per cui tale stato limite può essere identificato con il raggiungimento dello snervamento delle armature longitudinali. Un danneggiamento più importante quale il raggiungimento della fessurazione e dello snervamento accompagnati dall'espulsione del copriferro, in generale, non

pregiudica la resistenza della pila, essendo ancora possibili incrementi di duttilità e resistenza; in questo caso, però, è necessario un intervento di ripristino. Il raggiungimento delle condizioni ultime della sezione di un elemento corrisponde al limite di sopravvivenza dell’elemento stesso ed eventualmente dell’intero ponte se non è economica la riparazione.

A fronte dello sviluppo del danneggiamento negli elementi, si avranno limitazioni nelle prestazioni della struttura per la quale si definiscono stati limite di funzionalità, danno e collasso. Devono essere considerati anche stati meno frequenti, ma che contribuiscono al raggiungimento di una determinata condizione sul ponte. Si fa riferimento in questo caso a tutti gli eventi legati al comportamento delle spalle, dell’impalcato, degli appoggi e delle fondazioni.

Lo scopo per il quale viene eseguita l’analisi è di fondamentale importanza. Se essa è effettuata su una vasta popolazione di ponti allo scopo di selezionare i campioni che necessitano di interventi di rinforzo, allora sia la modellazione, sia la tecnica di analisi devono essere semplificate. Al contrario, se lo scopo dell’analisi è la valutazione della risposta della struttura per la calibrazione degli interventi di adeguamento, occorrerà introdurre un opportuno grado di raffinatezza. Una classificazione opportuna può essere la seguente.

- Analisi lineare: è il metodo più semplice per determinare la relazione tra l’azione di verifica o di scenario e gli stati limite della struttura; la vulnerabilità può essere espressa come $d = a_u - a_{SL} / a_u - a_y$, dove a è l’accelerazione ed i pedici u , y e SL denotano rispettivamente lo stato limite ultimo, di snervamento e corrente.
- Analisi ad eventi: è un approccio semplificato alla valutazione della risposta non lineare; consiste nello schematizzare il ponte assemblando i due sistemi terreno-fondazione-pila-isolatore ed impalcato, il primo rappresentato da molle non lineari equivalenti ed il secondo da un elemento elastico. L’analisi statica permette di determinare l’evoluzione del danneggiamento; lo scopo finale è di associare ad ogni stato limite la corrispondente PGA, fissato uno spettro di verifica o di scenario.
- Analisi non lineare: È il metodo più affidabile e può essere svolto a più livelli di accuratezza. Si assume che la risposta non lineare sia totalmente rappresentata da una cerniera plastica alla base della pila e da una molla non lineare schematizzante il comportamento del terreno. La possibilità di utilizzare questo sofisticato strumento di analisi è limitata da alcune difficoltà oggettive quali le prestazioni dei programmi esistenti che possono trattare problemi di limitata complessità e l’interpretazione dei risultati che richiede esperienza e competenze specifiche.

I modelli per la schematizzazione dei ponti sono sinteticamente riassunti di seguito, focalizzando l’attenzione sulle tipologie a travata continua ed a campate isostatiche.

- Modelli SDOF: sono indicati per analisi in direzione longitudinale oppure in direzione trasversale quando il ponte ha un comportamento regolare e la massa modale partecipante è concentrata sul primo modo di vibrazione sia in fase elastica, sia in fase danneggiata.
- Modelli MDOF: sono indicati per analisi tipo evento-evento quando i ponti hanno una travata continua che accoppia le risposte delle pile ed influenza la distribuzione del danno sulle pile.
- Modelli non lineari: sia per sistemi SDOF che MDOF, possono essere realizzate quando è particolarmente sentita l’esigenza di un’analisi raffinata, soprattutto per valutare l’efficacia di interventi di rinforzo.

La regolarità strutturale è uno degli aspetti fondamentali nella previsione della risposta di sistemi complessi nei quali è atteso un comportamento non lineare. Essa può essere quantificata mediante i due seguenti metodi. Nel primo caso, utilizzando un approccio di tipo deformativo, è possibile definire l’indice:

$$I_R = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \left| (1 - d_{ij}) \cdot \left| \Phi_i^B \underline{M} \Phi_j^D \right| \right|}{n}$$

dove \mathbf{f}_i e \mathbf{f}_j sono rispettivamente le deformate modali dell’intero ponte e del solo impalcato. L’origine della definizione risiede nella osservazione del fatto che se le deformate modali dei sistemi distinti *pile* e *impalcato* sono simili, allora il sistema risultante dalla loro unione avrà ancora deformate simili e la distribuzione delle forze sulle pile avverrà in modo proporzionale alle masse. La seconda famiglia di indici si basa su una formulazione di tipo misto. In questo caso la regolarità viene definita relativamente ad una deformata di bersaglio \underline{y} , espressa come combinazione della matrice di forme modali $\underline{\Phi}$ e del vettore dei coefficienti \underline{y} derivante dalla soluzione dei sistemi lineari mediante eliminazione di Gauss. Il secondo vettore di combinazione \underline{z} è espresso in funzione dello spettro degli spostamenti S_D e del fattore di partecipazione modale \mathbf{b} . Confrontando tali vettori è possibile stabilire se il sistema è in grado, per effetto dell’azione di verifica assunta, di riprodurre lo spostamento di bersaglio, usando come misura della similitudine il modulo del vettore differenza:

$$R_D = \frac{|\underline{y} - \underline{z}|}{|\underline{y}| + |\underline{z}|} = \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^m (y_i - z_i)^2}}{\sqrt{\sum_{i=1}^m (y_i)^2} + \sqrt{\sum_{i=1}^m (z_i)^2}}$$

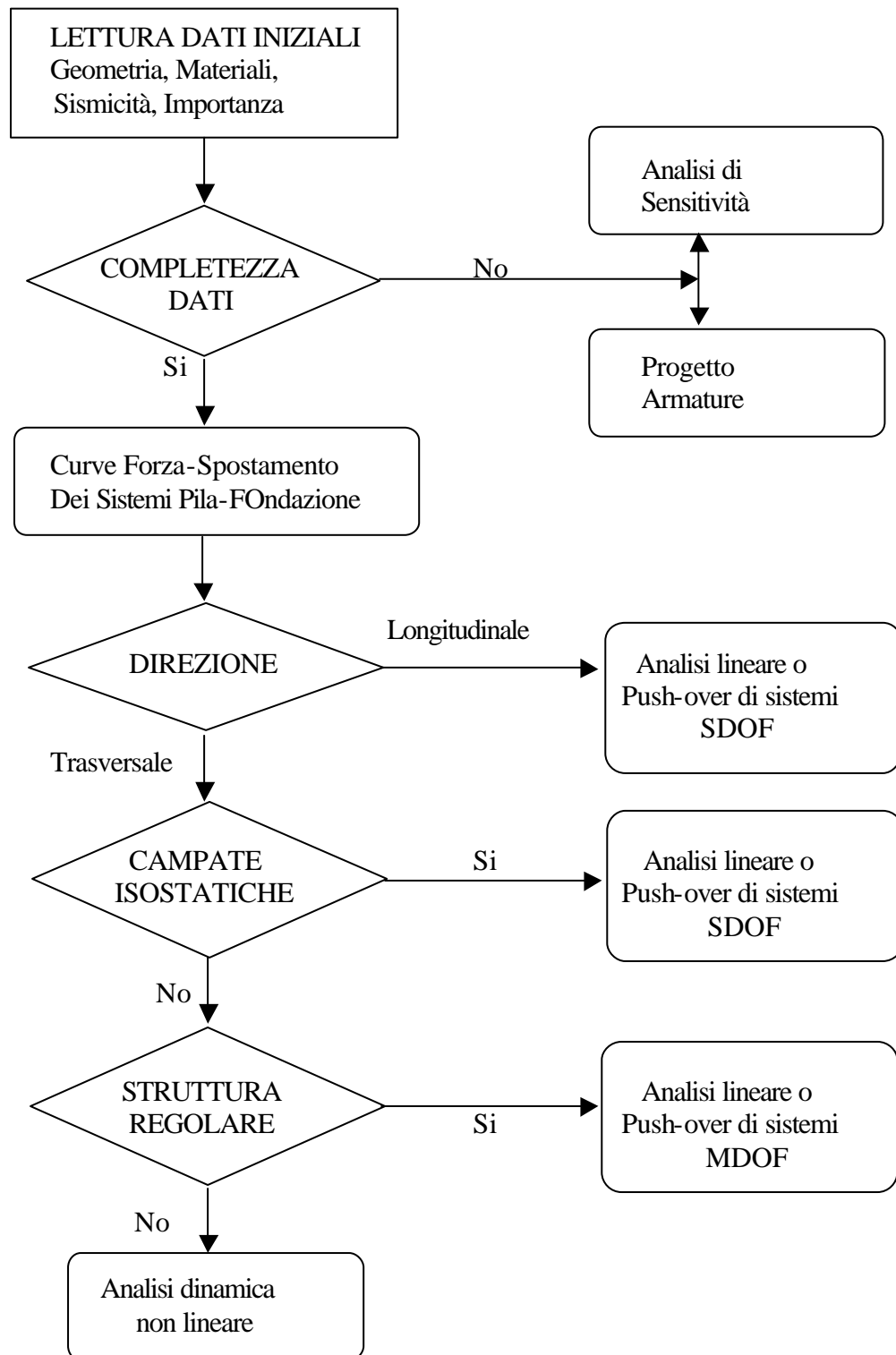
Se la struttura, per effetto dell’input, può assumere una deformata simile a quella di bersaglio, allora R_D è prossimo a zero mentre nei casi opposti si avvicinerà ad 1. L’estensione al caso di strutture non lineari avviene attraverso la definizione di una struttura equivalente.

La risposta degli elementi soggetti ad azione sismica è studiata mediante l’individuazione dei possibili meccanismi di collasso, sinteticamente elencati: a) collasso delle pile per flessione, flessione associata ad insufficiente sovrapposizione delle barre, flessione associata ad instabilità delle barre longitudinali, taglio; b) rottura del nodo trave-colonna; c) rottura dei traversi delle pile a telaio; d) perdita d’appoggio dell’impalcato; e) collasso delle fondazioni; f) collasso delle spalle; g) liquefazione del suolo.

Il modello di valutazione del rischio sismico precedentemente descritto impone lo sviluppo di strumenti per la valutazione assistita della vulnerabilità strutturale. Il sistema proposto è strutturato a scelta multipla, in grado di differenziare le metodologie di stima in funzione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della struttura e della direzione dell’azione sismica ed a riconoscere le esigenze delle differenti analisi. La vulnerabilità del ponte è espressa in termini di curve di fragilità, che pongono in relazione gli stati limite globali all’accelerazione alla base della struttura, per un assegnato spettro di verifica. In linea generale, si possono definire tre stati limite fondamentali, associabili, rispettivamente a condizioni di transitabilità ininterrotta, consentita ai soli mezzi di soccorso e interrotta.

Il codice SVVS è un pacchetto sviluppato con lo scopo di eseguire valutazioni della vulnerabilità dei ponti utilizzando parte dei modelli descritti. Esso è articolato su due livelli. Al primo è posta l’interfaccia che gestisce le operazioni di input dati e di output dei risultati delle elaborazioni; il codice è sviluppato in Visual Basic ed ha come obiettivo la massima semplificazione di tutte le fasi di relazione con l’utente e di gestione dei database. Al secondo livello sono posti codici di calcolo esterni che una routine posta al primo livello gestisce in base alle scelte effettuate dall’utente in fase di inserimento dati. Per quanto riguarda i modelli di risposta degli elementi attualmente sviluppati, sono possibili la costruzione del diagramma momento-curvatura delle sezioni, della curva forza-spostamento delle pile, della curva di resistenza a taglio e di quella flessionale in presenza di scorrimento delle barre unite alla zona di cerniera plastica delle pile. Il diagramma momento-curvatura è ottenuto mediante un modello a fibre della sezione; la curva forza-spostamento è calcolata integrando la distribuzione della curvatura sull’altezza dell’elemento e aggiungendo lo spostamento legato alla deformabilità a taglio e all’effetto di penetrazione delle barre in fondazione. Nella versione attuale del codice sono per ora trattati i casi dei ponti a travata continua o a campate isostatiche su pile monofusto. A tale scopo è possibile utilizzare l’analisi lineare per sistemi SDOF e MDOF, mentre è consentita la sola analisi ad eventi per i modelli SDOF. Il modello della pila nel caso di

analisi lineare è costituito da un elemento elastico con vincolo elastico alla base e massa concentrata in sommità. Nei sistemi a più gradi di libertà è modellato anche l’impalcato utilizzando elementi di tipo lineare. Nei casi di analisi ad eventi è possibile determinare il comportamento della pila in presso flessione tenendo conto di eventuali riduzioni della capacità portante associati a problemi di sfilamento delle barre nel caso di giunzioni per sovrapposizione. Di seguito sono riportati il diagramma a blocchi in cui è descritta la struttura del sistema di analisi di SVVS ed alcune schede di interfaccia con l’utente.



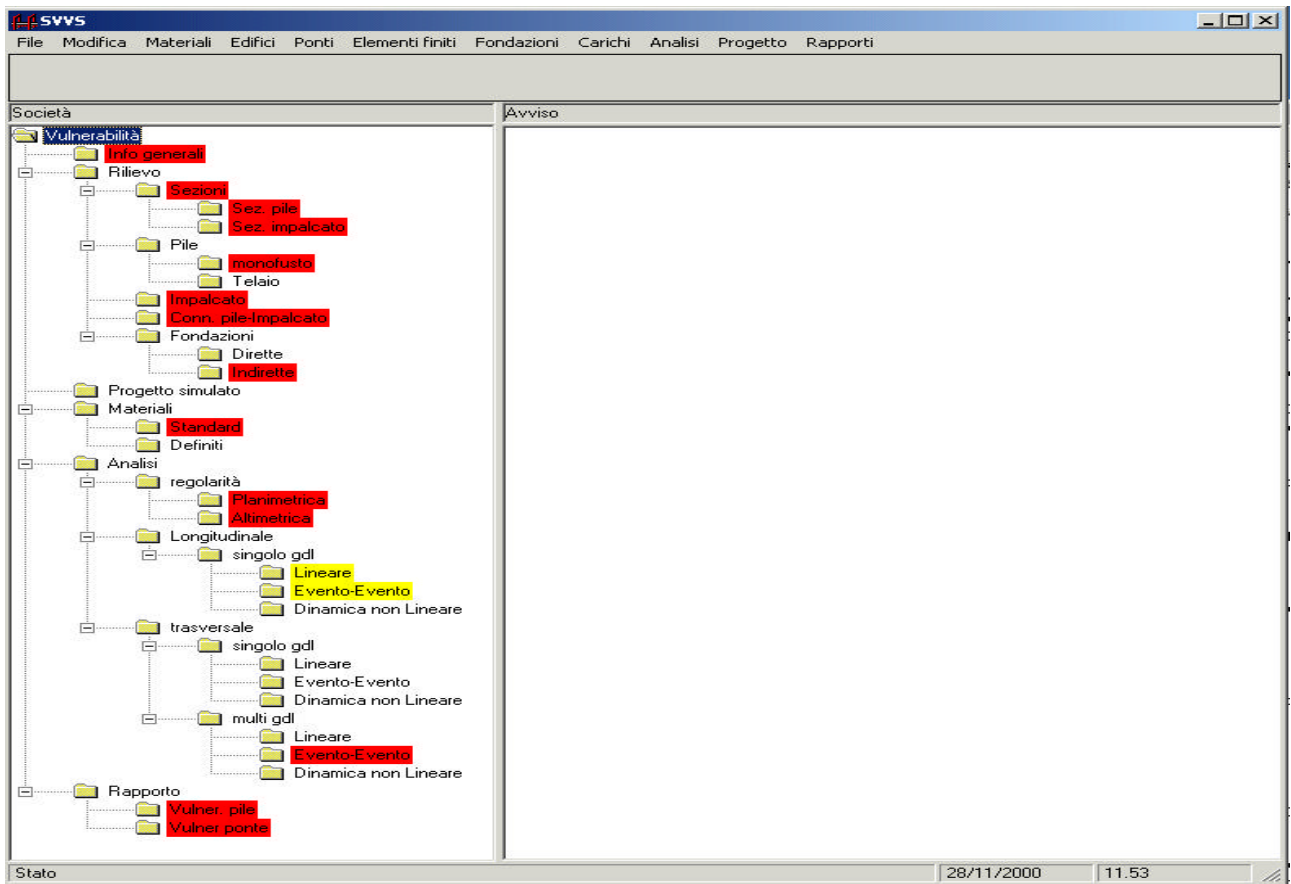


Figura 1: finestra di avvio in modalità automatica

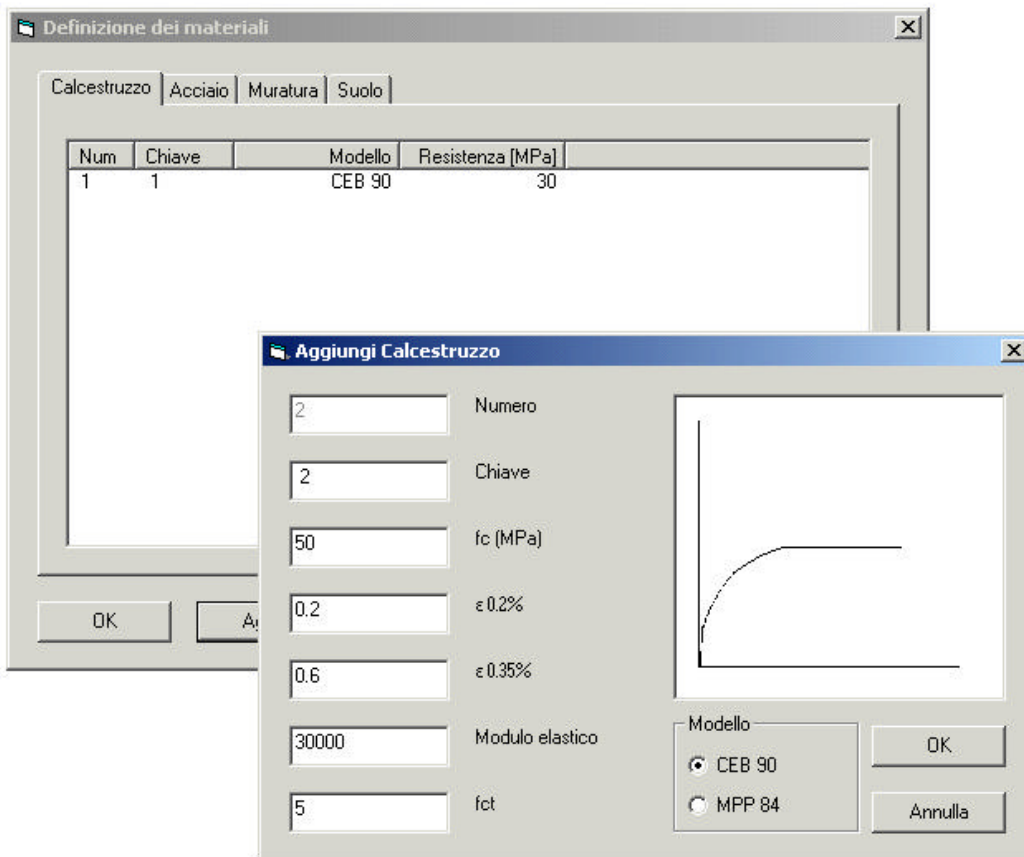


Figura 2: scheda per il rilievo delle caratteristiche dei materiali

Aggiungi/modifica pila singola

Numero: 1
Chiave: 1

Buttons: OK, Armatura <<, Annulla

Tipo sezione

- Rettangolare
- Rettang. cava
- Circolare
- Circolare cava
- Ottagonale

retCava1

Geometria

Altezza (m): 15
 Massa pulvino (kg): 40000
 Fondazioni: f1
 Commenti in fase di rilievo: accessibile

Calcestruzzo

- CEB90
Modello selezionato: 1 - CEB
- MPP84

Acciaio per armature longitudinali

- ElastoPLas
Modello selezionato: 1 ElastoPlastic
- Menegotto Pinto

Acciaio per armature trasversali

- ElastoPLas
Modello selezionato: 1 ElastoPlastic
- Menegotto Pinto

Armatura Longitudinale

Buttons: Aggiungi, Modifica, Elimina

Armatura trasversale

Buttons: Aggiungi, Modifica, Elimina

Diagram: T-shaped pile cross-section with reinforcement bars.

Figura 3: Caratteristiche delle pile monofusto

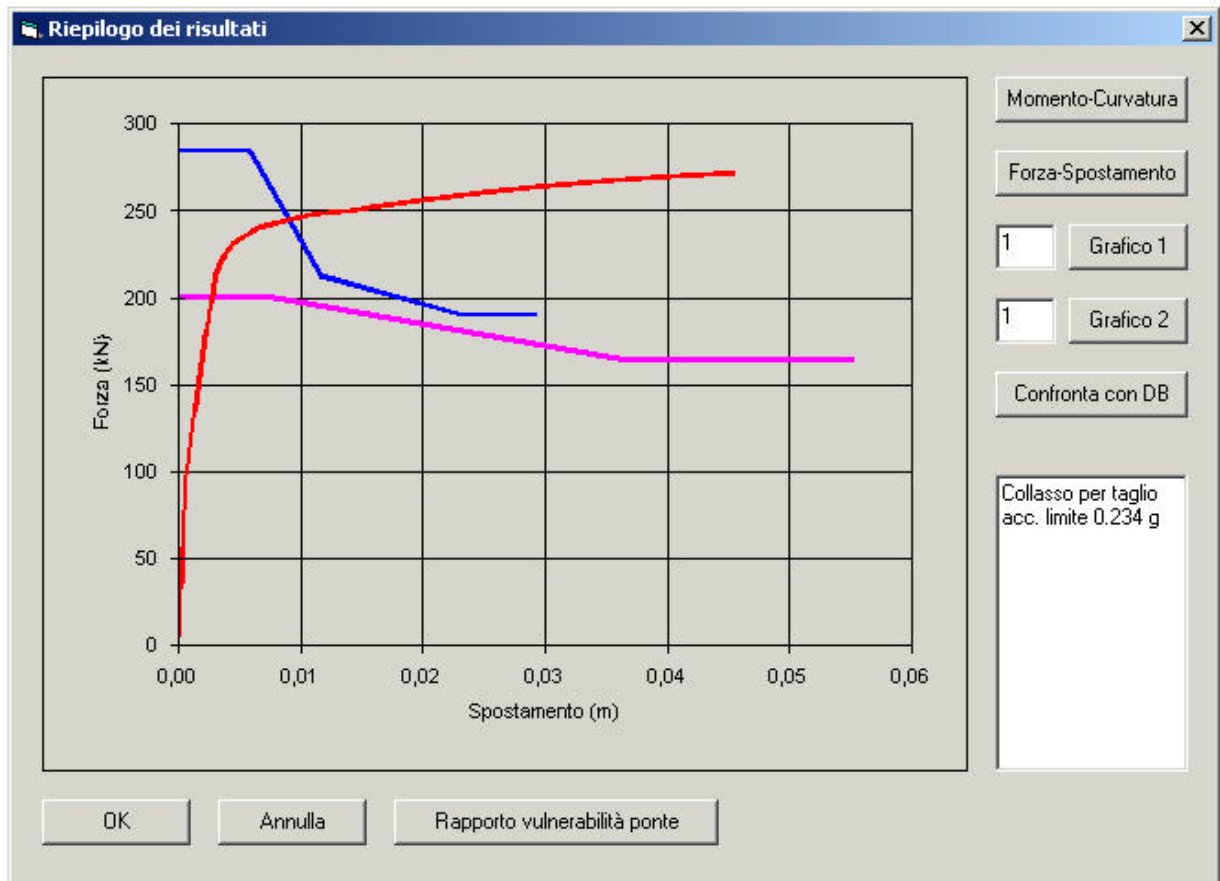


Figura 4: riepilogo dei risultati

4 Contributo dell'Unità di Napoli: esame della letteratura di settore, caratterizzazione della risposta meccanica dei terreni ed esame delle opere geotecniche

L'esame della letteratura relativa agli approcci elaborati per l'analisi sismica di opere geotecniche ha interessato formulazioni matematico-numeriche sia di tipo semplificato sia di tipo complesso. L'attenzione è stata rivolta essenzialmente ai metodi sviluppati per analizzare il comportamento di muri di sostegno e di rilevati.

L'approccio tradizionale utilizzato per l'analisi sismica di muri di sostegno e recepito da quasi tutte le normative nazionali e internazionali è il cosiddetto metodo pseudo-statico, che considera le azioni del sisma equivalenti a forze statiche ricavate moltiplicando i pesi in gioco per un coefficiente (coefficiente sismico) in genere prescritto dalla normativa in funzione della categoria sismica dell'area di ubicazione. L'applicazione dell'approccio al caso di opere di sostegno si realizza nella pratica a mezzo delle ben note formule di Coulomb, calcolando l'incremento di spinta sismica prodotto da una rotazione fittizia del piano campagna a monte e del paramento interno del muro, rotazione proporzionale al valore del coefficiente sismico, così come proposto da Okabe (1926) e Mononobe (1929). Attraverso il metodo di Newmark (1965) l'analisi di un muro soggetto all'azione del sisma viene realizzata assimilando il sistema muro-terreno di spinta a un blocco rigido che scorre su di un piano orizzontale dotato di attrito sotto l'azione del peso proprio e delle forze di inerzia indotte, istante per istante, dal sisma.

Quando i valori delle forze di inerzia determinano forze instabilizzanti maggiori delle forze resistenti ha luogo il movimento relativo fra piano e blocco. Spostamenti relativi si verificano pertanto ogni qualvolta l'accelerazione $a(t)$ supera un valore di soglia a_c , definito *accelerazione critica*, e hanno termine quando le velocità del piano e del blocco assumono lo stesso valore. Gli spostamenti irreversibili del blocco sono ricavati per doppia integrazione della funzione $a(t)-a_c$.

L'accelerazione di soglia a_c viene calcolata determinando la forza d'inerzia pseudo-statica in corrispondenza della quale il coefficiente di sicurezza è unitario. La a_c è perciò influenzata sia dalle proprietà di resistenza del terreno sia dalla geometria dell'opera e dalle masse in gioco. Il metodo di Newmark è utilizzato come strumento affidabile di analisi in fase di progetto e di verifica di muri esistenti. Rappresenta anche un validissimo strumento interpretativo nell'analisi degli effetti prodotti da eventi sismici. Molti Autori hanno utilizzato il metodo di Newmark per determinare relazioni fra spostamenti S indotti da eventi sismici e caratteristiche geometrico-meccaniche di un muro. Nelle relazioni l'evento sismico è sintetizzato di solito attraverso i valori di picco di accelerazione a_{max} e velocità v_{max} , mentre le caratteristiche geometrico-meccaniche dal fattore N , definito come rapporto fra accelerazione critica e accelerazione di gravità. Per ricavare tali relazioni sono state utilizzate un numero cospicuo di registrazioni accelerometriche. Ad esempio Richard & Elms (1979) hanno ricavato la relazione:

$$S_{max}=0.087*(V_{max})^2/(a_{max}*g)*(N/a_{max})^{-4}$$

che può essere utilizzata sia in fase di verifica di un muro realizzato sia in fase di progetto, ricavando in questo secondo caso il valore dell'accelerazione critica (N_n) necessario a che non si superi un prefissato valore (ammissibile) dello spostamento. L'opera può quindi essere progettata sulla base di N_n . Zarrabi (1979) ha portato in conto anche le componenti verticali delle accelerazioni indotte sul cuneo di spinta attiva e sul muro che comportano la variazione dell'accelerazione critica al variare dell'accelerazione al suolo $a(t)$. Wong (1982) utilizza poi questo approccio per costruire, in modo del tutto analogo a quanto realizzato da Richard & Elms (1979), formule predittive sulla base di 14 insiemi di accelerogrammi omogenei relativi a 10 terremoti di magnitudo $M>6$, tutti caratterizzati da un'accelerazione di picco a_{max} superiore a 0.15g. Wong considera inoltre anche l'effetto delle componenti verticali dell'accelerazione del sisma. Come formula predittiva dello spostamento atteso egli ricava:

$$S=37*(V_{max})^2/(a_{max}*g)*\exp(-9.4*N/a_{max})*R_v*R_z$$

(R_v =coefficiente di accelerazione verticale; R_z =coefficiente correttivo per tener conto del modello di Zarrabi)

mentre per lo spostamento massimo ottiene:

$$S_{max}=(3+5*N)*37*(V_{max})^2/(a_{max}*g)*\exp(-9.4*N/a_{max})$$

Simonelli (1992) applica il metodo di Wong (1982) per ricavare relazioni analoghe su scala regionale con riferimento alla banca dati di accelerogrammi registrati in corrispondenza dell'evento sismico verificatosi in Irpinia nel 1980 e per mostrare l'inadeguatezza dell'approccio pseudostatico, generalmente troppo cautelativo, per i coefficienti sismici proposti dalla normativa italiana.

Allo stato attuale il metodo pseudostatico e il metodo di Newmark sono gli strumenti più affidabili nell'analisi del comportamento sismico di muri di sostegno. Gli approcci che assumono una schematizzazione del problema di mezzo continuo deformabile non hanno ancora prodotto allo stato attuale risultati affidabili, a causa soprattutto delle difficoltà della modellazione numerica del comportamento all'interfaccia terra-muro e dei problemi di obiettività della soluzione numerica in un tipo di problema ove in fase pre-sismica il mezzo terreno è già estensivamente in condizioni di rottura.

La letteratura è abbastanza ricca di case-histories di danni subiti da muri di sostegno a seguito di eventi sismici strong-motion. Quelle meglio documentate sia per la descrizione del danno sia per la conoscenza delle caratteristiche dell'input sismico sono relative all'evento sismico di Kobe (Tatsuoka et al., 1996; Koseki et al., 1996; Iai, 1998). Le descrizioni riguardano muri di diversa tipologia costruttiva (muri a gravità, muri a mensola con o senza contrafforti; muri rinforzati con geosintetici) e ad accelerazioni al suolo con valori di picco compresi fra 0.5 e 0.8g. L'analisi dei danni indotti da tale evento sismico mostra come la maggior parte dei muri a gravità e dei muri a mensola abbiano riportato danni significativi, da rotazioni permanenti fino al collasso per ribaltamento o cedimento strutturale. Hanno invece esibito una risposta soddisfacente i muri rinforzati con geosintetici. L'analisi e il confronto fra numerosi casi di muri danneggiati e non, attraverso l'approccio pseudostatico, ha inoltre portato a definire come valore del coefficiente sismico significativo ai fini di un'analisi pseudostatica il 60% circa di quello relativo all'accelerazione di picco al suolo.

L'efficacia dei più recenti metodi di previsione degli spostamenti, basati sul classico modello di blocco rigido di Newmark, è stata investigata da Simonelli et al. (1997), Simonelli et al. (1998), Simonelli et al. (2000). Questi hanno sperimentato il comportamento di prototipi di muri su tavola vibrante, soggetti ad input accelerometrici. In particolare, il muro è a sezione trapezia, con base 40 cm e altezza 90 cm, dimensionato opportunamente affinché il coefficiente di sicurezza allo scorrimento risultasse inferiore al coefficiente di sicurezza al ribaltamento. Le accelerazioni imposte alla tavola hanno riprodotto le registrazioni nei siti di Tolmezzo in Friuli ($A_{max}=0.37g$) e Calitri in Irpinia ($A_{max}=0.18g$) e i confronti sono stati realizzati in termini di spostamenti misurati alla base e in sommità e spostamenti calcolati con la procedura proposta da Zarrabi.

Al contrario di quanto è stato riscontrato per i muri di sostegno, la letteratura sui danni prodotti da eventi sismici su rilevati stradali è avara di case-histories. L'assenza di documentazione è un elemento non privo di significato: la quasi totale assenza del problema in letteratura sta a testimoniare che tali opere geotecniche sono intrinsecamente poco vulnerabili ad un evento sismico anche di forte intensità. A supporto di ciò può essere invocato anche il soddisfacente comportamento sismico, questa volta ben documentato, esibito da dighe in terra soggette ad eventi strong-motion. Esse sono di fatto rilevati di dimensioni notevoli, realizzati con tecniche di costipamento analoghe a quelle utilizzate per la costruzione di rilevati stradali e soggette a condizioni al contorno (carico idraulico a monte) molto più severe nei riguardi della sicurezza. La letteratura indica che sono pochi i casi in cui un rilevato "diga" subisce danni notevoli e pochissimi quelli in cui il danneggiamento è spinto fino al disastroso cedimento della sezione di sbarramento. Sono frequenti avallamenti e lesioni, ma senza che in genere venga compromesso il normale esercizio della diga. E' bene tuttavia osservare che il concetto di livello di danneggiamento per un rilevato stradale è sostanzialmente diverso da quello associato ad una diga, e varia di conseguenza anche la prestazione richiesta per i due diversi manufatti. Innanzitutto si può considerare che l'attingimento di uno stato limite di servizio può avere conseguenze diverse nei due casi. Per una diga può al più comportare disagi per la popolazione e oneri economici per la riparazione. Per un rilevato stradale invece può determinare

perdita di vite umane se il manufatto è parte di un’arteria principale, e non vi siano alternative viarie per prestare soccorsi immediati ai centri abitati colpiti dall’evento sismico. In secondo luogo si può osservare che tipologie di danno analoghe possono comportare conseguenze diverse ai fini della funzionalità o della rottura, e quindi devono essere considerati di diverso livello nei due casi. Ad esempio lo sviluppo di cedimenti permanenti può essere ininfluenza ai fini del normale esercizio di una diga, mentre può compromettere o ridurre la percorribilità di un rilevato stradale. D’altro canto fratture interne al corpo rilevato possono compromettere la tenuta idraulica di una diga e quindi avere conseguenze disastrose mentre possono essere ininfluenti in un rilevato stradale ai fini della sua percorribilità.

Per i rilevati stradali i possibili meccanismi di danneggiamento indotti da un evento sismico non sono ben documentati in letteratura. Sono però state raccolte testimonianze e documentazioni fotografiche sui danni dall’evento sismico dell’Irpinia nel 1980 (Fenelli, 2001), da cui risulta evidente l’importanza di prevedere i cedimenti di un tratto di strada in rilevato. Gli strumenti teorici attualmente disponibili sono il metodo di Newmark, già descritto in relazione alle opere di sostegno, e gli approcci al continuo. Il metodo di Newmark fornisce tuttavia lo spostamento orizzontale dell’opera, mentre ai fini di una verifica occorre stimare il cedimento massimo. Il calcolo si può realizzare assumendo che il vettore risultante sia parallelo alla superficie di scivolamento ipotizzata e che lo spostamento previsto con Newmark rappresenti di tale vettore la componente orizzontale. Tuttavia è bene osservare che l’approccio pseudodinamico proposto da Newmark è basato sull’ipotesi che sia in atto un meccanismo di collasso globale lungo una superficie di scivolamento. Ciò è vero nel caso di muri di sostegno, per i quali la rottura di tipo attivo a monte rappresenta verosimilmente la condizione di normale esercizio. In un rilevato invece cedimenti permanenti possono svilupparsi, come effetto integrale di deformazioni plastiche di natura distorsionale e/o volumetrica, anche senza che si sia generato un cinematismo di rottura. Il metodo è perciò, almeno da un punto di vista concettuale, non sempre idoneo ad analizzare i diversi fenomeni osservati in un rilevato. Per i rilevati appare più efficace una modellazione al continuo. Ovviamente la previsione del cedimento permanente può avvenire solo assumendo una legge costitutiva adeguata. Particolarmente affidabili sono alcuni legami costitutivi ad incrudimento combinato (isotropo e cinematico), quali i legami costitutivi a *Superfici Multiple* (Mroz, 1967; Mroz et al., 1981; Prevost 1978 - 1985; Aubry et al., 1982), quelli a *Superficie Limite* (Dafalias e Popov, 1975; Dafalias e Harrmann, 1982; Bardet, 1989; Crough e Wolf, 1994) quello a meccanismi multipli proposto da Hujoux (1985).

Un quadro degli approcci fino ad ora presi in considerazione e dei criteri adottati per una loro classificazione è riportato nella tabella seguente. Con riferimento ai muri di sostegno e ai rilevati stradali i metodi di analisi sono stati raggruppati in tre classi, in funzione di gradi di complessità via via crescenti.

La prima classe comprende i metodi più semplici, che si ispirano all’approccio pseudo-statico indicato dalla normativa italiana. La loro applicabilità richiede la conoscenza della geometria dell’opera, le proprietà di resistenza a rottura dei terreni che influenzano il comportamento dell’opera, la classificazione sismica dell’area o, in particolare, la conoscenza del coefficiente sismico. La vulnerabilità dell’opera è sintetizzata dal coefficiente di sicurezza rispetto a un meccanismo di collasso globale.

I metodi appartenenti alla seconda classe (pseudodinamici: Newmark e Newmark-derivati) richiedono informazioni più dettagliate sull’input sismico atteso (o di progetto), fino alla individuazione di uno specifico accelerogramma. Possono essere a loro volta distinti proprio in funzione della “schematizzazione” del segnale sismico. Il dato di output, utilizzabile per la stima di vulnerabilità, è uno spostamento orizzontale comunque associato a un meccanismo di rottura globale.

Alla terza classe appartengono gli approcci al continuo che portano in conto gli effetti della deformabilità del mezzo terreno sulla risposta sismica dell’opera. I metodi appartenenti alla terza classe sono ulteriormente raggruppati in sottoclassi, in funzione di come viene modellata l’interazione fra le fasi del terreno (scheletro solido e fase liquida).

L’applicabilità di tali metodi richiede la conoscenza delle proprietà tensiodeformative dei terreni interessati. L’output consiste nelle componenti verticali e orizzontali di spostamenti

permanenti, risultanti da processi deformativi plastici non necessariamente associati a meccanismi di collasso globale. Nel caso più generale è possibile stimare, per sottosuoli saturi, anche il campo di sovrappressioni neutre indotte e i processi di consolidazione post-sismici. Tali metodi consentono, in ogni caso, di valutare la sicurezza dell’opera rispetto a meccanismi di collasso globale.

In genere al crescere del grado di complessità dell’approccio aumenta il numero di informazioni deducibili in output, ed è più alto il grado di affidabilità dei risultati che si ottengono, a condizione ovviamente che si sia in grado di attribuire valori attendibili alle molteplici e più complesse variabili richieste in fase di input.

RILEVATI - MURI DI SOSTEGNO				
Classe	Approccio		Dati di ingresso	Dati di uscita
1	Verifica pseudostatica della stabilità globale (Normativa, mezzo rigido-plastico)		-geometria (piana) dell’opera -parametri di resistenza a rottura del terreno -classificazione sismica sito	-coefficienti di sicurezza rispetto a meccanismi di collasso globale
2	Spostamenti indotti secondo modello di Newmark e derivati (blocco rigido; mezzo rigido-plastico)	Formule predittive di sintesi	-elementi geometrici dell’opera -parametri di resistenza a rottura del terreno -accelerazione massima al suolo -velocità massima al suolo	-spostamenti orizzontali permanenti associati a meccanismi di scorrimento
		Integrazione numerica con input accelerometrico	-geometria (piana) dell’opera -parametri di resistenza a rottura del terreno -accelerogramma al suolo	
3	Spostamenti indotti con approcci al continuo e mezzo deformabile	Approccio monofase	-geometria piana dell’opera -legge costitutiva del mezzo (terreno) monofase -accelerogramma al suolo	-spostamenti orizzontali permanenti -spostamenti verticali permanenti
		Approccio monofase con modello di sovrappressioni neutre	-geometria piana dell’opera -legge costitutiva del mezzo monofase -relazioni fra incrementi di sforzi totali e sovrappressioni neutre indotte -accelerogramma al suolo	-spostamenti orizzontali permanenti -spostamenti verticali permanenti -sovrappressioni neutre
		Approccio accoppiato	-geometria piana dell’opera -legge costitutiva dello scheletro solido -permeabilità del terreno -accelerogramma al suolo	-spostamenti orizzontali -spostamenti verticali -sovrappressioni neutre -effetti post-sismici legati a processi di tipo dissipativo

Durante il primo anno di attività sono stati effettuati alcuni sopralluoghi nell’area campione per rilevare dati di massima sulle opere geotecniche presenti lungo la rete viaria (essenzialmente tipologia delle opere e caratteristiche geometriche). I tratti stradali più interessanti ai fini dello studio sono risultati la statale SS-88 nel tratto Avellino-Altavilla, per la presenza di numerosi muri di sostegno in calcestruzzo, in muratura ed in struttura mista di altezza superiore a tre metri, ed il raccordo autostradale A16-Benevento, per la presenza di rilevati di altezza fino a 10 metri e di muri in calcestruzzo (in corrispondenza di ponti di attraversamento) di altezza superiore ai quattro metri. Lungo le strade collinari e montane sono stati osservati numerosi casi di dissesti superficiali in formazioni argillose ed in formazioni conglomeratiche, in corrispondenza di tratti a mezza costa non protetti da strutture di sostegno nonché modesti fenomeni di crollo da pareti costituite da materiali lapidei fratturati.

Per il prosieguo dell’attività si è scelto di analizzare un tratto di strada di lungo circa 10 km selezionato nell’ambito del raccordo autostradale A16-Benevento. La scelta dell’arteria è motivata dalla sua importanza e anche dalla circostanza che, trattandosi di un’arteria a scorrimento veloce, è ricca di opere geotecniche. Il tratto di strada verrà individuato a breve sulla base delle indicazioni che studi geologici forniranno sulla costituzione del sottosuolo. Nel corso del secondo anno verranno in particolare realizzate le seguenti attività:

- studio della geologia dell’area
- selezione di un tratto da analizzare nel quale siano presenti sia rilevati sia muri di sostegno
- individuazione di dettaglio delle formazioni presenti nel sottosuolo a mezzo di sondaggi stratigrafici

- caratterizzazione delle proprietà meccaniche dei terreni del sottosuolo a mezzo di prove in sito tipo SASW
- analisi della risposta sismica locale a mezzo di analisi free-field schematizzando il sottosuolo come mezzo continuo e deformabile

Nel corso del secondo anno verranno cioè svolte tutte le attività necessarie a trasferire l'input sismico dal bedrock al suolo. Nel corso del terzo anno l'input sismico così ottenuto verrà adottato nello studio della vulnerabilità delle opere geotecniche.

Come accennato la tecnica che si intende utilizzare per la determinazione sperimentale delle proprietà di rigidezza delle formazioni presenti nel sottosuolo è la tecnica SASW. Essa consente di determinare la rigidezza dei terreni in maniera semplice, economica e speditiva. La procedura si articola in due fasi:

- la misura in sito delle vibrazioni prodotte da una sollecitazione transitoria applicata (in direzione verticale) sulla superficie libera del terreno;
- l'interpretazione dei risultati sperimentali (inversione) mediante la simulazione numerica della propagazione di onde di superficie in un semispazio stratificato.

Nel corso del primo anno di attività si è proceduto alla calibrazione degli strumenti (geofoni di superficie) necessari al rilevamento delle vibrazioni, allo sviluppo dei codici di calcolo necessari per il trasferimento dei dati sperimentali dagli strumenti di rilevamento in sito al computer, allo sviluppo dei codici per l'elaborazione delle misure ("costruzione" della relazione tra la velocità delle onde di superficie e la loro lunghezza d'onda), infine, alla ottimizzazione dei codici di inversione (simulazione del fenomeno di propagazione delle onde di superficie per la costruzione della curva di dispersione simulata).

Durante il primo anno di attività sono stati infine definiti in via preliminare i parametri di interesse per lo studio in oggetto, da cui dover selezionare poi quelli che saranno immessi nel GIS. Allo stato attuale, infatti, non è ancora possibile definire i parametri di input necessari alla stima della vulnerabilità. L'elenco prodotto è sicuramente sovradimensionato, e contiene tutti i parametri di ingresso (geometrici, meccanici e idraulici) che si ritiene potranno tornare utili per la definizione della vulnerabilità di un'opera geotecnica.

5 Obiettivi raggiunti e congruenza con gli impegni assunti nel programma

Nel primo anno di lavoro, in pieno accordo a quanto previsto nel progetto di ricerca del Task 4, sono stati raggiunti gli obiettivi prefissati, che hanno consistito, come già descritto in dettaglio per ciascuna delle Unità Operative: 1) nello sviluppo di strumenti metodologici per la valutazione di vulnerabilità e rischio, che ha comportato studi specifici riguardanti: a1) la caratterizzazione dell'input sismico in relazione alla distanza della sorgente, a2) la rappresentazione analitica di un campo stocastico che produca condizioni di input non sincrone, a3) la definizione di spettri di risposta in spostamento, soprattutto nella zona degli alti periodi, a4) la preparazione di modelli strutturali di pile da ponte, nonché a5) di modelli geotecnici per la stabilità dei rilevati in condizioni sismiche, mentre 2) si è avviato lo sviluppo di uno strumento informatico di catalogazione delle linee viabilistiche, identificando la presenza delle opere d'arte, mirato alla valutazione della vulnerabilità e del rischio.

Di seguito è riportato il riferimento di una pubblicazione inerente al lavoro svolto durante il primo anno di attività del Progetto VIA.

[a] Pinto, P.E. 2001. Reliability methods in earthquake engineering. Progr. Struct. Eng. Mater.3(3)

6 Bibliografia

- [1] Aubry D., Hujieux J.C., Lassoudiere F., Meimon Y. (1982) A double memory model with multiple mechanism for cyclic soil behaviour. International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Zurich, pp. 3-13
- [2] Autostrade S.p.a., Guidelines for seismic design of bridges with isolator/dissipator devices, Roma, 1991

- [3] Bardet J.P. (1989) Prediction of deformations of Hostun and Reid Bedford sands with a simple bounding surface plasticity model. Chapter of Constitutive equations for Granular Non-cohesive soils, A. Saada e G. Bianchini, Balkema 131-148
- [4] Bartlett SF & Youd TL, Empirical analysis of horizontal ground displacement generated by liquefaction-induced lateral spreads, Report No. 92-0021, NCEER, Buffalo, NY, 1992
- [5] Bazzurro, P. & Cornell, C.A. 1994. Seismic Hazard Analysis of Nonlinear Structures. II: Applications. ASCE Journal of Structural Engineering 120(11):3345-3365.
- [6] Bazzurro, P. & Cornell, C.A. 1994. Seismic Hazard Analysis of Nonlinear Structures. I: Methodology. ASCE Journal of Structural Engineering 120(11):3320-3344.
- [7] Caltrans, Seismic design of highway bridge foundations - training course manual, California Department of Transportation, 1994
- [8] Calvi GM & Pinto PE, (eds), Experimental and numerical investigations on the seismic response of bridges and recommendations for code provisions, ECOEST/PREC8 report No. 4, LNEC, Lisbon, 1996
- [9] Calvi G.M., A. Pavese, Optimal Design of Isolated Bridges and Isolation Systems for Existing Bridges, Proc. of Us-Italy Workshop On Protective Systems For Bridges April 26 - 28, 1998 New York City, NY
- [10] Calvi GM and Kingsley GR, Displacement based design of multi-degree-of-freedom bridge structures, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 24, 1995
- [11] Calvi GM & Pavese A, Conceptual design of isolation systems for bridge structures, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 1, No. 1, 1997
- [12] Calvi GM, Ciampoli M & Pinto PE, Guidelines for Seismic Design of Bridges - Background Studies: Part 1, European Earthquake Engineering, N. 2/1989, 1989
- [13] CEN, Eurocode 8 - Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 2: Bridges, ENV 1998-2, Brussels, 1994
- [14] Ciampoli M & Pinto PE, Effects of soil-structure interaction on inelastic seismic response of bridge piers, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.121, N. 5, 1995
- [15] Cormack LG, The design and construction of the major bridges on the Mangaweka rail deviation, Trans. of the Institution of Professional Engineers, 15, I/CE, New Zealand 1988
- [16] Cornell, C.A. 1968. Engineering seismic risk analysis. Bulletin of the Seismological Society of America 58(5):1583-1606
- [17] Cornell, C.A. 1996. Calculating building seismic performance reliability: a basis for multilevel design norms, Internal Technical Note, Dept. of Civil Engineering, Stanford University, CA, USA
- [18] Crough R.S., Wolf J.P. (1994) Unified 3-D critical state bounding surface plasticity model for soils incorporating continuous plastic loading under cyclic paths. Constitutive relations. Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol 18, N. 11
- [19] Dafalias Y.F., Popov E.P. (1975) A model of non-linearity hardening materials for complex loadings, Acta Mech. 21, 173-192
- [20] Dafalias Y.F., Herrmann L.R. (1982) Bounding surface formulation of soil plasticity. Soil Mechanics-Transient and Cyclic Loads, Pande & Zienkiewicz (eds), John Wiley & Sons
- [21] Der Kiureghian A & Neuenhofer A, Response spectrum method for multiple-support seismic excitation, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 21, 1992
- [22] Fenelli, G.B. (2001). Comunicazione personale
- [23] Giannini R, Monti G, Nuti C & Pagnoni T, Aspidea - a program for non-linear analysis of isolated bridges under non-synchronous seismic action, Disat Report 5/92, Università dell'Aquila, 1992
- [24] Hujeux J.C. (1985) Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols. Genie parasismique (V. Davidovici ed.), Presses ENCP, 287-302
- [25] Iai, S. (1998). Rigid and flexible retaining walls during Kobe earthquake. Proc. 4th Int. Conf. On Case-Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, pp. 108-127
- [26] Kawashima K, Impact of Hanshin/Awaji earthquake on seismic design and seismic strengthening of highway bridges, Report No. TIT/EERG 95-2, Tokio Institute of Technology, 1996
- [27] Kawashima K, Nakano M & Unjoh S, New design specifications for highway bridges, Proc. of the Second Italy-Japan Workshop on Seismic design and retrofit of bridges, Roma, 1997
- [28] Kowalski MJ & Priestley MJN, Displacement-Based Design of RC Bridge Columns in Seismic Regions, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 24, 1995
- [29] Maffei J, The seismic evaluation and retrofitting of bridges, Research Report ISSN 0110-3326, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1996
- [30] Monobe, N. (1929). Earthquake proof construction of masonry dams. Proc. World Engineering Conference, Vol. 9
- [31] Monti G, Nuti C, Pinto PE & Vanzi I, Effects of non-synchronous seismic input on the inelastic response of RC bridges, Proc. of the 2nd International Workshop on Seismic design and retrofitting of RC bridges, New Zealand, 1994
- [32] Ministry of Construction, Japan, Manual for menshin design of bridges, (translated by H. Sugita and S. A. Mahin), Report No. UCB/EERC-94/10, Berkeley, 1994
- [33] Ministry of Construction, Japan, Report on the damage of highway bridges by the Hyogo-ken Nambu earthquake, Tokio, 1995

- [34] Mroz Z. (1967) On the description of anisotropic work-hardening, *J.Mech. Phys. Solids*, 15 163-175
- [35] Mroz Z., Norris V.A., Zienkiewicz O.C. (1981) An anisotropic critical state model for soils subjected to cyclic loading, *Geotechnique*, Vol. 31, pp. 451-469
- [36] Newmark, N.M. (1965) Effect of earthquakes on dams and embankments. *Geotechnique*, 15: 139-159
- [37] Okabe, S. (1926). General theory of earth pressure. *Japanese Society of Civil Engineers*, Vol. 12, n.1
- [38] Pender MJ & Robertson TW (eds), Edgecombe earthquake: reconnaissance report, *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol. 20, No. 3, 1987
- [39] Petrangeli M & Pinto PE, A fiber model for elements under cyclic bending and shear, *Proc. of the First Italy-Japan Workshop on Seismic design and retrofit of bridges*, Tsukuba, 1995
- [40] Petrangeli M & Pinto PE, Finite element modelling of the Hanshin viaduct's failure in Kobe, *Proc. of the Second Italy-Japan Workshop on Seismic design and retrofit of bridges*, Roma, 1997
- [41] Pinto PE & Calvi GM, Seismic design of reinforced concrete frames, a European perspective, *ACI SP 157*, 1995
- [42] Pinto PE, Giannini R & Nuti C, An automatic procedure for quantitative evaluation of seismic reliability of highway networks, *Proc. of the Second Italy-Japan Workshop on Seismic design and retrofit of bridges*, Roma, 1997
- [43] Pinto AV, (ed), Pseudo-dynamic and shaking table tests on RC bridges, *ECOEST/PREC8 report No. 5*, LNEC, Lisbon, 1997
- [44] Prevost J.H. (1978) Anisotropic undrained stress-strain behaviour of clays. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, pp. 1076-1090, August
- [45] Prevost J.H. (1985) A simple plasticity theory for frictional cohesionless soils. *Soil Dyn. Earth. Eng.*, Vol. 4, N. 1, pp. 9-17
- [46] Priestley MJN, Verma R & Xiao Y, Seismic shear strength of reinforced concrete columns, *Journal of the Structural Division*, ASCE, 120(8), 1994
- [47] Priestley MJN & Calvi GM, Towards a capacity-design assessment procedure for reinforced concrete frames, *Earthquake Spectra*, Vol. 7, No. 3, 1991
- [48] Priestley MJN, Kowalsky MJ, Ranzo G & Benzoni G Preliminary development of direct displacement-based design for multi-degree of freedom systems, *Proceedings of the SEAOC Annual Conference*, Hawaii, 1996
- [49] Priestley MJN, Seible F & Calvi GM, *Seismic design and retrofit of bridges*, John Wiley and Sons, 1996 A recent book covering all aspects of seismic design, assessment and strengthening of bridges.
- [50] Priestley MJN, Seible F & Uang CM, The Northridge Earthquake of January 17, 1994 - Damage analysis of selected freeway bridges, Report. No. SSRP - 94/06, University of California, San Diego, 1995
- [51] Priestley, J.N., R. Verma, Y. Xiao, (1994) "Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 120, No. 8, pp. 2310-2329
- [52] Priestley, M.J.N., Kowalsky, M.J., Vu, N., Mc Daniel, C. (1998) "Comparison of Recent Shear Strength Provisions for Circular Bridge Columns" *Proceedings of the Fifth Caltrans Seismic Workshop*, Sacramento.
- [53] Priestley, M.J.N.; Verma, R. and Xiao, Y. (1994-a) " Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns ", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 120 (8), pp. 2310-2329
- [54] Priestley, M.J.N; Seible, F. and Benzoni, G. (1994-b) "Seismic performance of circular columns with low longitudinal steel ratios", *Dep. of Applied Mechanics and Engineering Sciences*, University of California, San Diego, La Jolla, CA., *Structural Systems Research Project SSRP 94/08*.
- [55] Richards Jr.R. Elms (1979). D. Seismic behaviour of gravity retaining wall. *ASCE*, Vol. 105, April, pp 449-464
- [56] Sabetta, F. & Pugliese, A. 1996. Estimation of Response Spectra and Simulation of Nonstationary Earthquake Ground Motions. *Bulletin of the Seismological Society of America* 86(2): 337-352.
- [57] S. C. Solutions, SC-Push 3D - Manual and program description, San Jose, CA, 1995
- [58] Schotanus, M. 2000. Seismic risk assessment for non-linear structures, Master Thesis, Delft University of Technology
- [59] Seed HB & Idriss IM, Ground motion and soil liquefaction during earthquakes, *Earthquake Engineering Research Institute Monograph*, 1982
- [60] Seible F, Priestley MJN & MacRae G, The Kobe Earthquake of January 17, 1995, Report. No. SSRP - 95/03, University of California, San Diego, 1995
- [61] Simonelli (1992). Some remarks on retaining wall design under seismic conditions. Tenth World Conference on Earthquake Engineering - Madrid, Luglio 1992 (Balkema, Rotterdam 1992)
- [62] Simonelli A., Taylor, C.A., Evangelista, A e Scotto di Santolo, A. (1997). Sperimentazione su muri di sostegno mediante tavola vibrante. IV Convegno dei Ricercatori Universitari del GNCSIG del C.N.R. - Perugia
- [63] Simonelli, A. (1997). Shaking table testing on retaining walls: preliminary experiences (in collab. con altri) - VIII Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering - Istanbul
- [64] Simonelli, A., Crewe, A.J. e Scotto di Santolo, A. (1998). Shaking table tests of scale models of gravity retaining walls – The Sixth SECED Conference on Seismic Design Practice into the Next Century – Oxford
- [65] Simonelli, A., Carafa, P., Feola, A., Crewe, A.J. e Taylor, C.A. Retaining walls under seismic actions: shaking table testing and numerical approaches. XII World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Gennaio 2000
- [66] Skinner RG, Robinson WH & McVerry GH, An introduction to seismic isolation, John Wiley and Sons, 1993
- [67] Tamura K, Strong motion records of the 1995 Hyogo-ken Nambu earthquake and seismic design forces based on these records, *Proc. of the 12th US-Japan Bridge Engineering Workshop*, 1996

- [68] Tamura K, Honda R, Chiba A & Yamamoto K, Ground motion characteristics for seismic design of highway bridges, Proc. of the Second Italy-Japan Workshop on Seismic design and retrofit of bridges, Roma, 1997
- [69] TGIII/2, Seismic Design of RC Structures, Bulletin N. 236, Comité Euro-international du Béton, Lausanne, 1997
- [70] Wong, C.P. (1982). Seismic analysis and an improved design procedure for gravity retaining walls. M.S. Thesis. Dept. Of Civ. Eng. MIT, Cambridge, USA
- [71] Yashinsky M, Recent developments in seismic isolation at Caltrans, Proc. of the 2nd US-Japan Workshop on Earthquake Protective Systems for Bridges, Tsukuba, 1992
- [72] Yokoyama K, Tamura K & Matsuo O, Design methods of bridge foundations against soil liquefaction, and liquefaction-induced ground flow, Proc. of the Second Italy-Japan Workshop on Seismic design and retrofit of bridges, Roma, 1997
- [73] Zarrabi-Kashani, K. (1979). Sliding of gravity retaining walls during earthquakes considering vertical acceleration and changing inclination of failure surface. M.S. Thesis Dept. Of Civ. Eng. MIT, Cambridge, USA

Task 5

**VULNERABILITÀ DELLE RETI
ELETTRICHE**

Task 5 – Vulnerabilità delle reti elettriche

- Coordinatore: Prof. R. Giannini, UniROMA3-DiPSA

- Partecipanti al Task: UniROMA1-DISeG Prof. P.E. Pinto

1 Stato dell’arte sulla valutazione del rischio sismico delle reti elettriche e delle metodologie adottate o proposte per la sua riduzione

È stata condotta un’ampia ricerca bibliografica utilizzando alcuni tra i principali database relativi alle pubblicazioni nel campo dell’ingegneria sismica. I risultati hanno confermato quanto già sostanzialmente noto: il problema ha ricevuto fino ad ora non troppa attenzione in ambito internazionale e l’Italia è stata tra i primi ad indagarlo approfonditamente, per cui le competenze nazionali restano tra le più avanzate. Recentemente, a seguito dei terremoti di Northridge del 1994 e di Kobe del 1995, che hanno provocato ingenti danni alle *lifelines* elettriche, il tema è diventato di notevole attualità anche negli Stati Uniti ed in Giappone. La sensibilità al problema da parte degli enti proprietari delle reti è testimoniata in particolare da un importante programma di ricerca, iniziato nel 1997 e finanziato dal maggiore ente elettrico della California, la *Pacific Gas & Electric company* (PG&E) e condotto dal *Pacific Earthquake Engineering Research Center* (PEER). Ciò nonostante, la letteratura disponibile sull’argomento è ancora piuttosto scarsa.

Il programma di ricerca americano si occupa esclusivamente della valutazione della vulnerabilità dei componenti, mentre non vi sono studi nuovi relativi alle reti. Nel seguito si riportano i principali risultati della ricerca, suddivisi per argomenti.

a) Comportamento delle reti elettriche sotto l’azione sismica

In letteratura sono disponibili vari rapporti riguardanti gli effetti dei terremoti sulle reti elettriche [1] [2] [3] [4] [30]. È ormai noto che la parte debole del sistema è costituita dalle apparecchiature presenti nelle sottostazioni, mentre la rete di trasmissione, ovvero i tralicci di supporto dei cavi, non subiscono particolari danni a causa del sisma. Di conseguenza, in questi ultimi anni la ricerca si è concentrata principalmente sulla valutazione del comportamento dei singoli componenti e sulle tecniche di mitigazione del rischio sismico. Questo argomento costituisce parte fondamentale anche del presente progetto.

b) Valutazione del rischio sismico delle reti elettriche

Diversamente dal caso di reti viarie, in letteratura sono presenti pochi esempi di analisi della vulnerabilità delle reti elettriche [5] [6] [7] [9] [10]. Allo stato attuale delle nostre informazioni, la procedura più sofisticata ed aggiornata risulta quella sviluppata da Giannini e Vanzi ed illustrata nelle memorie citate ed in altre [8]; essa è inserita nel codice di calcolo, ASKxELP, disponibile per il progetto. Le principali caratteristiche della procedura sono:

- tratta la rete come un sistema capacitivo;
- opera sui singoli componenti delle stazioni e tiene conto della propagazione dei corto-circuiti;
- procede per simulazione (Monte Carlo).

In particolare, la rete viene trattata come un circuito elettrico a corrente alternata in condizioni stazionarie ed è caratterizzata mediante le ammettenze complesse delle linee e le potenze nei nodi. Il sistema di equazioni risultante, le cui incognite sono le tensioni nei nodi, è di tipo quadratico. La condizione di black out è raggiunta quando l’analisi di flusso (*load flow*) non converge ad una soluzione. La stazione viene decomposta in macro-componenti, i quali sono costituiti dal raggruppamento dei singoli componenti elettrici presenti nella stazione. Le curve di fragilità dei macro-componenti si ricavano da quelle dei singoli componenti; il collasso di un singolo componente produce quello del macro-componente, che a sua volta genera un corto-circuito che si propaga fin quando un interruttore non interrompe il circuito. I passi seguiti dalla procedura per l’analisi della rete sono i seguenti:

1. si assume che un evento sismico, definito da epicentro e magnitudo, abbia luogo;
2. si determinano le intensità locali nei siti delle stazioni di trasformazione/ distribuzione (sotto forma di PGA);

3. dalle curve di fragilità dei singoli componenti si ricavano le accelerazioni resistenti dei macro-componenti;
4. si determina lo stato delle stazioni e della rete a seguito dei collassi e dei cortocircuiti;
5. si esegue l'analisi di flusso (*load flow*) e la corrispondente valutazione dello stato della rete (funzionamento pieno, siti non alimentati, black out, ecc...). Rispetto agli altri lavori presenti in letteratura, la particolarità della procedura sopra descritta consiste nel trattare le stazioni non come un'unica entità, bensì costituite da più macro-componenti. Ciò consente di simulare la capacità delle stazioni di continuare ad operare anche se un singolo componente va fuori-servizio. Tra gli obiettivi del terzo anno si prevede di raffinare ulteriormente la procedura, inserendo anche il tempo necessario per la riparazione dei componenti fuori-servizio come parametro che contribuisce alla determinazione del rischio.

c) *Valutazione del rischio sismico dei componenti elettrici*

Abitualmente i componenti elettrici delle stazioni di trasformazione e distribuzione non sono progettati nei confronti dell'azione sismica; non ci sono pertanto standard di sicurezza che possano servire da riferimento. Prove sperimentali e numeriche sulla vulnerabilità sismica di alcune tipologie di componenti sono state svolte principalmente in Italia ed in California.

Le analisi italiane, condotte negli anni '90 dall'ISMES per conto dell'ENEL [12] [13] [14] sono sfortunatamente poco disponibili, perché considerate proprietà dell'ENEL e perché protette da vincoli di riservatezza imposti dai produttori. Alcuni parziali risultati sono tuttavia disponibili in bibliografia [15].

Le indagini condotte recentemente in California presso il PEER sono meglio documentate ed illustrate in vari rapporti [16] [17] [18] [19]. Sono state effettuate numerose prove, sia di tipo statico che di tipo dinamico, su differenti apparecchiature; gli obiettivi consistevano nel valutarne le prestazioni sotto l'azione sismica, il comportamento dinamico e per individuare le opportune tecniche di *upgrading* delle parti rivelatesi deboli. Sulla base dei risultati sperimentali sono stati sviluppati inoltre dei semplici modelli numerici.

Poiché le apparecchiature usate negli Stati Uniti sono sensibilmente diverse da quelle europee ed italiane, questi risultati hanno un'utilità limitata e potranno essere utilizzati per raffronto al fine di convalidare procedure e metodi. Ad esempio, dalle prove condotte negli Stati Uniti su sezionatori, si è concluso che le giunzioni in alluminio tra gli isolatori in porcellana e i telai di supporto costituiscono le parti deboli delle apparecchiature. Al contrario, le prove condotte in Italia all'ISMES su interruttori simili a quello oggetto del presente studio, hanno determinato la rottura degli isolatori in porcellana. Si ritiene che questa circostanza sia dovuta principalmente alla differente geometria dei telai di supporto delle apparecchiature testate in Italia e negli Stati Uniti. Ciò nonostante, non si esclude che un ruolo non marginale possa essere attribuito alla resistenza caratteristica delle porcellane e degli acciai impiegati nei diversi paesi.

Tra gli obiettivi della ricerca condotta negli Stati Uniti figura anche lo sviluppo di terremoti di progetto per la valutazione e la verifica delle apparecchiature elettriche. In particolare, si è inteso valutare le nuove Linee Guida redatte dallo Institute for Electrical and Electronics Engineers (IEEE) [31]. Infine, sempre nell'ambito del progetto PEER, si segnalano alcuni studi a carattere numerico sugli effetti dell'interazione tra le apparecchiature tra loro connesse sia mediante collegamenti rigidi, sia mediante cavi, sotto l'azione sismica [20] [21] [22]. Questo argomento costituisce uno dei temi che saranno affrontati nel terzo anno del progetto.

Per quanto riguarda la determinazione delle curve di fragility dei singoli componenti elettrici, oltre ai lavori dell'ISMES già citati [12] [13] [14] [15], si segnalano i lavori di Hwang e Huo [23] e di Der Kiureghian [24][24]. Quest'ultimo è di tipo puramente teorico, ovvero propone di applicare il classico approccio Baysiano per valutare la fragilità dei componenti elettrici. Gli altri lavori invece hanno un carattere più applicativo: definite le resistenze ed i meccanismi di collasso per le varie apparecchiature, si procede per simulazione numerica fino a fornire le curve di fragilità per i differenti componenti presenti nelle stazioni elettriche.

Nelle figure seguenti si mostrano due esempi di curve di fragility, il primo ricavato dalle prove condotte presso l'ISMES su un interruttore, il secondo da quelle svolte da Hwang su un trasformatore presente in una stazione di Memphis.

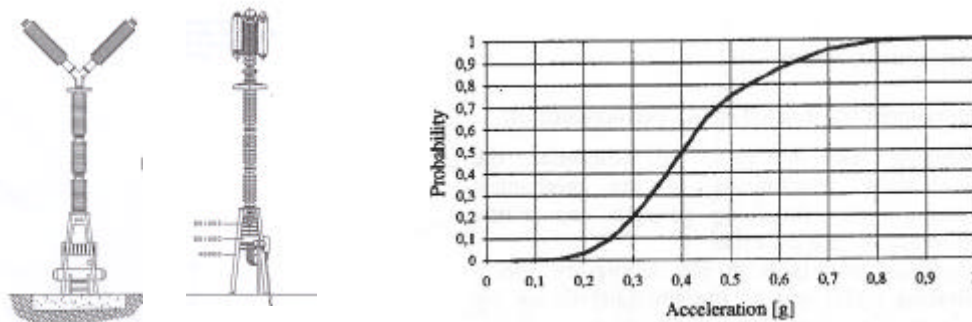


Figura 5- Layout e curva di fragility per un interruttore (da [15])

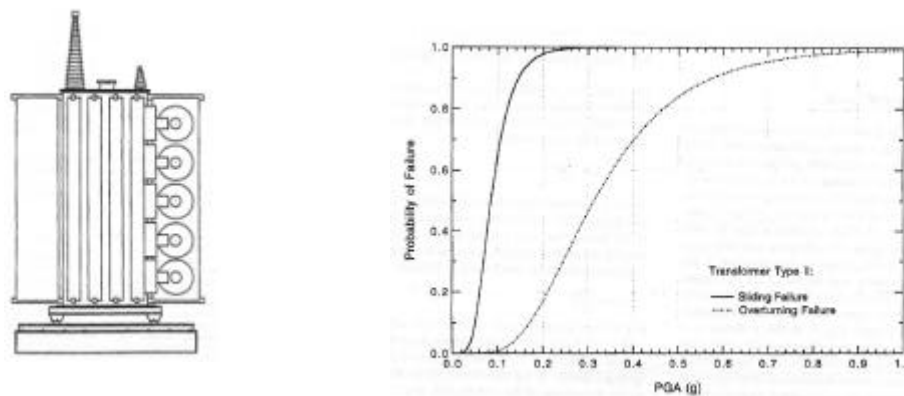


Figura 6 - Layout e curva di fragility per un trasformatore (da [23])

d) *Dispositivi di protezione passiva dei componenti da eventi sismici*

È stata effettuata una ricerca bibliografica circa le tecniche di *retrofitting* dei componenti elettrici. Per sistema di protezione passiva si intende l'uso combinato di “classici” dispositivi isolatori, che attraverso un'azione di “filtro” riducono sensibilmente l'energia trasmessa alle strutture, e da dispositivi dissipatori che concentrano la dissipazione di energia in parti limitate della struttura. Questa tecnica si è rivelata in molte circostanze particolarmente efficace sia dal punto di vista tecnico sia economico per la protezione dinamica di apparecchiature industriali. Per quanto ancora poco diffuso, l'utilizzo dei sistemi di protezione passiva per le apparecchiature elettriche ad alta tensione è stato già proposto da alcuni studiosi in varie parti del mondo, ed in qualche caso si è anche giunti alla loro effettiva applicazione o almeno alla realizzazione di prototipi [11] [32], [33], [34], [35], [36], [37], [38], [39], [40], [41], [42], [43].

In letteratura sono riportati vari casi di protezione sismica mediante *dispositivi elastomerici armati*. Il primo lavoro risale al 1979 e riguarda il programma di prove su un interruttore da 230 kV finanziate dal *Department of Water Resources* della California e svolte presso il *Blume Center* dell'Università di Stanford [11] [32]. L'isolamento alla base dell'interruttore fu realizzato inserendo un telaio orizzontale in acciaio fra le quattro colonne del supporto verticale dell'apparecchiatura a circa 60 cm dalla superficie del terreno, e quattro appoggi elastomerici armati del tipo francese

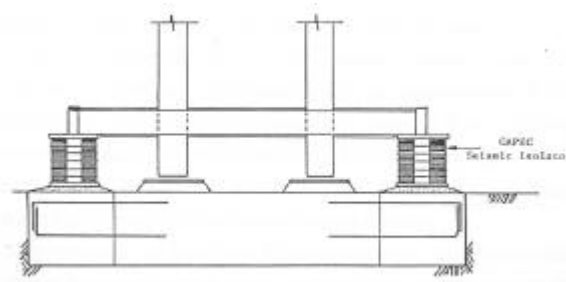


Figura 3 - Inserimento dei dispositivi di isolamento alla base dell’interruttore da 230 kV

La risposta dell’apparecchiatura, in termini di accelerazione, taglio alla base e momento ribaltante, sotto l’azione dello spettro di progetto ($a_g = 0.5 \text{ g}$) risultò circa quattro volte inferiore rispetto al caso di interruttore non isolato.

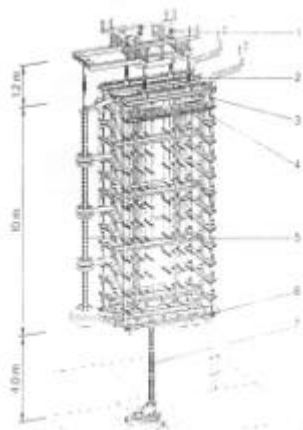
Un’altra applicazione è stata realizzata in Cina nella prima metà degli anni ’80 su tipici interruttori AT da 220 kV e 110 kV presenti in varie sottostazioni [33].

Simili dispositivi di protezione sono stati applicati anche per l’adeguamento di un gruppo di condensatori in California [34], progettati secondo le Norme in vigore prima del terremoto di San Fernando (1971) che causò seri danni alle apparecchiature elettriche in generale. Per limitare gli spostamenti e la rigidità sotto i carichi di servizio è stato posto al centro di ciascun isolatore un nucleo di piombo, introducendo così un aumento del coefficiente di smorzamento dal 10% al 20%.

Un’altra applicazione di adeguamento sismico di condensatori è stata effettuata in Nuova Zelanda [35] [36]. I gruppi di condensatori con le relative colonne in porcellana vennero sollevati di circa 1 metro da terra e fu inserito al di sotto di essi un telaio orizzontale in acciaio poggiante su sei *appoggi elastomerici multistadio*. La necessaria capacità dissipativa per il sistema di isolamento è stata fornita attraverso due smorzatori circolari in acciaio.

Un particolare dispositivo di protezione per un interruttore ad alta tensione è stato sviluppato dal produttore svedese ABB [37]. Il *dispositivo smorzante* è realizzato bullonando il telaio di supporto alla piattaforma di base su cui sono montati quattro smorzatori; i pistoni sono fissati attraverso bullonature alla fondazione. Lo spostamento relativo pistone cilindro produce una dissipazione di energia per attrito. Le prove sperimentali hanno dimostrato che il sistema di protezione progettato riduce di oltre il 30% le tensioni nell’apparecchiatura.

Dispositivi misti, che utilizzano molle e smorzatori, sono stati applicati in Nuova Zelanda per la protezione sismica di varie apparecchiature, tra le quali un *thyristor valve* ed un condensatore da 350 kV [38] [39]. Questa soluzione è di facile attuazione e si è osservata sperimentalmente una riduzione fino al 50% delle forze sismiche sulla struttura rispetto al caso non isolato. Nel caso del *thyristor valve* il sistema molle-smorzatori è montato alla base della colonna.



1. Sistema di sospensione (molle elicoidali e smorzatori)
2. Gancio di sospensione (isolatore elettrico)
3. Telaio superiore
4. 12 piani modulari
5. Valvole di arresto
6. Telaio inferiore
7. Dispositivo supplementare di smorzamento alla base

Figura 4- Sistema di isolamento per un thyristor valve

Un diverso sistema di isolamento è stato realizzato in Cina per un interruttore da 110 kV [40]. Il dispositivo di protezione è composto da quattro appoggi di tipo *Bearing Ball* interposti fra la fondazione e la base dell’apparecchiatura. Gli appoggi, di forma cilindrica sono costituiti da due piastre di base circolari di acciaio con interposta sfera dello stesso materiale, collegate fra loro attraverso particolari unioni bullonate dissipative, come mostra la Figura 5.

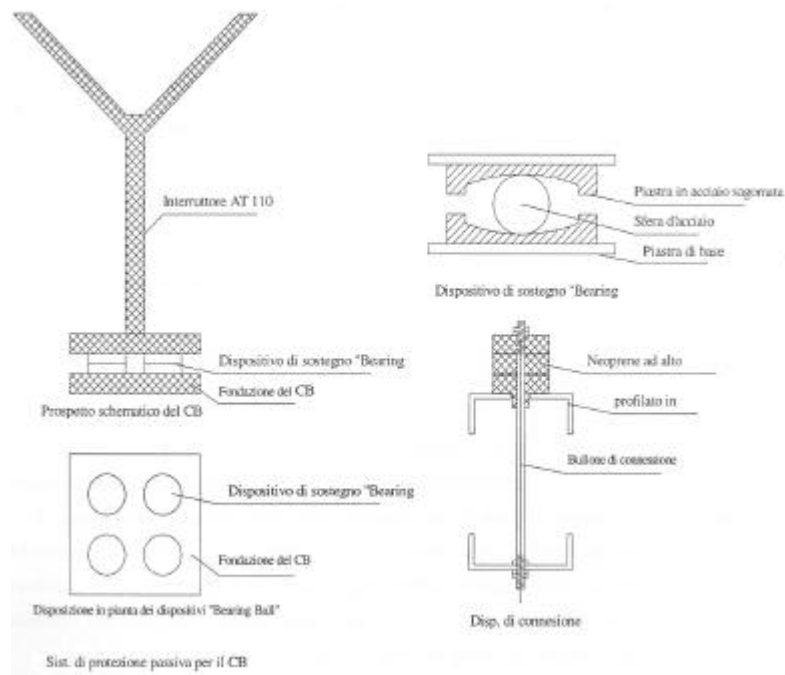


Figura 5- Sistema di protezione passiva per il Circuit Breaker

La dissipazione è dovuta principalmente alla deformazione del neoprene ad elevato smorzamento, nonché alla deformazione plastica del bullone. Dalle prove sperimentali risulta che tale dispositivo riduce gli effetti dell’azione sismica dal 30% al 70%, a seconda del parametro monitorato. Infine si segnalano le applicazioni effettuate in Italia presso l’ISMES su un interruttore da 420 kV ed un trasformatore di corrente da 220 kV [42] [43]. Sono stati presi in considerazione tre sistemi ritenuti particolarmente adeguati dal punto di vista tecnico ed economico per l’applicazione ad apparecchiature elettriche ad alta tensione con elementi portanti in porcellana e schema strutturale a mensola: a) un sistema basato sull’utilizzo di *dissipatori elastoplastici*, b) un sistema con *molle elicoidali e smorzatori viscoelastici*, c) un sistema basato su isolatori del tipo Wire Rope. Nei sistemi citati, la dissipazione di energia si verifica attraverso meccanismi completamente diversi fra loro: per isteresi conseguente alla plasticizzazione di elementi metallici nel sistema (a), per scorrimento di un fluido altamente viscoso nel sistema (b), per attrito di contatto fra i trefoli in acciaio nel sistema (c). Gli ultimi due sistemi citati saranno trattati più approfonditamente nel paragrafo 4.

2 Dati relativi alla rete ENEL ad alta e media tensione necessari per la valutazione del rischio della rete

La valutazione dell’affidabilità della rete sarà svolta utilizzando il codice ASKxELP [8]. Affinamenti ulteriore di questo codice sono previsti per la parte finale dell’attività del progetto.

I dati richiesti dal programma sono di tre tipi:

- a) sismicità delle regioni entro cui si analizza il funzionamento della rete;
- b) caratteristiche fisco-elettriche del sistema e condizioni di funzionamento;
- c) vulnerabilità dei principali elementi componenti le stazioni.

Il primo gruppo di dati (a) sarà in parte fornito dalle unità di ricerca del progetto che studiano la sismicità del territorio esaminato ed in parte reperito da dati disponibili in letteratura. I dati del gruppo (b) devono essere forniti dall’ente elettrico. A seguito delle ben note vicende che hanno

portato alla divisione dell’Ente monopolista (ENEL) in numerose società è stato necessario individuare quella attualmente in possesso dei dati utili ai fini dell’analisi. La società proprietaria della maggior parte della rete elettrica italiana (ex-ENEL) è oggi la TERNA, con la quale sono state allacciate utili relazioni. Si è così ottenuta la carta in cui sono indicati lo schema unifilare delle linee ad alta tensione dell’Italia centro-meridionale, le relative stazioni e la loro localizzazione. La gestione della rete nazionale non è però affidata agli enti proprietari, bensì all’ente Gestore Reti Trasmissione Nazionale (GRTN), società di proprietà pubblica che gestisce la trasmissione dell’energia elettrica su tutta la rete nazionale, indipendentemente dai proprietari degli apparati fisici.

Di fatto, è quest’ultimo soggetto effettivamente in possesso dei dati relativi alle caratteristiche elettriche del tracciato (ammettenze, impedenze, rapporti di trasformazione) e di funzionamento (potenza fornita, tensioni di riferimento). Questi ultimi dati, per altro, cambiano fortemente nell’arco della giornata e con le stagioni; di conseguenza, si prevede di acquisire i dati relativi a diverse configurazioni “tipiche” su cui effettuare le analisi di vulnerabilità per differenti scenari possibili.

Sulla base delle informazioni acquisite è stata scelta un’area campione “allargata” rispetto a quella utilizzata per l’analisi delle altre reti infrastrutturali trattate nell’ambito del progetto VIA. Ciò si è reso necessario in quanto l’area campione “standard”, centrata sulla città di Benevento con raggio pari a circa 25 km, ha dimensioni troppo ridotte per poter effettuare analisi di vulnerabilità delle rete elettrica. Sono state quindi individuate le linee e le stazioni interessate dall’area campione allargata, mostrata in Figura 6.

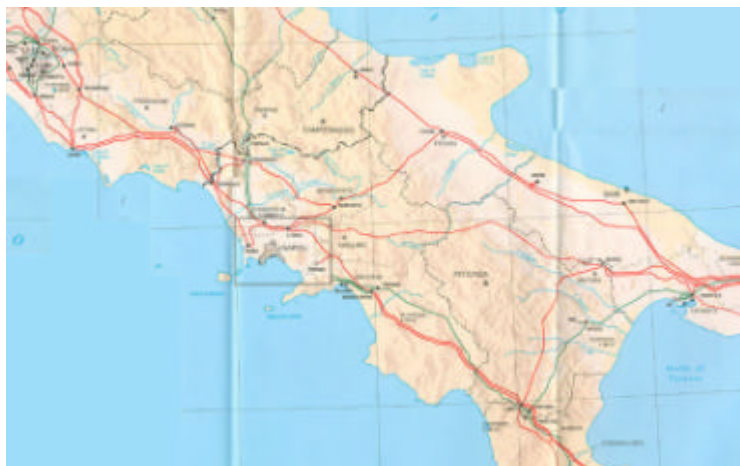


Figura 6 - Area di interesse per le analisi di vulnerabilità della rete

3 Curve di fragilità per le apparecchiature elettriche

Come già osservato nel paragrafo 0, le apparecchiature presenti nelle stazioni sono la parte più vulnerabile del sistema elettrico. La determinazione delle curve di fragility assume quindi una importanza cruciale, in quanto esse sono necessarie al codice di calcolo ASK_xELP per costruire la vulnerabilità dei macro-componenti. Si è scelta come campione la stazione di Benevento; di questa è stato reperito il layout generale, mostrato in Figura 7, il corrispondente schema unifilare, il numero e tipo di apparecchiature presenti ed alcune informazioni circa la loro geometria. Purtroppo, per le ragioni esposte nel paragrafo 0, non sono disponibili i dati circa le caratteristiche meccaniche e di resistenza delle apparecchiature e/o delle relative parti, necessarie per la determinazioni delle fragility. Per ottenere informazioni, si è pensato di suddividere le apparecchiature per tipologia, svincolandosi così dal nome del produttore, e quindi attribuire i dati ed i risultati ad una categoria piuttosto che ad uno specifico prodotto.

Per un interruttore presente nella stazione, è stato possibile recuperare informazioni più dettagliate in quanto esso è stato oggetto di alcuni studi dei quali sono disponibili i relativi rapporti di ricerca [43]. Di questo interruttore è stato costruito un modello agli elementi finiti di cui si daranno maggiori informazioni nel paragrafo 5.

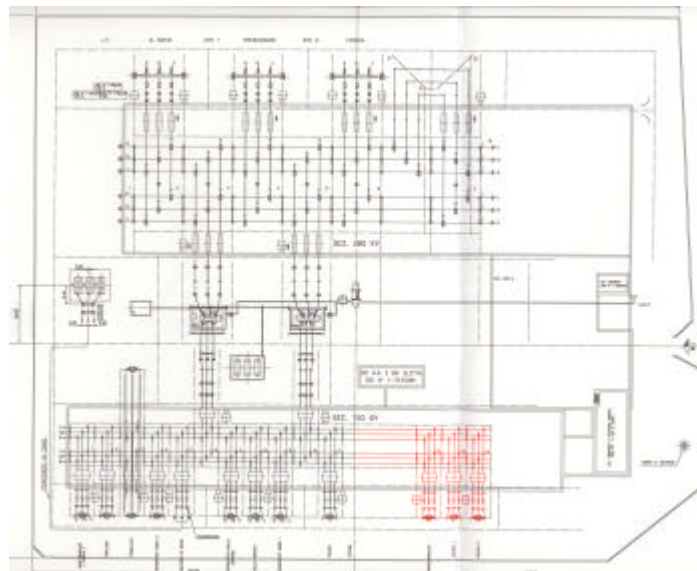


Figura 7 – Layout della stazione di Benevento

4 Individuazione dei dispositivi ritenuti più adatti alla protezione sismica delle apparecchiature elettriche

Fra le diverse soluzioni di protezione sismica passiva disponibili sul mercato nazionale ed estero, sono stati presi in considerazione due sistemi ritenuti particolarmente adeguati dal punto di vista tecnico ed economico per l'applicazione ad apparecchiature elettriche ad alta tensione con elementi portanti in porcellana e schema strutturale a mensola, come la maggior parte di quelle che si trovano nella stazione di Benevento: il sistema con molle elicoidali e smorzatori viscoelastici della Gerb ed il sistema *Wire Rope* della Enidine. In questi due sistemi, la dissipazione di energia si verifica attraverso meccanismi completamente diversi fra loro: per scorrimento di un fluido altamente viscoso nel sistema Gerb, per attrito di contatto fra i trefoli in acciaio nel sistema Enidine.

4.1 Sistema con molle elicoidali e smorzatori viscoelastici della Gerb [43]

I sistemi con molle elicoidali e smorzatori viscoelastici sono da lungo tempo utilizzati per l'isolamento dalle vibrazioni generate da macchine con organi rotanti e da macchinari pesanti come presse e magli di forgiatura, disponendoli alla base delle stesse e delle relative tubazioni di collegamento, nonché per l'isolamento dalle vibrazioni generate dal traffico automobilistico e dal passaggio dei treni metropolitani, inserendo i dispositivi al di sotto della massicciata stradale o ferroviaria ovvero alla base degli edifici da proteggere. Più recentemente, i sistemi con molle elicoidali e smorzatori viscoelastici sono stati proposti ed utilizzati per l'isolamento sismico di due edifici residenziali a Los Angeles, in California [44] [45] [46]. Tale sistema, se adeguatamente progettato, consente di pervenire ad un efficace isolamento sia dalle vibrazioni ambientali che di origine sismica.

I dispositivi a molla elicoidale sono costituiti da un filo in acciaio a sezione circolare avvolto secondo un'elica cilindrica. Supportano il peso della struttura e rappresentano l'elemento puramente filtrante del sistema di isolamento, non fornendo praticamente alcuna dissipazione di energia

Lo smorzatore tipicamente consiste in una parte mobile immersa in un fluido altamente viscoso. Esso reagisce al moto con una forza resistente che può decomporre in una componente elastica in fase con lo spostamento ed in una viscosa in quadratura con esso. Le sue proprietà dinamiche (rigidezza elastica e coefficiente di smorzamento viscoso) dipendono fortemente dalla frequenza, esibendo un incremento della rigidezza ed una diminuzione dello smorzamento al crescere della frequenza. Nei dispositivi viscoelastici prodotti dalla Gerb, la parte mobile è costituita da un cilindro cavo che può muoversi in entrambe le direzioni orizzontali ed in quella verticale, e le forze dissipative si sviluppano per effetto della viscosità del fluido. Dissipatori di geometria differente da quelli della

Gerb sono stati utilizzati in Giappone accoppiati ad appoggi elastomerici armati in edifici isolati sismicamente [47].

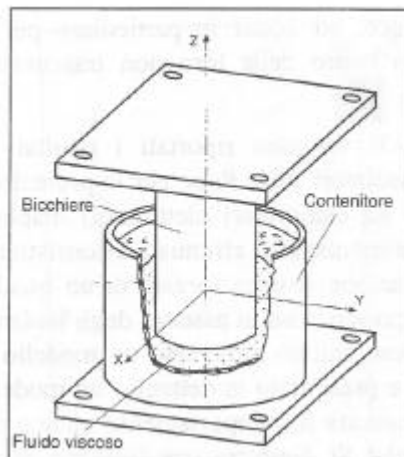


Figura 8 – Dissipatore viscoelastico

4.2 Sistema Wire Rope della Enidine [43]

Gli isolatori del tipo *Wire Rope* sono da tempo utilizzati per l'isolamento dalle vibrazioni e la protezione dagli urti delle apparecchiature in campo militare, elettronico ed aerospaziale. Sono costituiti da cavi in acciaio inossidabile avvolti ad elica o ad arco su barre forate in lega di alluminio. Ciascun cavo è formato da più trefoli intrecciati, i ciascun trefolo è a sua volta costituito da più fili, il cui numero varia a seconda del dispositivo considerato.

Caratteristica peculiare degli isolatori *Wire Rope* è di essere deformabili sia nelle due direzioni orizzontali che in quella verticale, e di possedere al tempo stesso una significativa capacità dissipativa dovuta allo smorzamento di tipo isteretico che si realizza grazie all'attrito di sfregamento fra i singoli fili che costituiscono il trefolo e fra trefolo e trefolo. La possibilità di conglobare la funzione filtrante e quella dissipativa in un unico elemento rende tali dispositivi particolarmente interessanti anche per l'isolamento sismico, ed adatti in particolare per la protezione di apparecchiature leggere e costose, tenuto conto della loro non trascurabile deformabilità in direzione verticale.

Nello studio di Demetriades [48] [49] vengono riportati i risultati di un'indagine teorica e sperimentale riguardante l'uso degli isolatori *Wire Rope* per la protezione sismica di apparecchiature leggere (quadri di comando ed elaboratori elettronici) disposte all'interno di edifici situati in zone ad alta sismicità. La sperimentazione effettuata è consistita in prove cicliche sui singoli dispositivi ed in prove di eccitazione sismica forzata di un quadro elettrico e di un grosso elaboratore su tavola vibrante, in presenza ed in assenza degli isolatori *Wire Rope*, utilizzando come *input* il moto sismico di piano filtrato attraverso un modello di edificio di sette piani. Nel lavoro viene inoltre sviluppato e presentato in dettaglio un modello analitico non-lineare in grado di descrivere in maniera accurata il comportamento ciclico dei singoli dispositivi e di prevederne la risposta sperimentale. Si dimostra che l'utilizzo di un sistema di isolamento con dispositivi *Wire Rope* adeguatamente progettato consente di ottenere una significativa riduzione dell'accelerazione trasmessa alle apparecchiature in confronto ai convenzionali sistemi di ancoraggio.

Dal punto di vista della loro caratterizzazione meccanica, gli isolatori *Wire Rope* presentano una riduzione della rigidezza al crescere dello spostamento in direzione verticale se sollecitati a compressione, ed un incremento nelle due direzioni orizzontali ed in direzione verticale a trazione.

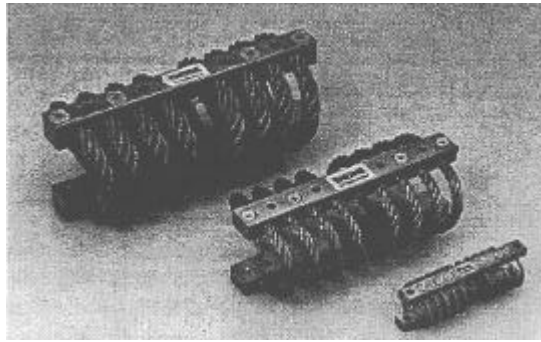
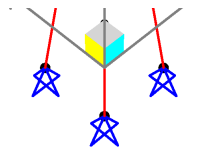


Figura 9 Isolatori di tipo Wire Rope di misure diverse

5 Modellazione agli elementi finiti

Nel corso del presente programma di ricerca non sarà possibile, per ovvi motivi, svolgere analisi sperimentali su intere apparecchiature elettriche, ma verosimilmente saranno svolte alcune prove di resistenza su singole parti dell’apparecchiatura, come ad esempio un isolatore in porcellana. Di conseguenza, è necessario ricorrere ad analisi numeriche per valutare la risposta delle apparecchiature oggetto dello studio e per determinarne le relative curve di fragility. Si è quindi proceduto allo sviluppo di un modello agli elementi finiti dell’interruttore di cui si dispone di sufficienti dati. Al fine di valutarne la fragility, si è scelto di realizzare un modello 3-D in grado di descrivere adeguatamente le componenti significative dell’interruttore: i supporti metallici, i poli in porcellana, le camere di interruzione, i collegamenti fra i vari poli e quelli fra questi ed i supporti metallici.

In questa prima fase della ricerca si è scelto di utilizzare il codice di calcolo SAP2000, che dispone di elementi “molle” concentrate non-lineari, adatti a modellare il comportamento delle giunzioni metalliche tra gli isolatori in porcellana e tra l’isolatore inferiore ed il supporto metallico. Il modello è mostrato in Figura 10.



od-VIA1 - 3-D View - N-m Units

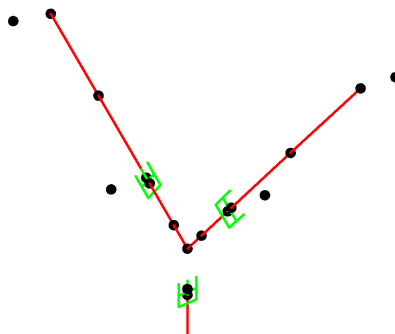


Figura 10 – Modello agli elementi finiti dell’interruttore

Le varie parti dell’isolatore e della struttura di sostegno sono state modellate con elementi *beam* a comportamento lineare. I collegamenti tra i vari elementi, realizzati mediante flangie imbullonate, sono schematizzati con molle che possono avere un comportamento non-lineare. In una prima fase dell’analisi tutti gli elementi sono stati trattati come lineari, ed è stato fatto un confronto tra le prime frequenze proprie del modello e quelle ottenute da un’indagine sperimentale.

L’obiettivo dell’analisi è consistito nel validare i dati raccolti sulla la geometria dell’interruttore e sulle caratteristiche dei materiali, confrontando gli autovalori e i modi propri di vibrare ricavati numericamente con i risultati sperimentali disponibili.

In Tabella 1 sono confrontate le prime otto frequenze di vibrazione dell’interruttore ottenute sperimentalmente e con il modello agli e.f.. Si osserva un sostanziale accordo tra i risultati sperimentali e numerici, sia in termini di frequenze proprie di vibrazione che di forme modali. la prima forma modale è mostrata in Figura 11

Tabella 1 - Confronto fra frequenze e forme modali sperimentali e numeriche

Modo	1	2	3	4	5	6	7	8
Descrizione	1° dir.Y	1° dir.X	Tors.	2° dir.Y	2° dir.X	Fless.	3° dir.Y	3° dir.X
Sperimentale	1.62	1.75	3.50	9.07	10.60	11.53	13.46	15.51
SAP2000	1.62	1.70	2.14	9.10	10.23	11.40	12.59	15.90

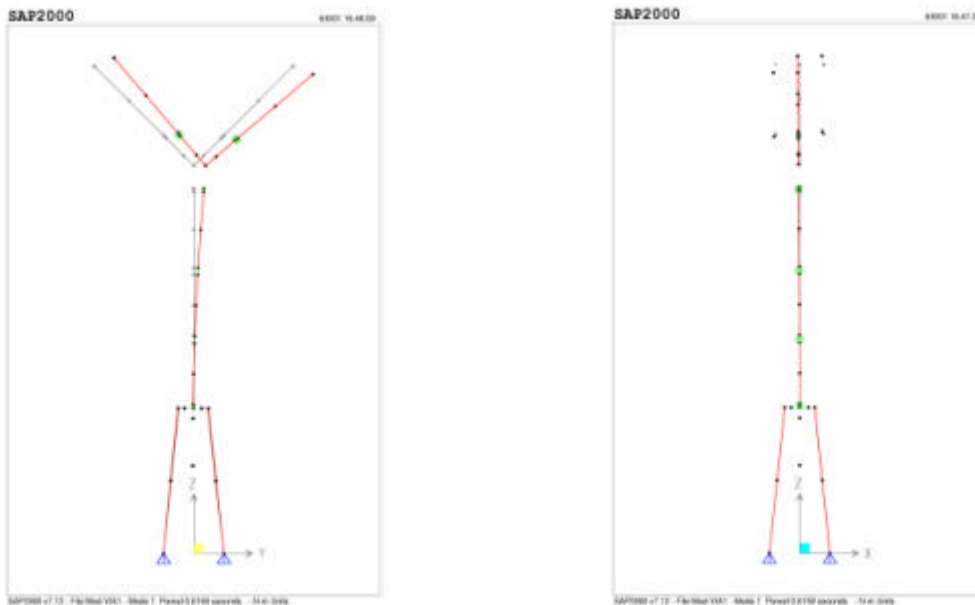


Figura 11 – Modo 1

6 Conclusioni e programmi

Gli obiettivi fissati per il primo anno nel programma di ricerca sono stati raggiunti. In particolare, è stata eseguita una approfondita analisi conoscitiva della rete elettrica di trasmissione italiana, della stazione “campione” di Benevento, delle apparecchiature tipicamente utilizzate nelle stazioni elettriche, dei metodi di valutazione del rischio sismico, sia dell’intera rete sia delle singole componenti, ed infine delle tecniche di retrofitting delle apparecchiature ad oggi sviluppate. Inoltre, è stato realizzato un modello agli elementi finiti di un tipico interruttore ed è stato quindi eseguito un confronto fra le caratteristiche dinamiche misurate sperimentalmente e quelle numeriche; i risultati positivi hanno dimostrato la bontà del modello. Da questi studi si è ricavato un dettagliato stato dell’arte in materia di rischio sismico per reti e componenti elettriche, dal quale prenderà spunto l’attività di ricerca del secondo e terzo anno. In particolare, nel secondo anno si prevede di:

- studiare gli effetti dell’interazione dinamica fra le apparecchiature causati dai collegamenti in corda ed in barre e, se necessari, individuare le strategie per la loro riduzione;

- determinare le resistenze meccaniche dei materiali ceramici tradizionali e fibro-rinforzati innovativi per le apparecchiature elettriche AT attraverso prove sperimentali;
- caratterizzare il comportamento meccanico dei dispositivi ritenuti più adatti per la protezione sismica delle apparecchiature elettriche AT attraverso prove sperimentali;
- convalidare ed affinare, sulla base dei risultati delle prove sperimentali, i modelli agli elementi finiti delle apparecchiature isolate e non per la valutazione della loro vulnerabilità.

7 Obiettivi raggiunti e congruenza con gli impegni assunti nel programma

Gli obiettivi raggiunti nel corso del 1° anno della ricerca (1° luglio 2000 - 30 giugno 2001) nell'ambito del task “*Vulnerabilità delle reti elettriche*” sono stati perfettamente coerenti con gli impegni assunti nel programma di lavoro e può dirsi che sono stati pienamente raggiunti. Infatti, con espresso riferimento alla tabella degli obiettivi indicati nel programma di lavoro:

- 1) E' stata effettuata - in collaborazione con la società TERNA (Trasmissione Elettrica Rete Nazionale) del gruppo ENEL ed il GRTN (Gestore Rete Trasmissione Nazionale) - la raccolta dei dati della rete italiana ad alta e media tensione (>150 kV) necessari come dati di input della procedura per la valutazione del rischio sismico della rete. I dati raccolti sono relativi all'intera Italia meridionale per quanto riguarda la rete ad alta tensione (220-380 kV), mentre per la rete a media tensione (60-150 kV) si' e' operato su un'area approssimativamente delle dimensioni della regione Campania centrata intorno al comune di S. Giorgio del Sannio e pertanto includente l'area campione scelta per il VIA. Si fa presente che la collaborazione con la TERNA ed il GRTN e' stata sino ad oggi effettuata su base volontaria, ma e' in corso la stipula entro la fine del 2001 di uno o due contratti di subcontraenza con le suddette società utilizzando i fondi originariamente destinati nel VIA per l'ENEL.HYDRO/PIS di Milano, che ha spontaneamente suggerito di operare in tal senso.
- 2) E' stata effettuata un'estesa indagine bibliografica di stato dell'arte (world view) sulla valutazione del rischio sismico delle reti elettriche e delle metodologie adottate o anche solo proposte per la sua riduzione. Nell'ambito di tale indagine particolare attenzione e' stata dedicata alla raccolta dei dati, disponibili dall'ENEL ed in letteratura, relativi alle curve di fragility dei componenti delle sottostazioni di trasformazione suddivisi per tipo e per classe.
- 3) Sono stati individuati i dispositivi ritenuti piu' adatti per la protezione sismica delle apparecchiature elettriche presenti nelle sottostazioni e raccolte informazioni sui relativi costi.
- 4) Si e' proceduto allo sviluppo di un modello agli elementi finiti finalizzato alla valutazione della vulnerabilità per un interruttore AT presente nella sottostazione di trasformazione di Benevento, ricadente nell'area campione, per la quale si' e' anche proceduto alla raccolta di ulteriori dati relativi al lay-out della stazione ed alle caratteristiche delle altre apparecchiature.

Di seguito sono riportati alcuni riferimenti bibliografici delle pubblicazioni relative al lavoro svolto durante il primo anno di attività del Progetto VIA.

- [a] R. Giannini, A. Lupoi, I. Vanzi, "An improved model for the seismic risk assessment of electric power networks", 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, April 2002.2.
- [b] A. Lupoi, G. Serino, I. Vanzi, "Advanced earthquake protection systems for high voltage electric equipment", 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, April 2002.3.
- [c] R. Giannini, A. Lupoi, G. Serino, "Assessment of seismic vulnerability of high voltage electric equipment", 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, April 2002.

8 Bibliografia

- [1] Schiff A. J., The Whittier Narrows, California earthquake of October 1, 1987 -- response of lifelines and their effect on emergency response, Earthquake Spectra: vol. 4, no. 2 - May 1988, pp. 339-366
- [2] Benuska, L., Loma Prieta earthquake Reconnaissance Report, Supplement to Earthquake Spectra: vol. 6, May 1990
- [3] Schiff, A. J., ed., Northridge earthquake -- lifeline performance and post-earthquake response, ASCE, Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering no. 8, Aug. 1995
- [4] Eidinger, J. Ostrom, D. Matsuda, E., High Voltage Electric Substation Performance In Earthquakes, Lifeline Earthquake Engineering: Proceedings of the Fourth US Conference; San Francisco, August 10-12, 1995. O'Rourke, Michael J, ed., ASCE, pg. 336-343

- [5] Singhal, A.; Bouabid, J., Seismic reliability assessment of electric power systems, Proceedings of the Fourth U.S. Conference on Lifeline Earthquake Engineering, ASCE, New York, Aug. 1995, pages 360-367
- [6] Ang, A. H.-S.; Pires, J. A.; Villaverde, R. A., A model for the seismic reliability assessment of electric power transmission systems, Reliability Engineering and System Safety, Vol: 51, Issue: 1, 1996, pp. 7-22;
- [7] Vanzi, I., Seismic reliability of electric power networks: methodology and application, Structural Safety, 18, 4, 1996, pages 311-327;
- [8] Giannini, R.; Vanzi, I., ASKxHELP – Assessment of Seismic risk for Electric Power network interaction with other indicators of seismic damage, DSSAR, Rapporti 2/99, Università di Chieti, 1999
- [9] Selçuk, A. S.; Yüccemen, M. S., Reliability of lifeline networks under seismic hazard, Reliability Engineering and System Safety, Vol: 65, Issue: 3, September, 1999, pp. 213-227
- [10] Vanzi, I., Structural upgrading strategy for electric power networks under seismic action, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 29, 7, July 2000, pages 1053-1073;
- [11] Kircher, C. A.; et al., Performance of a 230 KV ATB 7 power circuit breaker mounted on Gapec seismic isolators, BLUME-040, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford, California, Sept. 1979
- [12] Pucci, G., Attività sperimentali in sito sulle apparecchiature AT della sezione 380 KV della stazione elettrica ENEL di Selargius (CA), Doc. RAT-DIS-088, ISMES SpA, Bergamo, 1992
- [13] Salvetti, M., Rapporto delle attività sperimentali effettuate in laboratorio su un polo di interruttore in Sf6 ABB ADDA tipo ELF SL 6-2/H, Doc. RAT-DIS-1177/93, ISMES SpA, Bergamo, 1993
- [14] Bresesti, L., Vallino, M., Valutazione della fragility delle apparecchiature AT della sezione 380 KV della stazione elettrica ENEL di Selargius (CA), Doc. RAT-DIS-964/93, ISMES SpA, Bergamo, 1993
- [15] Camensig, C.; Bresesti, L.; Clementel, S.; Salvetti, M., Seismic risk evaluation for high voltage air insulated substations, Reliability Engineering and System Safety, Vol: 55, Issue: 2, February, 1997, pp. 179-191
- [16] Gilani, A. S.; Chavez, J. W.; Fenves, G. L.; Whittaker, A. S., Seismic evaluation of 196 kV porcelain transformer bushings, PEER-1998/02, Berkeley, University of California, May 1998
- [17] Gilani, A. S.; Whittaker, A. S.; Fenves, G. L.; Fujisaki, E., Seismic evaluation of 550 kV porcelain transformer bushings, PEER-1999/05, Berkeley, University of California, Oct. 1999
- [18] Gilani, A. S.; Whittaker, A. S.; Fenves, G. L.; Fujisaki, E., Seismic evaluation and retrofit of 230-kV porcelain transformer bushings, PEER-1999/14, Berkeley, University of California, Dec. 1999
- [19] Gilani, A. S. J.; Whittaker, A. S.; Fenves, G. L.; Chen, C. H.; Ho, H.; Fujisaki, E., Seismic evaluation and analysis of 230-kV disconnect switches, PEER-2000/06, Berkeley, University of California, July 2000
- [20] Filiatrault, A., Substation equipment interaction : rigid and flexible conductor studies, SSRP-99/09, Division of Structural Engineering, University of California, San Diego, La Jolla, Calif., 1999
- [21] Der Kiureghian, A.; Sackman, J. L.; Hong, K.-J., Interaction in interconnected electrical substation equipment subjected to earthquake ground motions, PEER-1999/01, Berkeley, University of California, Feb. 1999
- [22] Der Kiureghian, A.; Hong, K.-J.; Sackman, J. L., Further studies on seismic interaction in interconnected electrical substation equipment, PEER-2000/01, Berkeley, University of California, 2000
- [23] Hwang, H. H. M.; Huo, J.-R., Seismic fragility analysis of electric substation equipment and structures, Probabilistic Engineering Mechanics, 13, 2, Apr. 1998, pages 107-116
- [24] Der Kiureghian, A., Fragility estimates for electrical substation equipment, Proceedings of the 5th US Conference on Lifeline Earthquake Engineering; Seattle, WA, August 12-14, 1999, Elliott, W. M.; McDonough, P., eds. ASCE, pages 643-652.
- [25] Matsuda, E. N.; Fujisaki, E., Electric System Seismic Mitigation, Proceedings of the 5th US Conference on Lifeline Earthquake Engineering; Seattle, WA, August 12-14, 1999, Elliott, W. M. and McDonough, P., eds. ASCE, 1999, pg. 907-916
- [26] Kar, R.; Rainer, J. H., Friction-Based Energy Dissipation Unit For Circuit Breaker, Lifeline Earthquake Engineering: Proceedings of the Fourth US Conference; San Francisco, August 10-12, 1995. O'Rourke, Michael J, ed., ASCE, pg. 344-351.
- [27] Bonacina, G., Bonetti, P., Martelli, A., Bettinali, F., Serino, G., Seismic base isolation of gas insulated electrical substations: design, experimental and numerical activities, evaluation of the applicability, Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering; Vienna, Austria, 28 August - 2 September 1994. Duma, Gerald, ed. A A Balkema, vol. 1, pg. 697-702.
- [28] Serino, G., Bonacina, G., Bettinali, F., Passive protection devices for high-voltage equipment: design procedures and performance evaluation, Lifeline Earthquake Engineering: Proceedings of the Fourth US Conference; San Francisco, August 10-12, 1995. O'Rourke, Michael J, ed., ASCE, pg. 352-359
- [29] Serino, G., Bettinali, F., Bonacina, G., Seismic base isolation of gas insulated electrical substations: comparison among different solutions, Lifeline Earthquake Engineering: Proceedings of the Fourth US Conference; San Francisco, August 10-12, 1995. O'Rourke, Michael J, ed., ASCE, pg. 392-399
- [30] Hwang, H. H. M.; Chou, T., Evaluation of seismic performance of an electric substation using event tree/fault tree technique, Probabilistic Engineering Mechanics, 13, 2, Apr. 1998, pages 117-124
- [31] IEEE, IEEE Standard 693 – 1997: Recommended practices for seismic design of substation, Piscataway, N.J., IEEE Standards Departments, 1998
- [32] Delfosse, G. C., Use of base isolation for seismic rehabilitation of a power circuit breaker, Proc. of the 11th European Conference Earthquake Engineering, Paris, France, 1998, pg 1-9

- [33] Dong, W. M., Zhou, S. R., Full scale earthquake experiment of electric equipment, Proc. of the 8th WCEE, San Francisco, California, 1984, Vol. 7, pg 157-164
- [34] Erdik, M., Yilmaz, C., Akkas, N., Seismic rehabilitation of a capacitor bank structure through base isolation, Proc. of the 9th ECEE, Moscow, 1990, Vol. 9, pg 365-374
- [35] Cousins, W. J., Robinson, W. H., McVerry, G. H., Recent developments in devices for seismic isolation , Proc. of the Pacific Conference Earthquake Engineering, New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 1991, Vol. 2, pg 221-232
- [36] Dowrick, D. J., Cousins, W. J., Robinson, W. H., Babor, J., Recent developments in seismic isolation in New Zealand , Proc. of the 10th WCEE, Madrid, Spain, 1992, pg 2305-2309
- [37] ABB Review 9/93, Earthquake proof circuit-breaker with damping unit, No.9, 1993
- [38] ABB Review 8/93, Seismic verification of the converter stations for New Zealand's upgraded DC Hybrid Link, No.8, 1993
- [39] ABB Review 10/93, Designing electrical power equipment to withstand seismic load, No.10, 1993
- [40] Zhu, B., Xu, X., A study on system identification of high voltage circuit breaker and lightning arrester with isolator and their seismic behavior , Proc. of the 10th WCEE, Madrid, Spain, 1992, pg 2429-2434
- [41] Pham, L. T., A base isolation design using spherically-ended rollers and telescopic shock absorbers , Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, June 1988, Vol. 21, No.2, pg 135-139
- [42] Serino, G., Bonacina, G. Bettinali, F., Attività sperimentali e numeriche su apparecchiature elettriche ad alta tensione , Proceedings of the International Co-ordination Workshop, Università di Napoli Federico II, Dipartimento di Analisi e Progettazione Strutturale, May 17-18, 1996
- [43] Serino, G., Protezione sismica passiva di apparecchiature elettriche AT: metodologie di progetto e valutazione numerica della risposta , Università di Napoli Federico II, Dipartimento di Analisi e Progettazione Strutturale, ottobre 1997
- [44] Makris, N., Costantinou, M. C., Spring Viscous Damper Systems for Combined Seismic and Vibration Isolation , Int. Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1992, Vol. 21, pg 649-664
- [45] Günter, K., Hüffmann, G. K., Documentation for the Full Base isolation System (3D) for Two Residential Houses at 1955 & 1955 1/2 Purdue Avenue in West Los Angeles, CA, Gerb Vibration Control System Inc., Project U-59/89, Westmont, Illinois, October 1990
- [46] Hüffmann, G. K., Protection of spring Supported Equipment against seismic Excitation, Proc. of the 1991 ASME Pressure Vessels and Piping Conf., San Diego, California, 1991, PVP- Vol. 222, pg. 45-50
- [47] Higashino, M., Aizawa, S., Hayamizu, Y., The study of base isolation system for actual use, Proc. of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo/Kyoto, Japan, August 1988, Vol. V, pg 705-710
- [48] Demetriades, G. F., Costantinou, M. C., Reinhorn, A. M., Study of Wire Rope System for Seismic Protection of Equipment in Buildings, Report No. NCEER-92-0012, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo, May 1992
- [49] Demetriades, G. F., Costantinou, M. C., Reinhorn, A. M., Study of Wire Rope System for Seismic Protection of Equipment in Buildings, Engineering Structures: the Journal of earthquake, Wind and Ocean Engineering, 1993, Vol. 15, No. 5, pg. 321-334

Task 6
VULNERABILITÀ DEGLI IMPIANTI
INDUSTRIALI

Task 6 - Vulnerabilità degli impianti industriali

- *Coordinatore:* Prof. G. Manfredi, UniNAPOLI-DAPS
- *Partecipanti al Task:*
 - UniPAVIA-DMS Prof. G.M. Calvi
 - UniROMA1-DISeG Prof. P.E. Pinto
 - UniROMA3-DiPSA Prof. R. Giannini

1 Prodotti previsti per il I ANNO

Il presente *Task* è orientato all’esame di due temi centrali:

- il comportamento sismico e la vulnerabilità delle strutture prefabbricate caratterizzate da elementi di grande luce;
- il comportamento sismico e la vulnerabilità di impianti industriali sensibili, di tipo petrolchimico per lo stoccaggio e la trasformazione di gas liquidi ed infiammabili.

Pertanto, l’attività di ricerca si svolge secondo due filoni paralleli, che abbracciano tematiche proprie delle strutture in cemento armato ordinario e precompresso (edifici prefabbricati) e delle strutture in acciaio per le strutture degli impianti petrolchimici e di stoccaggio.

Di seguito sono riportati i prodotti attesi per il primo anno di attività:

- Classificazione delle tipologie prefabbricate più comuni esistenti sul territorio nazionale
- Classificazione delle tipologie strutturali presenti negli impianti petrolchimici di stoccaggio e di produzione
- Indicazioni sui modelli di calcolo e sui software di rischio più diffusi per la valutazione delle conseguenze di incidenti industriali

Pertanto, l’attività di ricerca si svolge secondo due filoni paralleli, che abbracciano tematiche proprie delle strutture in cemento armato ordinario e precompresso (edifici prefabbricati) e delle strutture in acciaio per le strutture degli impianti petrolchimici e di stoccaggio.

Quest’ultimo tema, per la sua natura trasversale interseca tematiche proprie dell’ingegneria strutturale ed “industriali” per quanto attiene all’esame dello scenario post sismico. Per questo motivo è suscettibile di un’ulteriore suddivisione; infatti, la ricerca si è concretizzata, da un lato nella elaborazione di una *classificazione delle tipologie strutturali presenti negli impianti petrolchimici di stoccaggio e di produzione*, dall’altro nell’*analisi dei modelli per la valutazione delle conseguenze di incidenti rilevanti*. Le competenze “strutturali” sono del D.A.P.S.; la collaborazione del D.I.G. appare utile e necessaria per quanto attiene alla risposta sismica delle fondazioni (ad esempio fenomeni di liquefazione nelle strutture di stoccaggio), mentre all’Istituto per gli Studi sulla Combustione del C.N.R. di Napoli è stato affidato lo studio delle interazione delle sostanze con l’ambiente esposto al rischio.

2 Descrizione dell’attività

2.1 Strutture prefabbricate

L’attività di ricerca riguardante le strutture prefabbricate, con particolare riferimento a quelle di grande luce, è stata impostata in modo da reperire informazioni sia sulle strutture esistenti che su quelle di nuova edificazione. Per quanto attiene alle prime, gli anni che vanno dal 1950 al 1975 sono stati individuati come periodo di riferimento, cui è stata associata ciascuna delle seguenti fasi:

- inquadramento normativo;
- ricerca bibliografica su riviste tecnico-scientifiche;
- interviste presso aziende di prefabbricazione operanti sull’intero territorio nazionale;
- acquisizione di grafici e relazioni di progetto con riferimento a strutture esistenti;
- acquisizione di materiale illustrativo e tecnico-commerciale.

Dall’esame delle normative in vigore durante il periodo di riferimento è emerso

- che fino al 1965 si faceva riferimento ai:
 - RDL del 29/7/1933 n.1213;
 - RD del 16/11/1939 n.2229
 - DCPS del 29/12/1947 n.1516

- che assenti erano indicazioni specifiche per le strutture prefabbricate/c.a.p.; qualsiasi struttura precompressa doveva essere sottoposta al Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici per la revisione del progetto;
- che successivamente i riferimenti normativi per tali strutture erano:
 - Legge del 5/11/1964 n.1224
 - Circ. Min. LL.PP. Del 23/1/1965 n.1392 (specifica per le opere in c.a.p.)
 - Circ. Min LL.PP. del 18/2/66 n.1905
 - Circ. Min LL.PP. del 11/8/69 n.6090 (per le strutture prefabbricate a pannelli in zone sismiche e asismiche)
 - Legge del 5/11/1971 n.1086 e successivi decreti (del 30/5/72 e del 30/5/74).

Le ditte contattate per l’analisi delle tipologie strutturali e la loro evoluzione nel tempo sono state le seguenti: AQUILA PREFABBRICATI (Torre Annunziata, Napoli); BARACLIT (Arezzo); GALASSO PREFABBRICATI (Pisa); GECOFIN (Verona); L’ARCO ASTORI (Bergamo); PIZZUTI PREFABBRICATI (Crotone); RDB (Piacenza e Bellona); S&T VARESE (Varese); TRUZZI PREFABBRICATI (Mantova); ZECCA PREFABBRICATI (Sondrio e Teramo).

In molti casi il contributo è stato essenzialmente qualitativo, dal momento che il periodo di osservazione è piuttosto lontano nel tempo e per politiche aziendali la documentazione non recente viene dimessa. In ogni caso, si sono acquisiti sia pure in maniera parziale ed incompleta stralci di progetti esecutivi di strutture prefabbricate realizzate sia in zona sismica che in aree solo recentemente classificate tali. Particolare attenzione è stata rivolta ai dettagli costruttivi ed alle unioni, ma su questo tema le informazioni disponibili sono state spesso lacunose.

Inoltre sono state contattate le sedi milanesi di due importanti ditte impegnate nel settore della produzione di acciaio da costruzione e da precompresso in particolare DYWIDAG e FREYSSNET.

2.2 Impianti industriali

2.2.1 Aspetti strutturali

E’ stata eseguita una classificazione dei sistemi o dei componenti esistenti a maggior rischio all’interno degli impianti chimici e petrolchimici, determinando: le tipologie strutturali, gli standard di progettazione e costruzione:

- Stoccaggio: Serbatoi Atmosferici: Bullonati, Rivettati, Saldati;
- Serbatoi in pressione: Sfere d’acciaio “embraced”;
- Impianti di Produzione: Reattori, Torri, Circuiti di Tubazioni, Strutture di Sostegno.

Per i sistemi di stoccaggio durante il I anno sono stati analizzati i modelli di calcolo ed i metodi di analisi della vulnerabilità sismica. L’intersezione di queste informazioni, poi, è servita a definire un *impianto di riferimento* sia per la che sarà l’oggetto dello studio nelle fasi successive del progetto.

Per ciascuna classe funzionale individuata, l’attività di ricerca è stata volta all’acquisizione delle informazioni sui danni da sisma. Verificata l’univocità delle tipologie strutturali, è stato possibile avviare la successiva fase di inquadramento normativo dei metodi di progettazione e verifica ordinaria e sismica. In parallelo alla raccolta delle normative internazionali di riferimento è stata portata avanti una indagine bibliografica volta, sia a creare una background culturale in merito ai modelli analitici più diffusi per l’analisi del comportamento sismico dei serbatoi in acciaio, sia a decifrare le formule sintetiche di progettazione presenti nelle normative.

A livello mondiale gli standards API costituiscono il riferimento mondiale per quanto riguarda la progettazione ordinaria, la costruzione e la manutenzione dei serbatoi in acciaio ed in particolare per quelli saldati che hanno, ormai, preso il sopravvento su quelli bullonati e rivettati. Essi definiscono, non solo i criteri di dimensionamento strutturale, ma anche l’esecuzione dei collegamenti e delle saldature che costituiscono un elemento critico di questo tipo di strutture e spesso sono danneggiate sotto l’azione sismica. Le ASCE Guidelines forniscono i criteri di verifica sismica pseudo-statica e dinamica di tutti i tipi di “petrolchemical facilities” e molte normative mondiali, tra cui l’eurocodice 8, vi rimandano, sebbene esistano approcci semplificati (vedi Malhotra et al.).

Altro riferimento normativo mondiale è lo STANDARD AWWA D100, sebbene riguardi i serbatoi idrici (infatti AWWA sta per American Water Works Association), in quanto la sezione

relativa alla progettazione e verifica in zona sismica è molto curata e i serbatoi per l’acqua sono molto simili per progettazione e costruzione a quelli per idrocarburi come riportato dai rapporti di danno post-sisma. I criteri di progettazione sono stati incrociati con una serie di indagini che ha determinato i rischi di collasso ed i meccanismi di danno dei serbatoi in zona sismica in tutto il corso del secolo scorso spaziando praticamente su tutto l’esistente. Acquisita una base di competenze sul design e sulle *modalità di failure* il passo successivo dello studio è stato quello di analizzare i modelli analitici e/o numerici che in letteratura descrivono la dinamica sismica dei serbatoi, in campo lineare e non. Sebbene esistano studi sulla dinamica dei serbatoi atmosferici fin dal 1949 non sono state ancora messe a punto procedure di analisi sufficientemente semplici e con un accettabile livello di approssimazione, ne è la riprova il fatto che le curve di fragilità esistenti per questo tipo di strutture sono costruite sulla base di osservazioni di danno (spesso esigui) e non di modelli analitici o numerici.

Quadro normativo di riferimento:

Progettazione e la costruzione:

- AWWA STANDARD D100
- API STANDARD 650
- API STANDARD 620
- API PUBLICATION 327
- API PUBLICATION 850
- Eurocodice 8
- ASCE Guidelines for Seismic Evaluation and design of Petrochemical Facilities

Manutenzione:

- API STANDARD 2610

Esame effetti dell’azione sismica:

Danni alle strutture:

- NIST Report GCR 97-720
- ASCE Optimizing Post-Earthquake Lifeline System Reliability
- E.Q.E. Reports

Effetti di scenario:

- NCEER Technical Report 96-0013

Modellazione del comportamento sismico delle strutture:

- API Basis of Seismic Design Provisions for Welded Steel Oil Storage Tanks
- ASCE Critical Issues And State of the Art in Lifeline Earth quake Engineering

Software per la progettazione e l’analisi numerica non lineare:

- Altair Hipermesh 4.1
- Ansys
- LsDyna
- MSC Nastran
- MSC Patran

2.2.2 Scenario post-sisma

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) e sull’ambiente (magnitudo), per ciascun’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 dello studio si considera che l’evento primario o iniziatore degli incidenti industriali sia il sisma. 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.

Si fa notare che la peculiarità dell’interazione sisma - installazione industriale è legata alla probabilità, di solito considerata trascurabile nelle analisi di rischio di impianti chimico-industriali, di avere la rottura catastrofica dei sistemi di contenimento o delle apparecchiature di processo.

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).

Si fa notare infine che 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.

Nell’ambito di questo studio sono esclusi gli scenari incidentali che provocano danni notevoli ma solo all’interno dello stabilimento e che al più possono innescare incidenti più catastrofici interagenti con l’esterno (“effetto domino”). Sono quindi esclusi fenomeni quali le esplosioni fisiche e le esplosioni di polveri all’interno di recipienti. Ricordiamo 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.

I modelli di calcolo che saranno utilizzati per la QRA sono stati sviluppati dal CNR-IRC e dal CNR-GNDRIC. Saranno anche utilizzati modelli inclusi all’interno di pacchetti software tra i più noti per l’analisi del rischio: PHAST (DNV Technica, UK), TRACE (SAFER SYSTEM INC., Du Pont de Nemours, USA), HGSYSTEM (SHELL Ltd., UK).

3 Obiettivi raggiunti e congruenza con gli impegni assunti nel programma

3.1 Strutture prefabbricate

L’attività si è concretizzata nella definizione delle tipologie strutturali tipiche e la loro caratterizzazione in funzione degli specifici campi di impiego.

In Tabella x sono riportate le tipologie più frequenti individuate attraverso l’analisi del mercato dei prefabbricati, delle applicazioni e della letteratura tecnica prodotta nella finestra temporale di riferimento. Lo schema più ricorrente è quello di trave incernierata sui pilastri. Possibile è il collegamento a flessione sul nodo trave-pilastro. Esiste la possibilità di schemi a telaio a 1, 2 o 3 cerniere e pilastri ad I. Per luci fino ai 12 m il telaio monolitico in cemento armato ordinario è una soluzione talvolta utilizzata, mentre per luci superiori il traverso è più frequentemente precompresso a cavi scorrevoli e solo successivamente solidarizzato.

Per la tipologia di capannone, in presenza di coperture complesse come ad esempio shed o similari, la maglia strutturale si presenta quadrata con una luce massima 16 m; le travi principali sono in cemento armato precompresso a sezione costante a W o a doppio T poggiate sui pilastri. Questi ultimi sono sagomati in sommità a capitello o a forcilla.

Le maglie strutturali di forma rettangolare sono caratterizzate da luci massime dell’ordine di 30 m ed interasse trasversale non superiore a 14 m. Anche in questo caso le travi principali sono in cemento armato precompresso a sez. variabile a doppio T, poggiate sui pilastri testate a capitello o a

forcella. La copertura è generalmente costituita da pannelli, ovvero da elementi precompressi a T, Π o a coppelle. Le tamponature esterne sono realizzate con pannelli verticali o orizzontali.

Le strutture con strutture portanti principali costituite da travature reticolari si caratterizzano per luci massime dell’ordine dei 30-35 m con interasse trasversale fino a 12 m circa. Nel caso di luci superiori a 24 m il corrente inferiore (e anche le altre aste in qualche caso) sono realizzate in cemento armato precompresso. La struttura può essere prefabbricata in più elementi da assemblare in situ con cavi post-tesi.


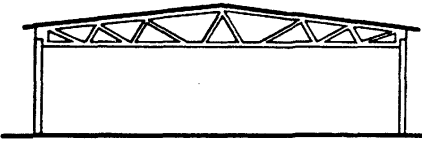
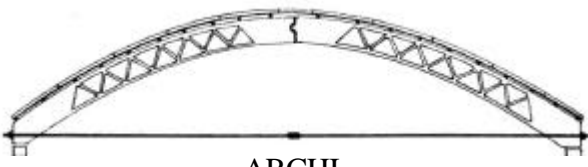
 CAPANNONI	Trave in cemento armato ordinario o precompresso Luce da 8 a 30 m
 TRAVATURE RETICOLARI	Travature in cemento armato ordinario o precompresso Luce da 15 a 40 m
 ARCHI	Archi in cemento armato ordinario o precompresso Luce da 20 a 60 m

Figura1. Strutture Prefabbricate

Alla luce delle informazioni raccolte è possibile risalire alle caratteristiche meccaniche richieste ai materiali impiegati per le strutture prefabbricate:

- Per la precompressione si impiegavano acciai armonici, per luci elevate (>20 m), o barre ad elevato σ_{sn} (>7000 kg/cmq) e calcestruzzi con resistenza a rottura almeno pari a 350 kg/cmq (con la normativa del '65);
- Per armatura ordinaria acciai lisci tipo Aq42, Aq50, Aq60;
- Per le travi si impiegavano cls ad alta resistenza con cemento 730;
- Per i pilastri cls resistenza a rottura $\sigma_{r,28g}$ >500 kg/cmq ed armature con acciai lisci o ad aderenza migliorata con limite di snervamento >4400 kg/cmq;
- Per gli elementi secondari si impiegavano cls tipo 730 o 680 e acciai lisci con σ_{sn} >3200 kg/cmq;
- Nei primi anni '60 il CNR forniva le seguenti classi di resistenza di cls R180, R250, R350, R475.

Tabella 1. Azioni/Risultati



3.2 Impianti industriali

3.2.1 Aspetti strutturali

Ad oggi lo studio portato avanti durante il I anno del progetto ha prodotto competenze sui sistemi di stoccaggio di sostanze infiammabili non in pressione sintetizzate in un rapporto interno all’unità di ricerca denominato: “*Relazione I ANNO: Sistemi di Stoccaggio e Produzione di Sostanze Infiammabili*” in cui sono state confrontati e sintetizzati i metodi di progettazione e verifica proposti dagli standard e dalle normative esaminate così come i modelli analitici e numerici del comportamento sismico dei serbatoi.

Inoltre tutta la letteratura raccolta è stata catalogata in un *database di classificazione della bibliografia*, esso fornisce tutti i riferimenti per costruire uno dell’arte in quanto a progettazione, manutenzione, analisi e verifica delle strutture industriali petrolchimiche di stoccaggio. E’ stato anche predisposto un *fogli di calcolo elettronico per la progettazione* ordinaria e simica dei serbatoi in acciaio (Vedi figura...)

E’ tutt’ora in fase di ottimizzazione un Modello FEM di un serbatoio atmosferico, per l’analisi numeriche che sono state previste, costruito con il preprocessore Altair Hipermesh 4.1 che costituisce lo standard per le aziende che progettano e realizzano impianti.

Per quanto riguarda gli impianti di produzione è ancora in corso la fase di definizione della tipologia di riferimento, sia per la già citata minore rilevanza rispetto ai sistemi di riferimento sia per la maggiore difficoltà nel reperire informazioni su impianti esistenti coperti da forti segreti industriali. I conclusione si riporta la matrice che riassume per il I anno l’oggetto dello studio, le azioni compiute ed i risultati ottenuti:

Tabella 2. Esempio di progettazione ordinaria di un serbatoio in Acciaio

Progetto Serbatoio Secondo le API STANDARD 650 Dati di Progetto		MANTELLO				
		Virula	C.A. [mm]	Spessore [mm]	Spessore T.I. [mm]	Spessore [mm]
		1		6,97	7,76	7,76
Dimensioni di Progetto		2			6,30	6,30
		3			4,83	4,83
Altezza di riempimento H [m]	13	4			3,36	3,36
Diametro Nominale del Mantello [m]	21,33	5			1,89	1,89
Altezza Virula [m]	2,4	6			0,43	0,43
Numero Virule	6					
Tipo di Serbatoio		TETTO				
Modalità di Fabbricazione	SALDATO		C.A. [mm]	Sovraccarico	Spessore Minimo [mm]	Spessore [mm]
Tetto	CONICO				5	5
Inclinazione Tetto	20					
Fondazione	GHIAIA					
Ancoraggi	NO					
Materiale		PIASTRA DI FONDO				
Acciaio	A 36M		C.A. [mm]		Spessore Minimo [mm]	Spessore [mm]
Carico di Rottura [MPa]	400				6	6
Carico di Snervamento [MPa]	250					
Tensione di Progetto [MPa]	160					
Tensione T.I. [MPa]	171					
Contenuto						
Sostanza						
Peso Specifico [kg/dm ³]	0,84					

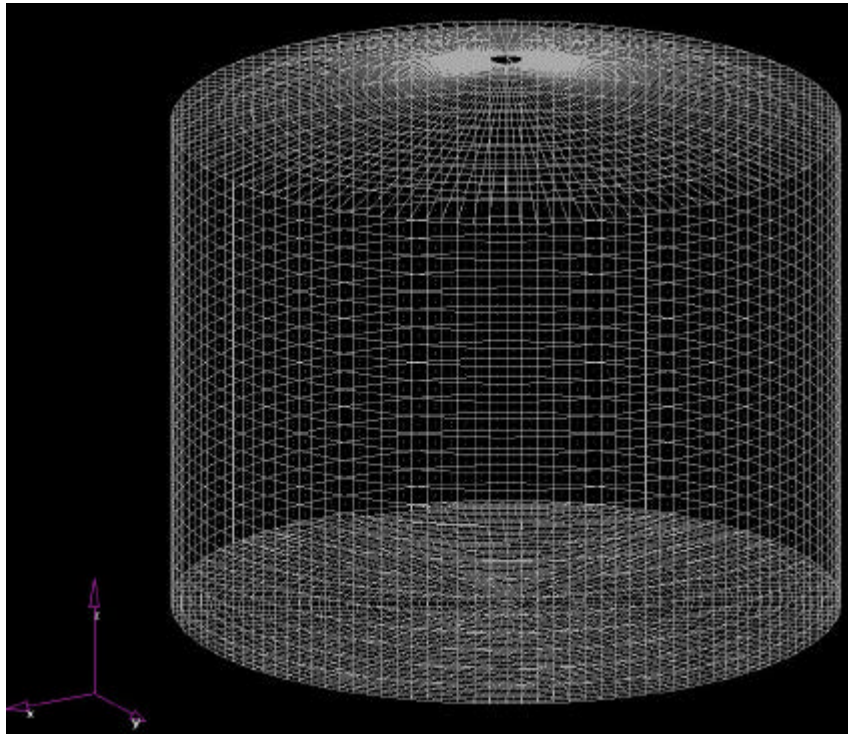


Figura 2. Modello FEM di un serbatoio in acciaio

Tabella 3. Azioni/Risultati per gli impianti

Stoccaggio		Produzione		Standard Strutturali e di Layout
Serbatoi Atmosferici	Serbatoi In Pressione	Torri di Distillazione	Piping Rack	
Quadro normativo internazionale per l’esistente (A.P.I., A.S.C.E., Eurocode 8)				Definizione delle modalità di collasso
Indagine danni post sisma (N.I.S.T., E.Q.E.)				Modello Strutturale di Riferimento
Modelli di analisi dei serbatoi (Haroun, Velestos, etc.)				Modello affidabilistico di Riferimento
Metodologie per la valutazione della vulnerabilità sismica di componenti e sistemi (Cornell)				Anlisi di Scenario
Modellazione degli effetti indotti				

3.3 Analisi di Scenario

Nel primo anno di attività è stata identificata un’installazione di stoccaggio prodotti petroliferi tipica della realtà italiana e progettata seguendo le indicazioni della vigente normativa nazionale. L’installazione è essenzialmente costituita da serbatoi e dalle strutture necessarie alla manipolazione ed alla distribuzione delle sostanze infiammabili. Il trasporto dei prodotti da e per il deposito avviene attraverso oleodotto, linea ferroviaria e mediante autocisterne. Si può notare infine che l’impianto è anche identificabile come una tipica installazione connessa ad aeroporto o altro stabilimento di produzione energetica o industriale (es. centrali termoelettriche).

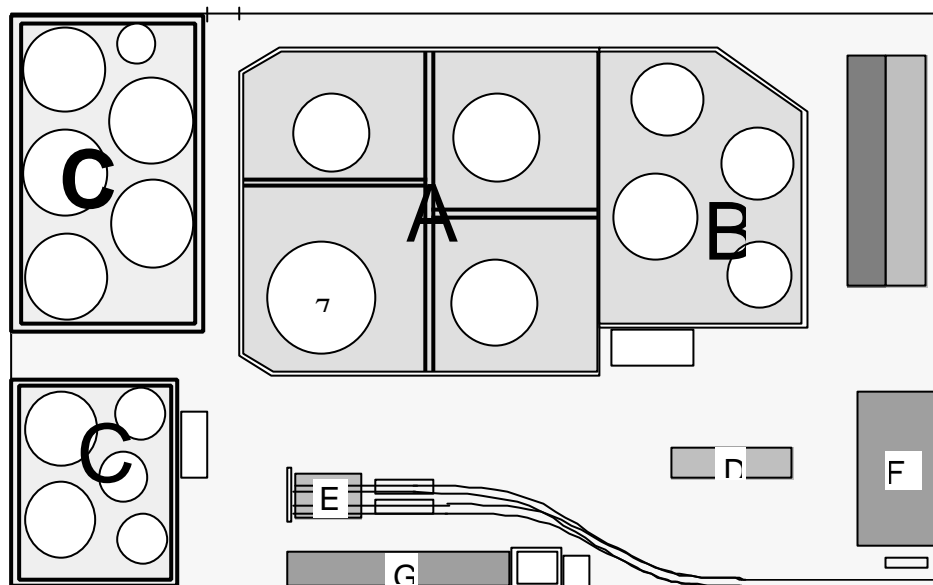
La geometria dell’installazione è di forma rettangolare con superficie totale di circa 30000 m², di profilo topografico pianeggiante e con direzione prevalente del vento Nord-Est. La capacità

complessiva del deposito è pari a circa 60.000 m³ . I combustibili stoccati e le relative quantità sono riportate nella tabella seguente.

Tabella 4. Tipologia e quantitativi dei combustibili presenti nel deposito.

<i>Liquido depositato</i>	<i>Categoria</i>	<i>Classe NFPA</i>	<i>Capacità totale (m3)</i>
Benzine	A	I	20000
Petrolio	B	II	10000
Kerosene	B	II	2000
Gasolio	C	III	12000
Oli combustibili	C	III	20000

Il layout del deposito è riportato in Figura 3. Si fa presente che la configurazione è stata definita tenendo conto delle minime distanze imposte dalla normativa italiana e delle restrittive norme assicurative.



<i>Legenda unità</i>	
A	Serbatoi contenenti liquidi di cat.A
B	Serbatoi contenenti liquidi di cat.B
C	Serbatoi contenenti liquidi di cat.C
D	Pensiline di carico autobotti
E	Pensiline di carico ferrocisterne
F	Uffici, abitazione custode, dogana
G	Servizi Dipendenti

Figura 3. Configurazione del deposito di combustibili.

4 Bibliografia

- [1] American Petroleum Institute, “Basis of Seismic Design Provisions for Welded Steel Oil Storage Tanks”, Washington D.C.-USA, 1997
- [2] American Society Civil Engineering, “Guidelines for Seismic Evaluation and design of Petrochemical Facilities”, Reston, Virginia-USA, 1997
- [3] American Society Civil Engineering, “Optimising Post-Earthquake Lifeline System Reliability”, Reston, Virginia-USA, 1999
- [4] American Society Civil Engineering, “Critical Issues And State of the Art in Lifeline Earth quake Engineering”, Reston, Virginia-USA, 1995
- [5] CCPS, “Guidelines for evaluating the characteristics of VCEs, Flash Fires and BLEVEs”, AiChe, New York, 1994
- [6] Cestelli-Guidi, C. “Cemento armato precompresso: teoria, esperienze, realizzazioni”, 3° ed. Hoepli, Milano, 1970

- [7] Crowl D.A., Louvar J.F., “Chemical Process Safety. Fundamental with applications”, Prentice Hall, New Jersey, 1990.
- [8] D. M. n° 34/1998, “Criteri di analisi e valutazione dei rapporti di sicurezza relativi ai depositi di liquidi facilmente infiammabili e/o tossici”, G. U. n° 262/1998.
- [9] Health Safety Executive, “Canvey report: an investigation of potential hazards from operation in the Canvey Island/Turrock area”, London, UK, Stationery Office, 1978.
- [10] Lees F.P., “Loss prevention in the process industries”, Butterworth-Heinemann, London, 1996.
- [11] Menditto, G. “Statica delle strutture prefabbricate”, Clup ed., Milano, 1981
- [12] National Center Earthquake Engineering Research, Technical Report 97-0013, Buffalo, New York-USA, 1997
- [13] National Institute of Standard and Tecnology, Report GCR 97-720, Gaithesburg, Mariland-USA, 1997
- [14] Wertenstein, P. “Coperture industriali di grandi dimensioni: problemi di montaggio e collegamento”, Prefabbricare, Gen-Feb 1969, n.1

Task 7
VULNERABILITÀ DELLE
DIGHE IN TERRA

Task 7: Vulnerabilità delle Dighe in Terra

- *Coordinatore:* Prof. F. Vinale, UniNA-DIG
- *Partecipanti al Task:* UniCAL-DDS Prof. F. Silvestri

1 Introduzione

Nel corso del primo anno è stata condotta una vasta ricerca bibliografica finalizzata ad esplorare le tipologie di danno che, a seguito di eventi sismici strong-motion, hanno interessato le dighe in terra nel corso degli ultimi 50 anni e gli approcci sviluppati per l’analisi del comportamento sismico di tali opere. L’attività è stata rivolta anche all’individuazione di una diga campione italiana da analizzare, alla richiesta all’ENTE gestore della disponibilità dei dati relativi al monitoraggio dell’opera e all’elaborazione di tali dati.

2 Tipologie di danno indotte su dighe in terra da eventi sismici

Sulla base di osservazioni in sito, Seed (1979) ha catalogato i possibili danni che un evento sismico può arrecare ad una diga in terra. Con riferimento agli inconvenienti riscontrati più di frequente, si possono verificare:

- ◆ cedimenti e lesioni del corpo diga;
- ◆ riduzione del franco disponibile fino al limite di tracimazione delle acque invasate;
- ◆ instabilità dei paramenti di monte e di valle;
- ◆ riduzione della resistenza a taglio o liquefazione dei materiali del corpo diga e/o della fondazione;
- ◆ movimenti differenziali tra il rilevato, le spalle e gli organi di scarico;
- ◆ rottura delle opere accessorie che attraversano la diga;
- ◆ spostamenti relativi dovuti alla presenza di faglie in fondazione;
- ◆ tracimazione della diga a seguito di moto ondoso prodotto da volumi di terreno che invadono il bacino a seguito di meccanismi franosi che si verificano lungo le sponde.

Gli spostamenti permanenti indotti dal sisma sono l’effetto integrale di deformazioni plastiche sia di natura volumetrica sia di natura distorsionale. Le deformazioni distorsionali producono, come effetto isolato, il cosiddetto fenomeno del “*lateral spreading*”, che consiste nello spanciamento della sezione trasversale (Fig.1).

Le moderne tecniche di costipamento per la posa in opera dei materiali da costruzione dovrebbero, in linea di principio, determinare uno stato di addensamento talmente spinto da inibire quasi del tutto deformazioni di natura volumetrica dei materiali. I cedimenti indotti da un evento sismico dovrebbero perciò essere il risultato di processi deformativi di tipo essenzialmente distorsionale. Il monitoraggio sismico di molte dighe in rockfill zonate (es., El Infiernillo e La Villita realizzate in Messico negli anni ‘60) soggette ad eventi sismici *strong-motion* ha invece evidenziato che le deformazioni volumetriche sono spesso più significative (in ragione anche del 70%) delle deformazioni distorsionali. Probabilmente ciò si verifica a seguito dei processi di vibro-compattazione indotti dal sisma sui materiali incoerenti costituenti i fianchi (Resendiz et al., 1982), molto più severi di quelli che si riescono a realizzare artificialmente con le moderne attrezzature di posa in opera.

Cedimenti eccessivi del coronamento comportano la riduzione del franco disponibile, fino alla possibile tracimazione dell’acqua d’invaso. Anche se tale condizione limite non si verifica, cedimenti differenziali significativi possono determinare altre tipologie di danno altrettanto pericolose, quali la formazione di lesioni. Cedimenti differenziali fra punti (alla stessa quota) contenuti in piani trasversali (ortogonali all’asse della diga) possono generare piani di frattura verticali e paralleli all’asse della diga (Fig.1). Cedimenti differenziali fra punti (alla stessa quota) contenuti in piani longitudinali (paralleli all’asse della diga) possono generare piani di frattura verticali e ortogonali all’asse della diga (Fig.2). In questo secondo caso il piano di frattura può propagarsi da monte verso valle e compromettere la tenuta idraulica dell’opera sia nel corso dell’evento sismico sia durante le

fasi di esercizio post-sismico, per effetto di possibili fenomeni erosivi che possono innescarsi all'interno della frattura.

Fenomeni di instabilità globale prodotti da eventi sismici possono verificarsi in presenza di paramenti molto acclivi, per i quali già in regime statico le condizioni sono prossime al collasso. Le azioni sismiche determinano infatti incrementi dei carichi instabilizzanti e riduzioni delle resistenze a taglio dei materiali (Fig.3). Il cinematismo di rottura può coinvolgere il solo corpo rilevato oppure anche i terreni di fondazione.

Altre tipologie di danno possono derivare da riduzioni di resistenza a taglio dei materiali associate ad incrementi di pressioni neutre. Infatti in materiali che hanno tendenza ad addensarsi se soggetti a sforzi di taglio, cicli di sollecitazione deviatorica ripetuti rapidamente nel tempo producono sovrappressioni neutre. Tali sovrappressioni possono generare due tipi di fenomeni: la “liquefazione” e la “mobilitazione ciclica”. Si indica con “liquefazione” uno stato prodotto da sforzi ciclici nel quale le sovrappressioni neutre e le riduzioni di resistenza indotte sono tali da rendere la struttura non in equilibrio anche al termine del processo ciclico stesso (in presenza cioè del solo regime di sollecitazioni statiche). Si indica con “mobilitazione ciclica” uno stato prodotto sempre da un processo di sforzo ciclico al termine del quale però la struttura, in presenza dei soli sforzi statici, è in equilibrio (Kramer, 1998). Lo stato di liquefazione produce ovviamente deformazioni (fino a fenomeni di collasso globale) di notevole entità, sia durante l'evento sismico che nelle fasi post-sismiche. Le colate rapide che hanno interessato le dighe di Lower San Fernando (1971) e di Sheffield (1959) alcune decine di secondi dopo la fine del terremoto, sono due esempi tristemente noti di rottura per liquefazione. Meno noti sono i fenomeni di liquefazione manifestatisi in una dozzina di piccole dighe di irrigazione ad Akiba in Giappone durante il terremoto di Oga del 1939. Nella maggior parte dei casi la rottura è avvenuta a distanza di tempo di alcune ore dopo il sisma.

Lo stato di mobilitazione ciclica produce invece deformazioni permanenti solo nel corso dell'evento sismico. Tale stato si attinge ogni qualvolta gli sforzi di taglio (preesistenti+indotti dal sisma) eccedono la resistenza del materiale. I processi deformativi plastici e gli spostamenti permanenti ad essi associati dipendono, per uno stesso materiale, dal numero di cicli di sollecitazione e dall'ampiezza degli sforzi di taglio. In ogni caso essi si sviluppano progressivamente solo nel corso dell'evento sismico e non variano durante le fasi post-sismiche.

La suscettibilità alla liquefazione dei materiali del corpo diga dipende fortemente anche dalle modalità di posa in opera del rilevato. E' stato constatato (Seed, 1979) che le dighe realizzate a mezzo della tecnica di sedimentazione idraulica sono più vulnerabili nei confronti del fenomeno rispetto alle tipologie realizzate a mezzo di costipamento dei materiali da costruzione.

Per molti anni si è ritenuto che la liquefazione potesse interessare solo le sabbie; recentemente è stato constatato che anche i limi (Ishihara, 1993) e le ghiaie (Yegian et al., 1994) in particolari condizioni sono materiali liquefacibili.

Movimenti differenziali tra corpo diga, spalle e organi di scarico possono produrre fratture interne al corpo diga. In tali fratture l'acqua può seguire percorsi preferenziali di flusso nelle fasi post-sismiche e dar luogo ai cosiddetti “fenomeni di erosione interna”. Tali fenomeni sono in genere non diagnosticabili e pericolosi perché l'erosione può progredire nel tempo fino a produrre l'improvviso cedimento della sezione di sbarramento a diga invasata.

Il danneggiamento rispetto a uno o più dei meccanismi sinteticamente descritti sopra dipende essenzialmente dalla combinazione di due fattori: la pericolosità dell'evento (energia liberata dal sisma, profondità ipocentrale, distanza epicentrale, durata, effetti di sito, contenuto in frequenze) e la vulnerabilità dell'opera (suscettibilità al danneggiamento del sistema terreni di fondazione-struttura). La vulnerabilità dipende dalle caratteristiche meccaniche dei materiali da costruzione, della fondazione, delle sponde e da fattori geometrici quali l'altezza della diga, l'inclinazione dei paramenti, la configurazione in sezione dei diversi materiali costituenti la diga, la configurazione e la dimensione dell'invaso. L'insieme di tali elementi condiziona la vulnerabilità, rendendo l'opera più suscettibile a una tipologia di danno piuttosto che a un'altra. Ad esempio, una sezione zonata caratterizzata da paramenti poco acclivi, da un nucleo snello e da filtri mal calibrati tende ad essere

poco vulnerabile rispetto a problemi di instabilità dei fianchi e più vulnerabile rispetto a problemi di erosione post-sismica.

In letteratura è documentato un caso in cui si sono verificate contemporaneamente quasi tutte le tipologie di danneggiamento: la diga di Sheffield negli Stati Uniti durante la sequenza di eventi sismici del 1959. Le case-histories di Sheffield e delle due dighe di San Fernando in California hanno richiamato l'attenzione della comunità tecnico-scientifica sul problema della vulnerabilità sismica delle dighe in terra, opere ritenute fino ad allora intrinsecamente sicure nei confronti dei terremoti.

Seed (1979) ha correlato la vulnerabilità alla tipologia costruttiva della diga, distinguendo fra:

- ◆ dighe poste in opera per sedimentazione idraulica;
- ◆ dighe omogenee in argilla (posa in opera a mezzo di costipamento);
- ◆ dighe in ghiaia e sabbia con nucleo centrale in argilla (posa in opera a mezzo di costipamento)
- ◆ dighe in rockfill con nucleo centrale in argilla (posa in opera del nucleo a mezzo di costipamento; posa in opera del rockfill con o senza costipamento)
- ◆ dighe in rockfill con paramento di monte impermeabilizzato (posa in opera con o senza costipamento).

Le dighe poste in opera per sedimentazione idraulica, generalmente costituite da materiali incoerenti a granulometria medio-fine, sono caratterizzate da una condizione iniziale di completa saturazione. Esse, come già detto, sono risultate estremamente vulnerabili alle azioni sismiche a causa dell'alto potenziale di liquefazione che le caratterizza.

Le dighe omogenee in argilla hanno mostrato finora una soddisfacente risposta alle sollecitazioni sismiche, tanto che in letteratura non sono documentati casi di danni significativi.

Le dighe con nucleo centrale, quando poste in opera con adeguate tecniche di costipamento, sono risultate idonee ad assorbire azioni sismiche anche di considerevoli intensità; emblematico è in tal senso il comportamento esibito dalle due dighe zonate già richiamate in precedenza, entrambe di notevoli dimensioni: la diga di El Infiernillo ($H_{max}=145m$) e la diga di La Villita ($H_{max}=60m$), entrambe realizzate in Messico. Esse non hanno riportato danni rilevanti a seguito del violento terremoto del Michoan che nel 1985 distrusse parzialmente la vicina Città del Messico.

Le dighe in rockfill con paramento di monte impermeabilizzato presentano l'indubbio vantaggio di assorbire le azioni sismiche in uno stato favorevole, che vede l'intero corpo diga in condizione di parziale saturazione. Ciò determina migliori proprietà meccaniche dei materiali ed elimina, di fatto, la possibilità che si sviluppino in essi sovrappressioni neutre indotte dal sisma.

La Tabella 1 sintetizza i risultati della ricerca bibliografica sulle tipologie di danno che hanno interessato dighe in terra a seguito di eventi sismici strong-motion. Il danno è correlato alla tipologia costruttiva, all'altezza massima e, laddove il dato è noto, all'accelerazione di picco al suolo.

3 Diversi approcci alla modellazione del problema

Le modellazioni sviluppate in passato possono essere catalogate riferendosi ad elementi distintivi differenti. Significativi sono sicuramente la schematizzazione geometrica del complesso diga-terreni di fondazione, il legame costitutivo associato ai materiali, il modo di considerare l'interazione tra le fasi che costituiscono un terreno, l'*input* sismico richiesto. Gli approcci che semplificano in modo estremamente spinto il legame costitutivo, ipotizzandolo rigido-plastico, vengono tradizionalmente annoverati fra i cosiddetti "*metodi semplificati*". Gli approcci che invece considerano gli effetti della deformabilità dell'opera vengono raggruppati nei "*metodi dinamici*". Nell'ambito dei metodi semplificati è possibile operare una successiva distinzione in due sottoclassi sulla base di come il modello richiede sia schematizzato l'*input* sismico. Nell'ambito dei metodi dinamici invece si possono individuare tre sottoclassi, ciascuna caratterizzata da un diverso approccio seguito nella modellazione dell'interazione fra le fasi.

Nei metodi semplificati rientrano gli approcci di tipo "pseudostatico", che assimilano l'azione sismica a forze statiche equivalenti, e quelli pseudodinamici (Newmark 1965), nei quali l'applicabilità presuppone la conoscenza dell'accelerogramma.

Fino alla metà degli anni '60 i metodi di tipo pseudostatico hanno rappresentato l'unico strumento disponibile in letteratura per la verifica sismica di una diga in terra. Essi sono ancora oggi di uso

corrente per vari motivi. Sono infatti i metodi cui fa riferimento la normativa italiana (D.M. 24/3/82), sul loro utilizzo si è consolidata una maggiore esperienza in relazione all'uso di codici di calcolo che li implementano e alla caratterizzazione quantitativa dei parametri, infine rappresentano lo strumento più semplice disponibile.

Il modulo delle forze pseudo-statiche (orizzontali F_h e verticali F_v), applicate nel baricentro della potenziale massa instabile, è dato dal prodotto del peso W della massa stessa per un coefficiente adimensionale k_h (o k_v), definito *coefficiente sismico*.

Calcolate le forze statiche equivalenti ($F_h = k_h * W$; $F_v = k_v * W$) (Fig. 3) la verifica sismica si riconduce ad una verifica di stabilità con i tradizionali metodi dell'equilibrio limite (e.g., Bishop, 1955; Janbu, 1957; Morgenstern & Price, 1965, ecc.).

I valori del coefficiente di sicurezza FS prescritti dalle normative dei vari Paesi variano fra 1.1÷1.5 (Turchia, Messico, California, ex-Yugoslavia, Giappone, Italia). La normativa italiana, in particolare, prescrive $FS \geq 1.2$ per dighe di nuova progettazione.

Il coefficiente sismico $k_h(v) = a_s / g$ è un parametro adimensionale ricavato come rapporto a_s/g fra l'accelerazione sismica significativa (a_s) e l'accelerazione di gravità (g). La caratterizzazione quantitativa di a_s rappresenta un aspetto ancora controverso del metodo pseudostatico. Assumendo come valore a_s la massima accelerazione al suolo ($a_s = a_{max}$) il metodo risulta in genere eccessivamente cautelativo. D'altronde ciò equivale ad ipotizzare, poco verosimilmente, che in un medesimo istante tutta la massa potenzialmente instabile attinga il valore dell'accelerazione al suolo. Nella realtà le oscillazioni sismiche all'interno della massa, soprattutto se di volume significativo, non sono sincrone e l'azione del sisma produce effetti inerziali minori di quelli indotti assumendo $a_s = a_{max}$. Alcuni Autori (e.g. Terzaghi, 1950; Seed e Martin, 1966) suggeriscono di considerare il coefficiente sismico come una mera costante empirica che, moltiplicata per il peso W della massa instabile, caratterizza una forza aggiuntiva da inserire nei calcoli di stabilità in modo che il progettista pervenga ad una sezione del corpo diga più cautelativa. Ovviamente tale interpretazione ha senso solo in fase di progetto, mentre perde di significato nella valutazione a posteriori della sicurezza sismica di dighe esistenti.

Le norme prescrivono valori di a_s/g compresi nell'intervallo 0.05 ÷ 0.15 anche in aree ad elevata pericolosità sismica, quali la California. Nelle norme giapponesi i valori sono compresi fra 0.15 e 0.25 mentre in Italia vengono prescritti i ben noti valori associati alle tre categorie sismiche (0.04, 0.07, 0.1). Molti Autori seguono la strada più razionale di determinare la a_s attraverso la preliminare soluzione del problema al contorno con un metodo di tipo dinamico e adottando poi opportuni criteri interpretativi della distribuzione spaziale delle accelerazioni calcolate nel corpo diga (e.g., Ambraseys, 1960; Seed e Martin 1966) (Fig.4).

L'affidabilità dei metodi di tipo pseudostatico è in sostanza legata essenzialmente al criterio di scelta del coefficiente $k_h(v)$. Il limite di tali approcci consiste nel considerare comunque la rottura lungo una ben definita superficie di scorrimento come unica forma di danneggiamento possibile. Rispetto agli altri meccanismi di danneggiamento citati in precedenza (riduzione del franco; lesioni nell'elemento di tenuta idraulica; fenomeni di liquefazione etc.) tali approcci non consentono di effettuare previsioni. Per rimarcare l'inadeguatezza del metodo pseudostatico si sottolinea che la letteratura di settore documenta numerosi casi di dighe in terra danneggiate parzialmente o totalmente da eventi sismici, per le quali la verifica pseudostatica era ampiamente soddisfatta. Esempi in tal senso sono forniti dalle dighe di Sheffield in California ($k_h = 0.1$, $FS = 1.2$), di Lower San Fernando in California ($k_h = 0.15$, $FS = 1.3$), di Upper San Fernando in California ($k_h = 0.15$, $FS = 2$) o ancora di Oshima in Giappone ($k_h = 0.2$, $FS = 1.3$).

Con il metodo di Newmark (1965) la sicurezza sismica di un pendio viene espressa in termini di ammissibilità degli spostamenti permanenti indotti, piuttosto che a mezzo di un fattore di sicurezza rispetto a una condizione di collasso globale (approccio pseudostatico). Newmark (1965) assimila il comportamento dinamico di una potenziale massa instabile a quello di un blocco rigido che scorre su di un piano inclinato dotato di attrito sotto l'azione del peso proprio e della forza di inerzia indotta dal

sisma (Fig.5). Quando per effetto delle forze di inerzia le forze instabilizzanti sono maggiori delle forze resistenti, avviene movimento relativo fra blocco e piano. Lo scorrimento relativo comincia a verificarsi per un valore di soglia dell'accelerazione, definito accelerazione critica a_c . Essa può essere calcolata attraverso un approccio di tipo pseudostatico, determinando il valore minimo della forza pseudo-statica F_c che determina instabilità ($a_c = F_c/m$; m =massa instabile).

Gli spostamenti irreversibili del blocco sono ricavati per doppia integrazione della funzione $a(t)$ - a_c (Fig.6).

L'accelerazione critica a_c e l'accelerazione al suolo $a(t)$ sono i dati di ingresso che consentono l'applicazione del metodo. La a_c sintetizza la vulnerabilità sismica dell'opera e dipende dalla sua geometria, dalle proprietà di resistenza dei materiali e dalle masse in gioco. Ad un determinato istante di fatto si assume che in tutti i punti della massa instabile l'accelerazione sia uguale, in conseguenza dell'ipotesi di blocco rigido. Nel metodo originario l'accelerazione considerata è quella al suolo. E' bene invece osservare che concettualmente la deformabilità del corpo diga determina azioni inerziali differenti da punto a punto in intensità e direzione, qualunque sia l'istante temporale considerato.

Vari Autori (e.g. Chopra, 1966; Makdisi e Seed, 1978) cercano di portare in conto gli effetti della deformabilità della struttura nella determinazione dell'accelerazione di soglia attraverso il preliminare uso di metodi dinamici e un'opportuna interpretazione dei risultati ottenuti.

Il metodo di Newmark è stato usato estensivamente negli ultimi decenni anche per ricavare formule predittive o abachi (e.g. Ambraseys & Manu, 1988) attraverso cui ricavare il valore dello spostamento permanente a partire dal rapporto fra accelerazione critica e accelerazione massima al suolo. A tale scopo sono stati utilizzate un gran numero di registrazioni accelerometriche di eventi strong-motion.

Il metodo di Newmark e quelli da esso derivati consentono di verificare la sicurezza sismica di una diga rispetto a problemi di stabilità globale dei fianchi, sulla base del confronto fra la previsione dello spostamento orizzontale permanente ed un valore ammissibile.

Per stimare la riduzione del franco della diga è necessaria la stima del cedimento del coronamento. Spesso nella pratica tale cedimento viene calcolato interpretando lo spostamento orizzontale permanente come la proiezione dello spostamento globale, diretto lungo la congiungente i punti di intersezione della superficie di scorrimento con il contorno della diga. Il cedimento viene quindi calcolato come componente verticale dello spostamento globale.

I metodi dinamici sono basati in generale sull'integrazione numerica (elementi finiti o differenze finite) del sistema di equazioni differenziali che governa un problema al contorno di un mezzo ipotizzato continuo e deformabile. A seconda di come viene modellata l'interazione fra le fasi tali metodi possono essere distinti in approcci monofase, approcci bifase semplificati e approcci bifase accoppiati. Negli approcci monofase l'interazione tra le fasi viene di fatto trascurata, ipotizzando un continuo "monofase equivalente" governato dalle equazioni di:

- Equilibrio dinamico
- Congruenza
- Legge costitutiva

La legge costitutiva ovviamente schematizza il comportamento dell'insieme scheletro solido-fluido di porosità.

Negli approcci bifase semplificati viene in aggiunta introdotta una legge semiempirica (modello di pressioni neutre) per stimare l'accumulo di sovrappressioni neutre prodotto dagli sforzi di taglio ciclici. Tale legge contiene l'effetto del numero e dell'ampiezza dei cicli di sollecitazione deviatorica. Nei metodi bifase accoppiati la legge costitutiva è riferita al solo scheletro solido. Al set di equazioni su riportato viene aggiunta l'equazione di continuità della fase liquida, che contiene come incognita sia la variabile pressione neutra, sia le componenti di stato tensionale totale.

Nell'ambito di ciascuno dei tre approcci descritti, gli effetti dissipativi ("damping") possono essere assenti, presenti previa introduzione di un termine viscoso nell'equazioni di equilibrio dinamico o ancora implicitamente contenuti nella risposta del legame costitutivo adottato.

Le leggi costitutive possono essere di diverso tipo (elastiche lineari, ipoelastiche, elastoplastiche a incrudimento cinematico o combinato). Nell'ambito degli approcci monofase molto diffusi sono l'approccio lineare equivalente ed i metodi diretti di analisi non lineare (Finn, 1988).

L'approccio lineare equivalente di fatto assume un comportamento di tipo elastico lineare e porta in conto gli effetti di tipo dissipativo a mezzo dell'introduzione nell'equazioni di equilibrio dinamico del termine viscoso. Il modulo di taglio G , ipotizzato costante per ciascun materiale, viene però preliminarmente determinato a mezzo di una procedura iterativa nella quale esso viene aggiornato sulla base del livello medio di deformazione raggiunto. Nel corso del processo iterativo viene aggiornato, in funzione del livello di deformazione, anche il damping. In maniera molto grossolana viene cioè portata in conto la non linearità e l'isteresi del comportamento tensiodeformativo osservato sperimentalmente. L'approccio è implementato in codici di calcolo concepiti per l'analisi di geometrie monodimensionali, ad esempio SHAKE (Schnabel et al., 1972), e bidimensionali come QUAD-4 (Idriss et al., 1973) e FLUSH (Lysmer et al., 1975).

Nei metodi diretti di analisi non lineare la risposta tensio-deformativa che il terreno esibisce sotto carichi ciclici viene descritta in forma diretta utilizzando i cosiddetti modelli ciclici non lineari. Questi risultano dalla combinazione di una legge che descrive il comportamento del terreno in fase di primo carico e da una serie di leggi associate che regolano il comportamento isteretico del materiale nelle fasi di scarico-ricarico.

Nell'ambito degli approcci bifase semplificati in letteratura sono presenti diversi metodi per la stima delle sovrappressioni neutre: quello di Martin et al. (1975), di Finn e Bathia (1981), di Dobry et al. (1985), di Matasovic e Vucetic (1992, 1995). Tutti sono riconducibili all'approccio proposto da Martin et al. (1975), nel quale gli incrementi di pressione neutra Δu indotti dalla sollecitazione ciclica in condizioni non drenate, sono espressi in funzione degli incrementi di deformazione volumetrica Δe_{vd} che si avrebbero per effetto di uno stesso sistema di sforzi applicato in condizioni di drenaggio libero. Seed, Lee ed Idriss (Seed, 1979) hanno sviluppato un metodo semi-empirico ancora oggi raccomandato da enti di rilievo internazionale preposti alla sicurezza delle grandi dighe (International Commission on Large Dams, California Department of Water Resources, Corps of Engineers), articolato in tre fasi. La prima consiste nello studio della risposta dinamica della diga per via numerica, la seconda in prove di laboratorio cicliche sui materiali da costruzione e la terza in una verifica di stabilità post-sismica.

Come già accennato, nei metodi bifase accoppiati la pressione neutra costituisce una variabile di campo presente sia nelle equazione di continuità della fase liquida sia nelle equazioni di equilibrio dinamico. Le equazioni di equilibrio in genere non contengono il termine viscoso in quanto gli effetti dissipativi sono implicitamente contenuti nella risposta del legame costitutivo. Particolarmente efficaci nello schematizzare realisticamente una vasta gamma di comportamenti tensiodeformativi osservati risultano quelle leggi sviluppate nell'ambito della elastoplasticità ad incrudimento combinato (isotropo e cinematico), quali i legami costitutivi a Superfici Multiple (Mroz, 1967; Mroz et al., 1981; Prevost 1978 - 1985; Aubry et al., 1982), quelli a Superficie Limite (Dafalias e Popov, 1975; Dafalias e Harrmann, 1982; Bardet, 1989; Crough e Wolf, 1994) quello a meccanismi multipli proposto da Hujeux (1985). Tali modelli contengono parametri che controllano la risposta tensiodeformativa per sollecitazioni di tipo monotono e parametri che controllano la risposta per sollecitazioni essenzialmente di natura ciclica. Codici di calcolo che implementano tali modellazioni per via numerica sono ad esempio GEFDYN e ABAQUS.

La notevole complessità del problema al finito, che mal si presta a eccessive semplificazioni, e l'alto rischio associato alla presenza di un bacino artificiale, impone l'adozione di procedure di analisi il più possibile affidabili. Gli approcci di tipo accoppiato, utilizzati con leggi costitutive elastoplastiche del tipo sopra menzionato, sono ritenuti, nell'ambito della letteratura di settore, i più idonei per l'analisi del comportamento sismico di una diga in terra. Da un lato infatti essi consentono di realizzare una modellazione affidabile del problema al finito, sempre che i materiali da costruzione siano appropriatamente caratterizzati sotto il profilo sperimentale. Dall'altro essi consentono di analizzare la sicurezza dell'opera rispetto a tutti i possibili meccanismi di collasso che possono essere indotti da un evento sismico.

La previsione della risposta sismica di una diga a mezzo di approcci siffatti è notevolmente influenzata dai valori preesistenti di pressione neutra e delle componenti di tensione, definiti nel dominio oggetto di analisi. La risposta è anche dipendente dalla storia di sollecitazione subita da ciascun elemento del dominio. Assegnare correttamente lo stato “pre-sismico” comporta pertanto la necessità di simulare le vicissitudini subite dalla diga prima dell'evento sismico che si desidera analizzare. Ciò significa simulare le fasi costruttive (problema a contorno variabile nel tempo), di esercizio (problema a condizioni al contorno di tipo statico e idraulico variabili nel tempo) ed eventuali altri eventi sismici verificatisi in precedenza.

4 Diga Campione

Nel corso del primo anno di attività e' stato prodotto un notevole sforzo per identificare una diga che fosse significativa sia da un punto di vista della tipologia di appartenenza sia da un punto di vista della geometria e che fosse allo stesso tempo ben documentata dal punto di vista sperimentale, sia riguardo le grandezze fisiche monitorate sia riguardo la caratterizzazione delle proprietà fisico meccaniche dei materiali posti in opera. Nell'area campione non sono presenti dighe in terra, ed è stato pertanto giocoforza ricercare l'opera campione al di fuori di tale area. L'indagine è stata rivolta essenzialmente a dighe di tipo zonato con nucleo centrale in argilla, con un'altezza compresa fra 40 e 70m e ragionevolmente prossime all'area campione. L'opera rispondente ai requisiti anzi elencati è stata individuata nella diga di Ponte Fontanelle sul torrente Camastra, in provincia di Potenza (Fig.7).

La diga del Camastra è stata ultimata alla fine dell'anno 1964, in appena 16 mesi. Il sito di ubicazione della diga era classificato non sismico all'epoca della realizzazione ed è stato successivamente riclassificato come zona sismica di II categoria. L'opera rappresenta pertanto un caso tipico in Italia di diga progettata senza adottare criteri antisismici e che attualmente deve ancora essere riqualificata (cioè verificata ed eventualmente adeguata) da un punto di vista sismico. Nei terreni di fondazione sono presenti due distinte formazioni: un complesso marnoso – calcareo (dell'Oligocene) che interessa la parte occidentale della stretta (ossia la sponda sinistra), e un complesso arenaceo – argilloso (dell'Elveziano) che ne occupa la parte orientale (la sponda sinistra).

Le due formazioni si incontrano, confondendosi, sotto il letto del torrente, laddove sono ricoperte da detrito di falda e/o di frana. La diga (Fig.8) ha un'altezza massima di 56m. La tenuta idraulica è assicurata da un nucleo costituito da materiali a granulometria fine mentre la stabilità è garantita a mezzo di fianchi realizzati in materiali a grana grossa. L'opera pertanto appartiene alla tipologia di diga in terra zonata con nucleo centrale. I terreni utilizzati per la costruzione del nucleo sono, da un punto di vista granulometrico, limi con sabbia. Quelli impiegati per realizzare mentre i fianchi sono ghiaie sabbiose. Fra nucleo e fianchi è interposta una zona di transizione realizzata un materiale ottenuto, a partire da quello dei fianchi, previa eliminazione delle frazioni più grossolane (passante al vaglio $\phi 8$ mm). Il trattenuto al vaglio $\phi 8$ mm è stato invece impiegato per la realizzazione del tappeto drenante disposto nel fianco di valle del rilevato. La tenuta idraulica in fondazione è stata ottenuta a mezzo di iniezioni cementizie realizzate al di sotto del nucleo fino alla profondità di circa 15 m. Durante la costruzione del rilevato sono stati realizzati numerosi prelievi di campioni indisturbati, sottoposti poi ad analisi di laboratorio. Sono state eseguite sul materiale da nucleo prove triassiali consolidate non drenate, prove triassiali consolidate drenate e prove triassiali non consolidate non drenate. Tali prove sono state condotte sia su provini al contenuto di acqua naturale sia su provini preliminarmente saturati. Sono stati inoltre disponibili i risultati di prove triassiali di laboratorio eseguite sul materiale dei fianchi.

La diga è stata strumentata per la misura di cedimenti interni al rilevato (8 verticali assestometriche), di pressioni neutre nel nucleo (17 celle piezometriche) e di componenti verticali di tensioni totali (8 celle). Le grandezze sono state monitorate a partire dalle primissime fasi costruttive e coprono l'intero arco di vita dell'opera dal 1964 fino ad oggi.

L'ente gestore (E.S.I.T.S.F.) ha già fornito tali dati, disponibili solo su supporto cartaceo. Essi sono stati informatizzati ed elaborati in diagrammi appropriati per una prima interpretazione empirica del comportamento che la diga ha manifestato durante le fasi di costruzione e di esercizio. Le elaborazioni (e.g. Fig 9) consistono in particolare nelle evoluzioni temporali:

- delle quote del rilevato
- delle quote di invaso
- delle quote piezometriche (15 punti di misura nel nucleo – 2 nel fianco di valle)
- delle tensioni verticali (2 punti di misura nel nucleo – 3 punti nel fianco di monte – tre punti nel fianco di valle)
- dei profili di cedimenti (4 verticali nel nucleo-4 verticali nel fianco di valle)

5 Attività di ricerca futura

Per i prossimi due anni l’attività di ricerca sarà finalizzata allo studio di procedure idonee alla verifica sismica di dighe in terra, attraverso l’applicazione di modellazioni di tipo diverso al caso reale della diga del Camastra. La modellazione di base che si intende adottare è basata su un approccio di tipo accoppiato. Modellazioni semplificate del problema al finito (metodo pseudostatico-approccio alla Newmark) verranno adottate nell’ottica di comprenderne a fondo l’affidabilità e valutarne i casi di possibile applicabilità.

L’analisi a mezzo dell’approccio accoppiato richiede innanzitutto che sia schematizzato il problema da un punto di vista geometrico. Tale schematizzazione è già in fase di elaborazione: essendo lecito per il caso in esame studiare un problema piano di deformazione, è stata definita la geometria piana discretizzata che verrà analizzata con la tecnica degli elementi finiti. Poiché un’analisi elastoplastica di tipo accoppiato fornisce una risposta sismica dipendente dagli stati tensiodeformativi che agiscono nel dominio prima della simulazione dell’evento sismico, e’ necessario determinare tali stati attraverso la simulazione delle fasi statiche di vita dell’opera, iniziando dalla costruzione e proseguendo con la simulazione del primo invaso e delle fasi di esercizio. Poiché il tempo è una variabile reale del problema, le simulazioni delle fasi costruttive e delle fasi di esercizio dovranno necessariamente avvalersi delle reali variazioni di quota di rilevato e quota di invaso nel tempo. L’evento sismico verrà quindi simulato ad un preciso istante delle fasi statiche di vita dell’opera. L’attività si articolerà in particolare nello sviluppo dei seguenti punti:

- Determinazione preliminare dei parametri di tipo monotono del modello attraverso l’interpretazione delle prove di laboratorio realizzate all’epoca del progetto e della realizzazione dell’opera
- Simulazione delle fasi statiche di vita dell’opera per la verifica e la ricalibrazione dei parametri di tipo monotono sulla base del confronto fra previsione e misure in termini di spostamenti, pressioni neutre e tensioni verticali
- Prove integrative di laboratorio di tipo tradizionale su materiale da nucleo
- Prove integrative di tipo ciclico e dinamico su materiale da nucleo
- Prove in sito di tipo SASW finalizzate alla determinazione delle rigidità a taglio alle piccole deformazioni, su materiale da nucleo, dei fianchi e dei terreni di fondazione
- Determinazione dei parametri di tipo dinamico sulla base delle prove di laboratorio disponibili
- Simulazione dei possibili scenari sismici che deriveranno dallo studio sismologico (interazione con il task 1)
- Determinazione della sicurezza dell’opera rispetto ai possibili meccanismi di collasso
- Confronto dei risultati con quelli risultati ottenuti utilizzando approcci più semplici

6 Obiettivi raggiunti e congruenza con gli impegni assunti nel programma

Lo sviluppo del Task “Vulnerabilità delle Dighe in Terra”, prevedeva per il primo anno l’espletamento delle seguenti attività:

1. Catalogazione, descrizione ed esame dei principali meccanismi di rottura delle dighe in terra
2. Catalogazione, descrizione e valutazione comparativa delle metodologie di analisi numerica
3. Selezione dell’infrastruttura campione
4. Acquisizione dei dati della diga campione
5. Analisi dei dati del monitoraggio della diga in fase di costruzione e in condizioni di esercizio

Gli impegni assunti si ritiene siano stati tutti svolti in modo soddisfacente.

Tabella 1: Danni osservati su case-histories reali

Diga	Tipologia	Hmax (m)	Accelerazione max. al sito (g)	Evento Sismico	Cedimento cresta (cm) - %H	Spostamenti orizzontali cresta (cm) (+ valle)	Sovrapp. neutre (kPa)	Rottura globale	Fenomeni Osservati
<i>Gosho (Giappone)</i>	Rockfill	52	0.75	26/5/83				No	
<i>Anbuklao (Filippine)</i>	Rockfill	129	0.35	16/7/1990	80 – 0.6%			No	Lesioni
<i>Leroy Anderson (USA)</i>	Rockfill	72	0.41		1.5 – 0.021%				
<i>Cogoti (Cile)</i>	Rockfill	84	0.2		38.1 – 0.464%				
<i>Makio (Giappone)</i>	Rockfill	107	0.3– 0.4 –0.51	-/9/1984		- 10		No	Lesioni instabilità paramento monte
<i>Miboro (Giappone)</i>	Rockfill	131	0.2	08/1961	3 – 0.023%				
<i>Minase (Giappone)</i>	Rockfill	67	0.05		6.1 – 0.091%				
<i>Namioka (Giappone)</i>	Rockfill	52	0.079 – 0.096	05/1983	5.72 - 0.11%				
<i>Coyote Lake (California)</i>	Rockfill	43	0.9 - 1.3	24/4/1984	6.7 – 0.15%	+ 3.7		No	Lesioni Caduta massi
<i>Acciano (Italia)</i>	Zonata	28.5	0.3 - 0.5	25/9/1997	20 – 0.7%	10	50	No	Lesioni
<i>El Infernillo (Messico)</i>	Zonata	145	0.10 – 0.12 0.087 0.132	14/3/1979 11/1975 09/1985	12 – 0.08% 2.92 - 0.02% 10.22 - 0.07%	0		No	Lesioni
<i>Matahina (Nuova Zelanda)</i>	Zonata	86	0.1 - 0.2	2/3/1987	10 – 11.6%	+ 26.8		No	
<i>Los Angeles (California)</i>	Zonata	50	0.42	17/1/94	9 – 0.18%	+ 5.5			
<i>La Villita (Messico)</i>	Zonata	60	0.125 - 0.13 0.10 0.039 0.017 -	19/9/1985 - 11/1975 03/1979 10/1981	11 – 0.18% 4.5 – 0.075% 1.8 - 0.03% 3 - 0.05% 4.8 - 0.08%	- 1		No	Lesioni
<i>Miho (Giappone)</i>	Zonata	95	0.025	16/6/1976 29/6/1980					
<i>Oroville (California)</i>	Zonata	213	0.09 0.1	1/8/1975 -	1 - 0.005% 0.1 – 0.005%			No	

Progetto V.I.A - Task 7 – Vulnerabilità delle dighe in terra – Relazione sull'attività del primo anno

<i>Sheffield</i> (California)	Zonata	26		1925	**			Si	
<i>Yamanaka</i> (Giappone)	Zonata			16/5/1968				Si	Rottura
<i>Tsengwen</i> (Taiwan)	Zonata	133	0.03 0.15	21/09/1999 1985	2.66 – 0.02% 4 – 0.03%			No	
<i>Nanhua</i> (Taiwan)	Zonata	87.5	0.037	21/09/1999	0.875 – 0.01%			No	
<i>Mudan</i> (Taiwan)	Zonata	62.5	< 0.1	21/09/1999	1 – 0.016%			No	
<i>Jenyitan</i> (Taiwan)	Zonata	28	0.68	21/09/1999	2.8 – 0.1%			No	
<i>Tousheh</i> (Taiwan)	Zonata	21.8	0.46	21/09/1999	27.47 – 1.26%			No	
<i>Hebgen</i> (USA)	Zonata nucleo in cls	25	0.4	17/8/1959	84 – 3.4%	+ 24		No	Lesioni <i>overtopping</i>
<i>Lantan</i> (Taiwan)	Zonata nucleo in cls	31	0.25	21/09/1999	2.48 – 0.08%			No	
<i>Wushantou</i> (Taiwan)	Riempimento idraulico	56	< 0.1 0.024	21/09/1999 1986	2.8 – 0.05%			No No	
<i>Upper San Fernando</i> (California)	Riempimento idraulico	20	0.5 - 0.6	9/2/1971	90 – 4.5%	150		No	Lesioni <i>sand boils</i>
<i>Lower San Fernando</i> (California)	Riempimento idraulico	40	0.5 - 0.6	9/2/1971	**			Si	Liquefazione
<i>Yunhoshan</i> (Taiwan)	Omogenea	62.5	< 0.1	21/09/1999					
<i>Chabot</i> (California)		41		1906	40 – 1.0%			No	

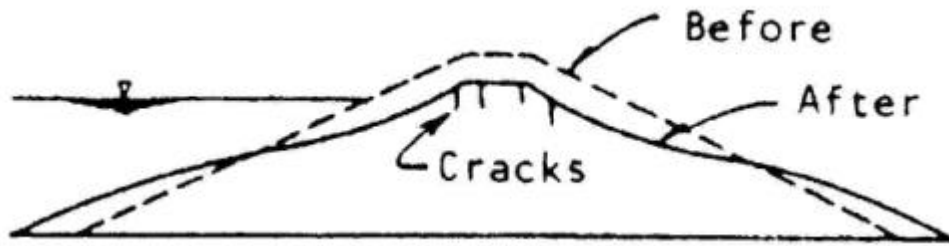


Figura 1: Fenomeno del "lateral spreading" e lesioni longitudinali del corpo diga

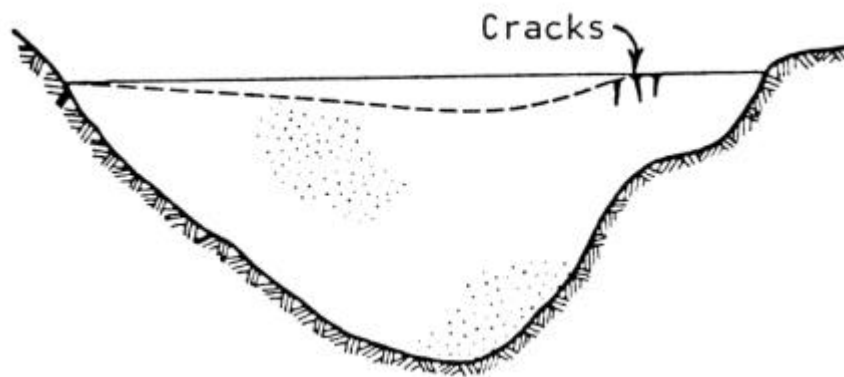


Figura 2: Lesioni trasversali del corpo diga

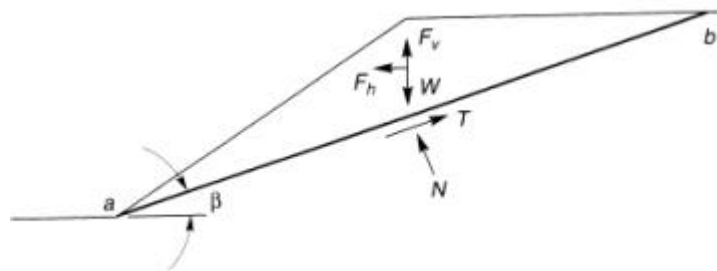


Figura 3: Variazioni dei carichi equivalenti indotte da un evento sismico

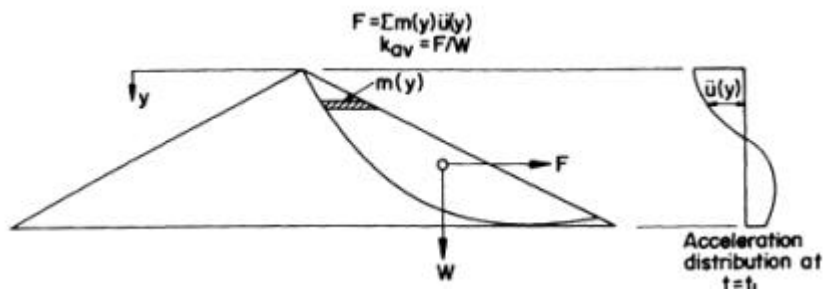


Figura 4: Schema di calcolo del coefficiente sismico medio k_{av} (Seed e Martin, 1966)

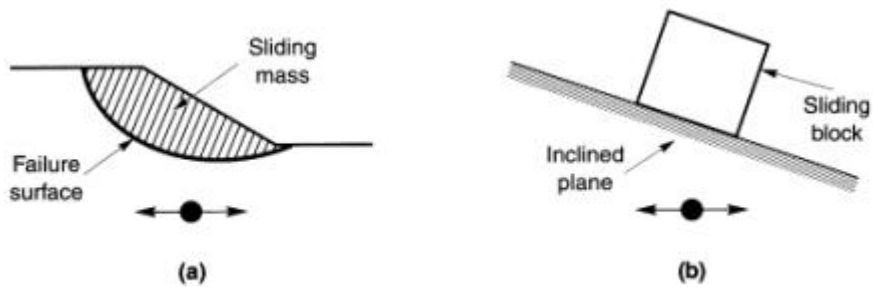


Figura 5: Metodo di Newmark: (a) potenziale massa in scivolamento; (b) schema del blocco rigido scorrevole su un piano inclinato

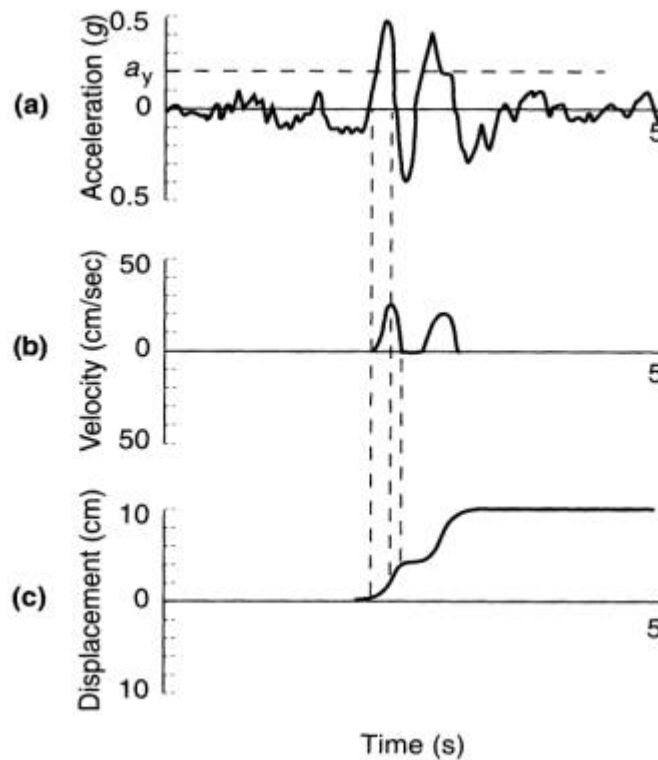


Figura 6: Calcolo degli spostamenti permanenti per doppia integrazione dell’accelerazione efficace, $a(t)-a_y$

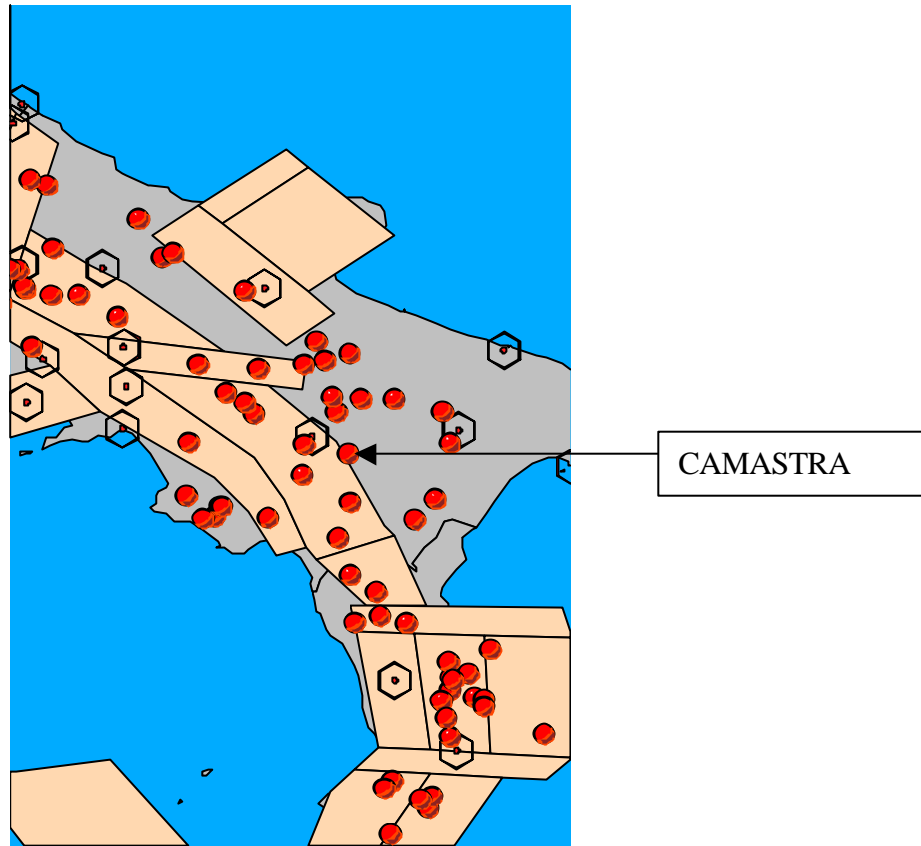


Figura 7: Ubicazione della diga campione (diga del Camastra)

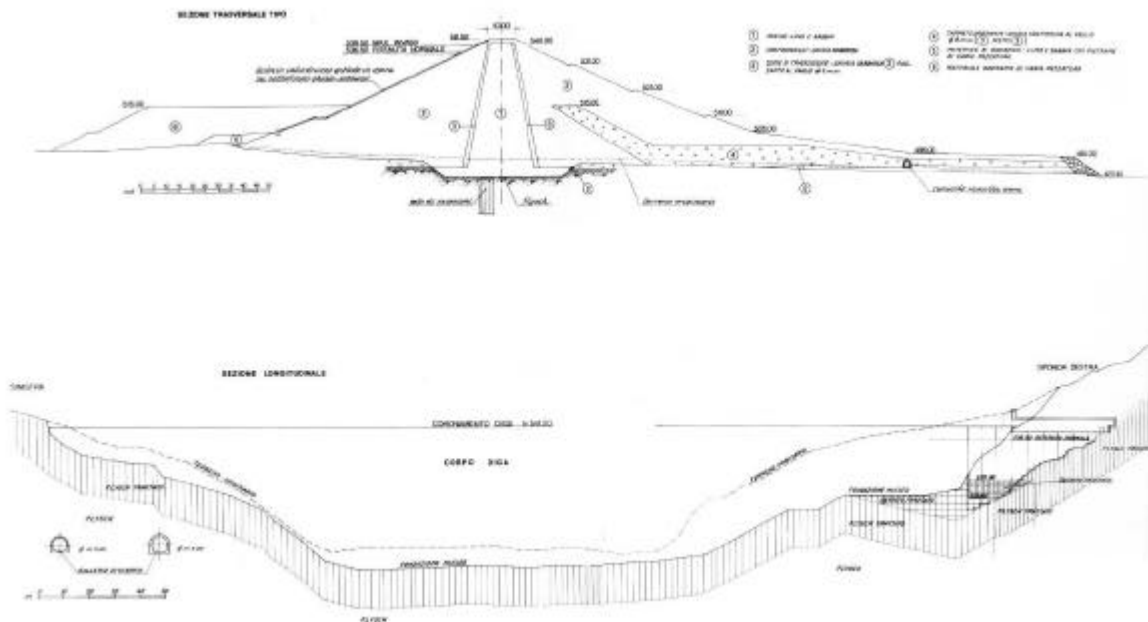


Figura 8: Diga del Camastra: sezioni tipo

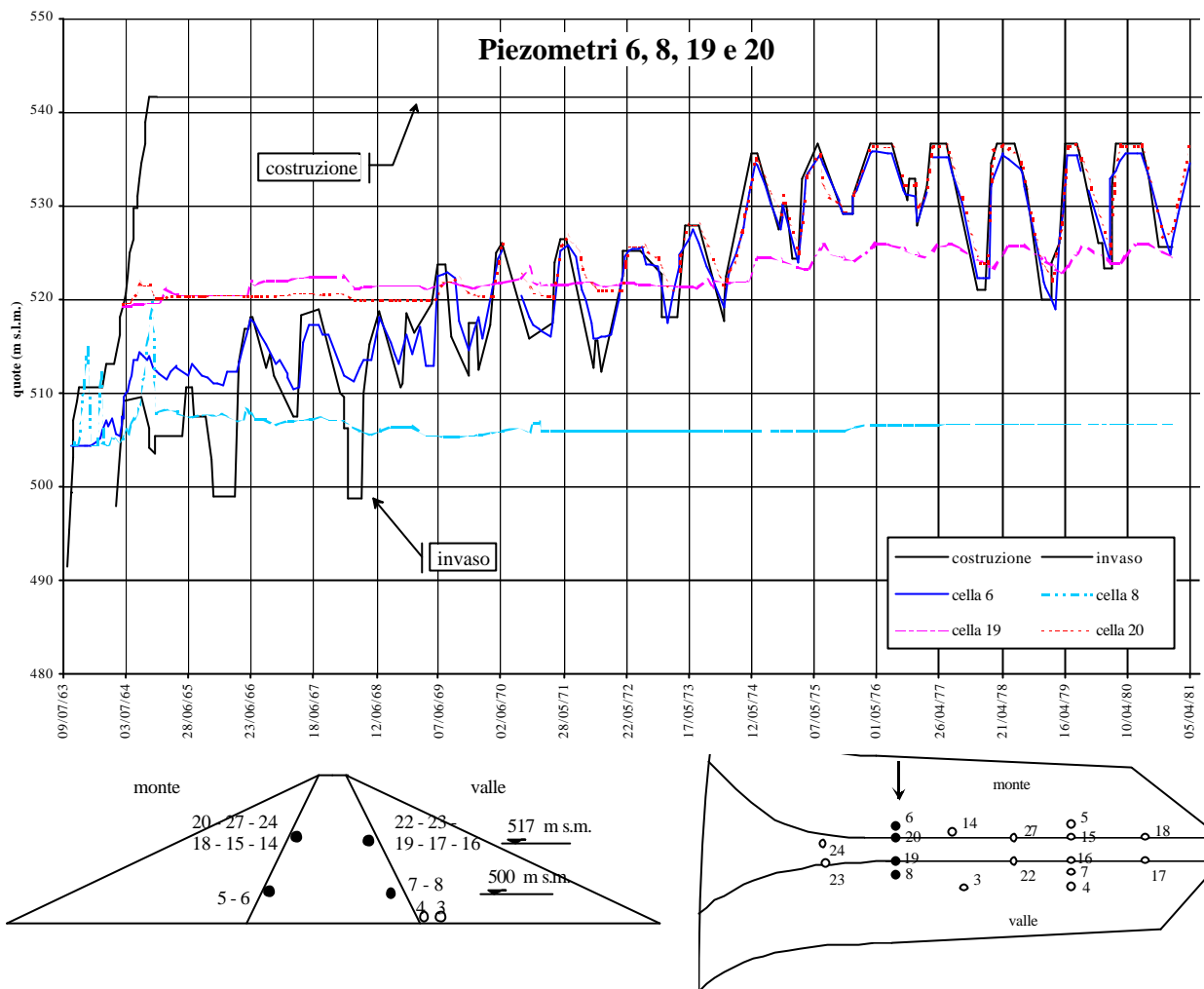


Figura 9: Diga del Camastra: esempio di elaborazione delle misure di quota piezometrica nel nucleo

7 Bibliografia

- [1] Ambraseys N.N. (1960) The Seismic Stability of Earth Dams. Proceedings, Second World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, Vol.2, pp. 1345-1363
- [2] Aubry D., Hujeux J.C., Lassoudiere F., Meimon Y. (1982) A double memory model with multiple mechanism for cyclic soil behaviour. International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Zurich, pp. 3-13
- [3] Bardet J.P. (1989) Prediction of deformations of Hostun and Reid Bedford sands with a simple bounding surface plasticity model. Chapter of Constitutive equations for Granular Non-cohesive soils, A. Saada e G. Bianchini, Balkema 131-148
- [4] Bishop A.W. (1955) The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. Geotechnique, London, England, Vol. 5, n.1, pp7-17
- [5] Chopra A.K. (1966) Earthquake effects on Dams. PhD Thesis, Univ. of California, Berkeley.
- [6] Crough R.S., Wolf J.P. (1994) Unified 3-D critical state bounding surface plasticity model for soils incorporating continuous plastic loading under cyclic paths. Constitutive relations. Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol 18, N. 11
- [7] Dafalias Y.F., Herrmann L.R. (1982) Bounding surface formulation of soil plasticity. Soil Mechanics-Transient and Cyclic Loads, Pande & Zienkiewicz (eds), John Wiley & Sons
- [8] Dafalias Y.F., Popov E.P. (1975) A model of non-linearity hardening materials for complex loadings, Acta Mech. 21, 173-192
- [9] Dobry R., Pierce W.G., Dyvik R., Thomas G.E., Ladd R.S. (1985) Pore pressure model for cyclic straining of sand. Internal report. Civil Engineering Dept. Rensselaer Polytechnic Institute Troy, New York, 1218-3590 June
- [10] Finn W.D.L. (1988) Dynamic analysis in geotechnical engineering. Proc., Earthquake Eng. and Soil Dynamics II – Recent Advances in Ground Motion Evaluation, ASCE Geotechnical Eng. Division, Park City, Utah, pp. 523-591, June.

- [11] Finn W.D.L., Bathia S.K. (1981) Prediction of Seismic Porewater pressures, Proc. in the Tenth Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 3, A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 201-206
- [12] Hujeux J.C. (1985) Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols. Genie parasismique (V. Davidovici ed.), Presses ENCP, 287-302
- [13] Idriss I.M., Lysmer J., Hwang R., Seed H.B. (1973) QUAD-4: a computer program for evaluating the seismic response of soil structures by variable damping finite element procedures. Report n. EERC 73-16, University of California, Berkeley.
- [14] Ishihara K. (1993) Liquefaction and flow failure during earthquakes, Geotechnique, Vol.43, n.3, pp. 351-415.
- [15] Janbu N. (1957) Earth Pressures and Bearing Capacity Calculations by Generalized Procedure of slices. Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.2, pp. 207-212
- [16] Kramer S.L. (1998) Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, New Jersey.
- [17] Lysmer J., Udaka T., Tsai C.F., Seed H.B. (1975) FLUSH: a computer program for approximate 3-D analyses of soil-structure interaction. Report EERC 75-30, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley
- [18] Makdisi F.I., Seed H.B. (1978) Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations. J. Geotech. Engng. Div., Am. Soc. Civ. Engrs, 104, n. GT7, Proceedings Paper 13 898, pp. 849-867.
- [19] Martin G.R., Finn W.D.L., Seed H.B. (1975) Fundamentals of liquefaction under cyclic loading. Proc. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering Division, Vol. 101, N. GT5
- [20] Matasovic N., Vucetic M. (1992) A pore pressure model for cyclic straining of clay. Soils and Foundation, Japanese Society of Soil Mech. and Found. Div., vol. 103, GT6
- [21] Matasovic N., Vucetic M. (1995) Generalized Cyclic-Degradation-Pore Pressure Generation Model for Clays. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, vol. 121, n.1 pp.33-42
- [22] Morgenstern, N.R., Price V.E. (1965) The analysis of the stability of general slip surface. Geotechnique, Vol. 15, n.1, pp. 79-93
- [23] Mroz Z. (1967) On the description of anisotropic work-hardening, J.Mech. Phys. Solids, 15 163-175
- [24] Mroz Z., Norris V.A., Zienkiewicz O.C. (1981) An anisotropic critical state model for soils subjected to cyclic loading, Geotechnique, Vol. 31, pp. 451-469
- [25] Newmark N.M. (1965) Effects of Earthquakes on Dams and Embankments. Geotechnique, Vol. 15, n. 2, pp. 139-160
- [26] Prevost J.H. (1978) Anisotropic undrained stress-strain behaviour of clays. Journal of the Geotechnical Engineering Division, pp. 1076-1090, August
- [27] Prevost J.H. (1985) A simple plasticity theory for frictional cohesionless soils. Soil Dyn. Earth. Eng., Vol. 4, N. 1, pp. 9-17
- [28] Resendiz D., Romo M.P., Moreno E. (1982) El Infiernillo and La Villita Dams: Seismic behaviour. Journal of Geotechnical Engineering Division ASCE. Vol. 108, GT1, pp. 109-131
- [29] Schnabel P.L., Lysmer J. e Seed H.B. (1972) SHAKE: a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites. Report n. EERC72-12, University of California, Berkeley.
- [30] Seed H.B. (1979) Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams. Geotechnique, 29 (3), pp. 215-263
- [31] Seed H.B., Martin G.R. (1966) The seismic coefficient in earth dam design. ASCE. J. Soil Mechanics Foundations Div., SM6, pp. 105-134
- [32] Terzaghi K. (1950) Mechanisms of landslides. The geological survey of America, Engineering Geology (Berkeley)
- [33] Yegian M.K., Gharaman V.G., Harutiunyan R.N. (1994) Liquefaction and embankment failure case histories, 1988 Armenia earthquake. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 120, n.3, pp. 581-596