



***UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI  
FEDERICO II***

**Coordinatore**

Prof. Ing. Claudio Mancuso

**DOTTORATO DI RICERCA IN  
INGEGNERIA GEOTECNICA  
XXIII CICLO**

***Dighe in terra:  
Previsione e monitoraggio degli effetti sismo indotti***

*Dottorando*

***Ing. Antonio Brigante***

***TUTORE: Prof. Luca Pagano***

***COTUTORE: Prof. Stefania Sica***

## *Ringraziamenti*

Questi anni di dottorato sono stati, prima di tutto, un grande momento di crescita personale nell'arco dei quali ho dovuto affrontare molte scelte. Per questo voglio ringraziare tutti quelli che mi sono stati vicini in questo percorso.

Il primo ringraziamento va ai miei genitori, che mi sostengono in ogni mia decisione incentivandomi ed incoraggiandomi sempre e a tutta la mia famiglia.

Devo esprimere poi la mia gratitudine nei confronti di tutto il dipartimento di ingegneria geotecnica di Napoli ed in particolare del Prof. Luca Pagano e della Professoressa Stefania Sica che hanno saputo guidarmi scientificamente nel mio lavoro. Voglio, inoltre, dedicare questa tesi alla memoria del Prof. Vinale., professore di altissimo livello sia scientifico che umano.

Sono altresì molto grato a tutto il team dell'MSSMAT dell'Ecole Centrale de Paris per la loro ospitalità e simpatia. Un particolare ringraziamento va alla Professoressa Moderassi, al Prof. Fernando Lopez Caballero ed a Cristian Nieto Gamboa che mi hanno aiutato moltissimo nel completare il mio lavoro a Parigi.

# INDICE

## **DIGHE IN TERRA: PREVISIONE E MONITORAGGIO DEGLI EFFETTI SISMO INDOTTI**

### **Capitolo 1**

#### **Introduzione**

- 1.1- Premessa.
- 1.2- Scopo della ricerca.
- 1.3- Organizzazione del testo.

### **Capitolo 2**

#### **Effetti sismo-indotti**

- 2.1 Case-histories: le dighe in terra di Acciano e di Conza della Campania
- 2.2 Metodi per l'interpretazione e la previsione di effetti sismo indotti.
  - 2.2.1 Formulazione di Biot.
    - 2.2.1.1 Modello costitutivo di Hujeux.
  - 2.2.2 Codici di calcolo Adoperati.

### **Capitolo 3**

#### **Interpretazione semplificata degli effetti sismo indotti: la diga di Conza della Campania**

- 3.1 – La diga in terra di Conza della Campania.
  - 3.1.1 caratteristiche sismo tettoniche.
  - 3.1.2 Storia di costruzione.
  - 3.1.3 Materiali costituenti il corpo diga.
    - 3.1.3.1 Materiali costituenti il nucleo.
    - 3.1.3.2 Materiali costituenti i fianchi.
    - 3.1.3.2. Materiali costituenti i filtri.
    - 3.1.3.3 Materiali costituenti i terreni di fondazione.

3.1.4 - Indagini sperimentali svolte in sito.

3.1.4.1 Indagini svolte dopo il sisma del 1980.

3.1.4.2 – Indagini integrative svolte in sito: il sistema Minivib.

3.2- Risultati del monitoraggio in fase di costruzione, post-sismica e di primo invaso.

## **Capitolo 4**

### **Previsione degli effetti sismo indotti**

4.1. – Previsioni teoriche: Modellazione del problema al finito.

4.1.1. -Definizione del modello geometrico.

4.1.2 - Modellazione interazione tra le fasi.

4.1.3 - Definizione dei parametri del modello.

4.1.4 - Modellazione problema statico e dinamico.

4.1.4.1 Modellazione fasi di costruzione.

4.1.4.2 Modellazione sisma 1980.

4.1.4.3 Modellazione fasi di invaso.

4.1.5 - Risultati analisi a ritroso.

4.2- Estrapolazione degli effetti sismo indotti a fasi differenti della vita dell'opera e per la geometria originaria di progetto.

## **Capitolo 5**

### **Sistema di allarme sismico**

5.1- Sistema di allarme sismico.

5.1.1 Elaborazione di un modello previsionale semplificato per la stima degli effetti sismo-indotti.

5.1.2 Strumentazione Installata sulla diga.

## **Capitolo 6**

### **Conclusioni e sviluppi futuri**

## **Appendice**

A.1 Prove DMT

A.2 Prove cross hole e down hole

A.3 Grafici cedimenti

A.4 Grafici quote piezometriche

A.5 Grafici tensioni totali

# CAPITOLO 1

## INTRODUZIONE

### 1.1 PREMESSA

Le duecento dighe in terra in esercizio sul territorio italiano rappresentano un fattore di rischio significativo. Molte di queste opere sono state, infatti, progettate senza utilizzare criteri antisismici in siti che la normativa ha successivamente riclassificato quali sismici. L'eventuale collasso della sezione di sbarramento e il conseguente repentino rilascio di una gran quantità di energia, associato in molti casi a condizioni di esposizione elevata, può avere conseguenze catastrofiche in termini di perdita di vite umane, danni ambientali e danni economici.

E' necessario, quindi, porre grande attenzione alla possibilità di prevenzione rispetto a tali catastrofi. L'analisi delle misure, effettuate nelle fasi costruttive, di esercizio e sismiche è lo strumento che permette il controllo delle condizioni di sicurezza delle dighe in terra nel tempo, ma la conversione dei dati del monitoraggio in valutazioni di stato di sicurezza non sempre risulta semplice; ed anche la definizione di procedure automatiche, basate sulle "anomalie di comportamento", trova numerosi ostacoli nei problemi di affidabilità e rappresentatività delle misure.

Nel processo interpretativo, pertanto, è opportuno ricorrere a strumenti teorici adatti, utilizzando modelli matematici complessi ed analizzando in maniera congiunta il problema statico e dinamico, dal momento che la risposta sismica di una diga in terra dipende in linea di principio dalla storia di carico statica e dinamica pregressa. Attraverso opportune analisi a ritroso delle fasi statiche e dinamiche è possibile validare il modello matematico utilizzato, verificando la congruenza tra le misure sperimentali e le previsioni teoriche. Se il confronto è soddisfacente, il modello utilizzato nelle analisi fornisce un'appropriata rappresentazione dell'opera. Può allora contribuire a individuare i fenomeni che ne hanno controllato il comportamento meccanico d'insieme e spiegare le anomalie emerse nella fase d'interpretazione preliminare delle misure.

### 1.2 SCOPO DELLA RICERCA

La problematica ingegneristica verso la quale sono principalmente rivolti gli interessi del presente lavoro di ricerca è la previsione e il monitoraggio degli effetti sismo indotti su dighe in terra. L'attività è stata condotta non in astratto ma con riferimento ad un reale caso applicativo: la diga di Conza della Campania interessata dal sisma del 1980.

Durante lo svolgimento del presente lavoro di dottorato, sulla base della ricerca svolta a oggi, si è riprodotto, attraverso un modello matematico numerico, il comportamento osservato sulla diga di Conza della Campania prima dell'evento sismico del 1980, epicentrato in prossimità dell'opera e verificatosi durante il processo costruttivo, in corrispondenza dell'evento sismico e nelle fasi post-sismiche di costruzione e di esercizio. Lo strumento di analisi che si è adottato per analizzare il comportamento osservato è basato su un approccio dinamico avanzato già rivelatosi in precedenza efficace nel riprodurre, attraverso un'unica sequenza di analisi, sia il comportamento statico che sismico di una diga zonata . (Sica et al., 2008).

La backanalysis del comportamento osservato dell'opera ha permesso di validare il modello matematico numerico adottato consegnando, quindi, uno strumento in grado di prevedere la risposta sismica della diga per scenari non verificatisi nella realtà.

L'obiettivo della tesi è stato, quindi, quello di ricercare gli effetti sismo-indotti che possono verificarsi in Italia su dighe, in particolare, in quei rari casi in cui terremoti di forte intensità si verificano in prossimità del sito di ubicazione dell'opera.

Nel presente lavoro, inoltre, si è cercato di approcciare allo studio dell'early warning per dighe in terra.

Per le dighe in terra, infatti, come per tutte le opere cui è associato un fattore di rischio sismico molto elevato, è opportuno che a un continuo studio di dettaglio delle condizioni di sicurezza siano accostati sistemi in grado di allertare, qualora l'evoluzione del comportamento meccanico dell'opera presenti significativi elementi di anomalia.

### 1.3 ORGANIZZAZIONE DEL TESTO

Il testo è suddiviso in capitoli, il primo dei quali è il presente. I successivi sono stati organizzati nel seguente modo:

Il **Cap2** è dedicato all'analisi delle case history di dighe in terra che sono state assoggettate a terremoti di forte intensità. Nello stesso capitolo è incluso un esame critico dei modelli teorici che la letteratura suggerisce per analizzare gli effetti indotti da un sisma su una diga.

Nel **Cap3** viene presentato il caso studio: la diga di Conza della Campania, le caratteristiche sismo tettoniche dell'opera, la sua storia di costruzione, i materiali costituenti il corpo diga e le indagini sperimentali svolte sul rilevato durante la costruzione e dopo il sisma del 1980. Viene, inoltre, illustrata una prova geofisica condotta in sito durante lo svolgimento del presente lavoro di ricerca al fine di indagare la rigidità a bassi livelli deformativi dei terreni costituenti i fianchi del rilevato. In questo capitolo, inoltre, vengono presentati gli effetti prodotti sull'opera dall'evento sismico dell'Irpinia del 1980.

Il **Cap 4** è dedicato ad illustrare le scelte adottate per affrontare le problematiche legate alla modellazione al finito dell'opera: la definizione del modello geometrico, la modellazione dell'interazione tra le fasi e la definizione dei parametri del modello. Viene illustrata, inoltre, l'analisi a ritroso del comportamento statico e dinamico dell'opera.

In più, vengono presentate le previsioni, ottenute con il modello matematico validato attraverso l'analisi a ritroso, degli effetti sismo indotti sull'opera a fasi differenti della vita dell'opera e per la geometria originaria di progetto.

Nel **Cap.5** viene discusso il problema dell'early warning per dighe in terra. Si presenta la strumentazione installata in sito per l'implementazione di un sistema di allarme sismico ed è presentata una procedura per la costruzione di un modello previsionale semplificato per la stima degli effetti sismo indotti, ulteriore ingrediente del sistema di allarme.

Nel **Cap.6** sono indicate le conclusioni ed i possibili sviluppi futuri.

# CAPITOLO 2

## EFFETTI SISMO INDOTTI

### 2.1 CASE-HISTORIES: LE DIGHE IN TERRA DI ACCIANO E DI CONZA DELLA CAMPANIA

Per caratterizzare il comportamento delle dighe in terra assoggettate ad eventi sismici di forte intensità il primo passo consiste nell'analizzare gli effetti sismo indotti noti in letteratura.

Tra le dighe italiane assoggettate ad eventi sismici rilevanti e di cui sono documentati gli effetti vi sono la Diga di Acciano ( Paoliani P. – Servizio Nazionale dighe) e la diga di Conza della Campania i cui dati di monitoraggio sia statico che dinamico sono stati raccolti ed analizzati nell'ambito del presente lavoro di ricerca.

La diga di Acciano costruita negli anni 1974-1980, realizza un invaso artificiale di capacità di 1.71 milioni di m<sup>3</sup> utilizzato dal Consorzio Acquedotti di Perugia per la regolazione stagionale delle portate del fiume Topino. La diga, ubicata in prossimità di Nocera Umbra, è in materiali sciolti di tipo zonato. L'altezza massima è pari a 28.50 metri (fig.2.1 ); i rinfianchi, che presentano una geometria simmetrica, sono realizzati nella parte superiore in pietrame calcareo e nella parte inferiore in materiale sabbio-ghiaioso; il nucleo è costituito da materiale limo-argilloso.

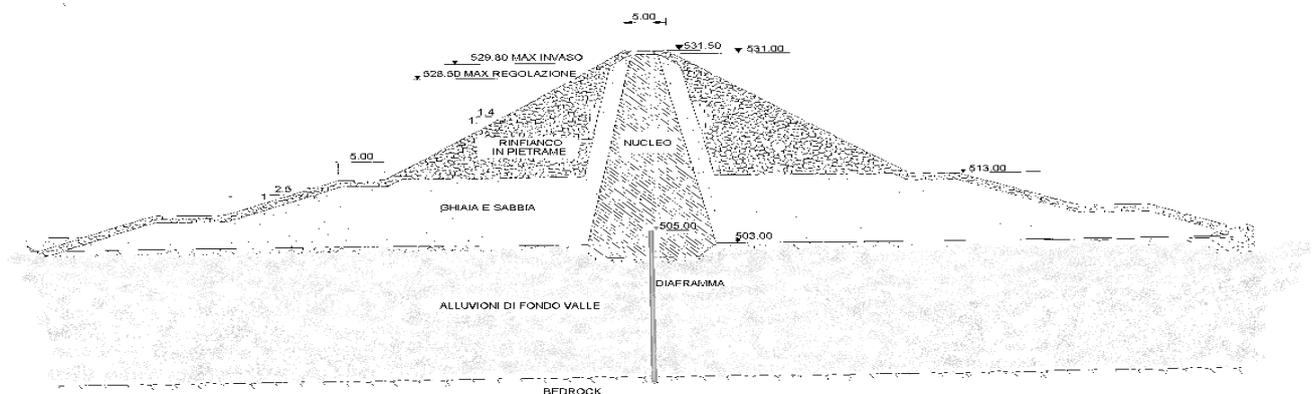


Fig 2.1: Sezione maestra diga di Acciano.

Il rilevato poggia nella zona centrale di fondovalle su alluvioni che ricoprono la formazione

rocciosa di base, rinvenibile a profondità massima di 20 metri. La formazione rocciosa, costituita da calcari e marne, affiora in corrispondenza delle spalle della diga.

Un diaframma in calcestruzzo, ammorsato nel nucleo, assicura la tenuta in fondazione in corrispondenza delle alluvioni. Inoltre le condizioni di fatturazione dell'ammasso roccioso, sia in profondità che nelle spalle, consigliarono fin dalla fase di progetto di ridurre la permeabilità dell'ammasso con la realizzazione di uno schermo di iniezioni cementizie in asse diga.

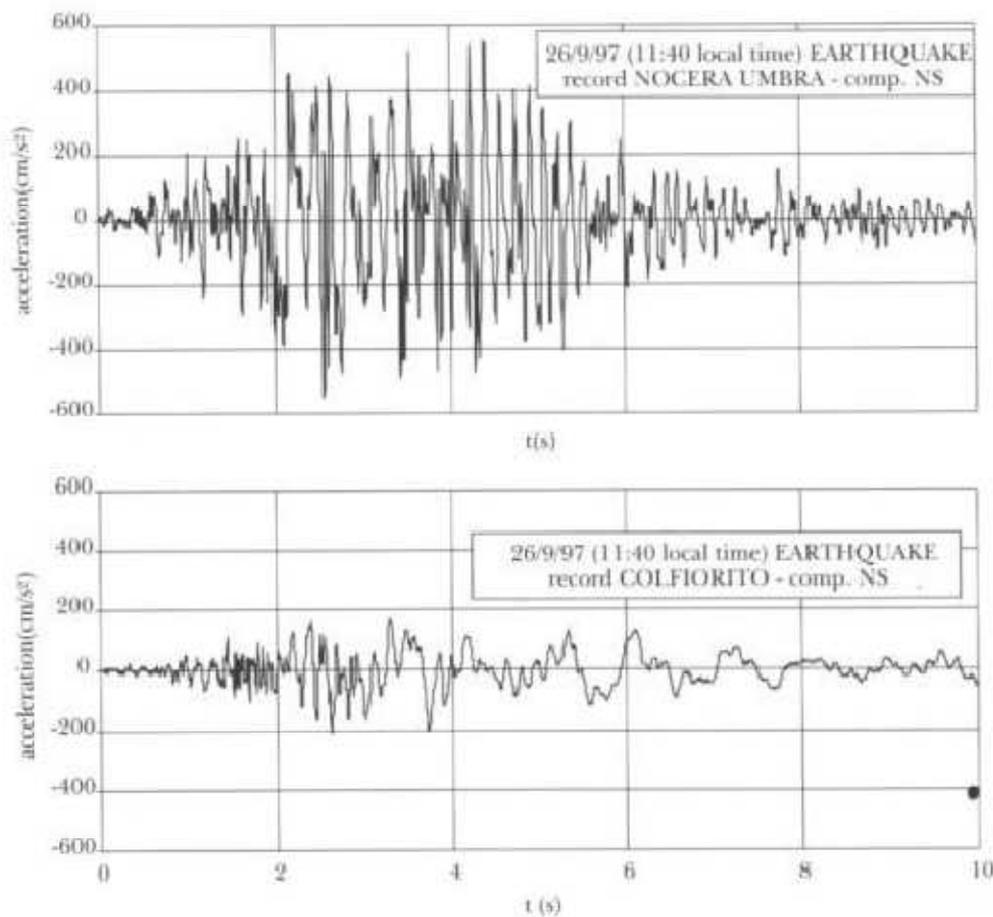
La caratterizzazione geotecnica dei terreni in sito e dei materiali utilizzati per la costruzione del rilevato fu sufficientemente approfondita in fase di progetto e sostanzialmente confermata dalle prove eseguite in corso d'opera.

I progettisti hanno verificato la stabilità globale dell'opera assumendo per i materiali da costruire i seguenti parametri di resistenza e dei pesi di volume:

- nucleo  $c'=30$  kPa  $\phi'=25^\circ$   $\gamma_{\text{sat}}=21$  kN/m<sup>3</sup>,
- rinfianchi in pietrame  $\phi'=40^\circ$   $\gamma_{\text{sat}}=23$  kN/m<sup>3</sup>,
- rinfianchi ghiaio sabbiosi  $\phi'=35^\circ$   $\gamma_{\text{sat}}=24$  kN/m<sup>3</sup>,
- alluvioni in sito  $\phi'=30^\circ$   $\gamma_{\text{sat}}=21$  kN/m<sup>3</sup>.

La diga è stata assoggetta all'evento sismico che ha colpito le regioni Umbria e Marche nel settembre del 1997.

Il sisma del 1997 è stato caratterizzato da due eventi principali di magnitudo  $M_s=5.5$  e  $M_s=5.9$ . La rete accelerometrica presente in varie postazione nell'area epicentrale del terremoto fece registrare valori elevati di accelerazione, sino a 0,56g a Nocera Umbra dove è ubicata la Diga (fig.2.2).



**Fig.2.2:** Accelerazioni registrate a Nocera Umbra e Colfiorito durante il sisma del 1997.

Al momento della prima scossa (ora locale 02:30 del 26 settembre 1997) la diga risultava invasata ad una quota relativamente bassa (504 m s.l.m., rispetto alla quota 518.50 di max regolazione) e l'ispezione visiva condotta nelle prime ore della mattina non rivelò danni di particolare rilievo. A seguito del secondo evento sismico, avvenuto alle 11:40 dello stesso giorno fu invece immediatamente riscontrato un diffuso stato di danneggiamento: i segni più evidenti degli effetti del terremoto risultarono le fessure longitudinali del manto in asfalto che riveste il coronamento diga prossime ai rigidi cordoli laterali in calcestruzzo armato posti al bordo di monte e di valle. Sempre sul coronamento, ma in posizione più centrale, era anche presente una lesione longitudinale millimetrica oltre ad altre due lesioni trasversali, anche queste di apertura millimetrica, in prossimità della spalla destra e sinistra.

La successiva campagna di misure strumentali ha evidenziato, in corrispondenza dei cordoli, cedimenti permanenti massimi superiori a 20 centimetri.

Le deformazioni sono proseguite per qualche mese, con incrementi tuttavia modesti rispetto agli spostamenti immediati.

La zona che ha subito danneggiamenti maggiori al sisma del 27 settembre 1997 è la parte superiore dei rinfianchi. In fase progettuale non si tenne conto della loro pendenza troppo accentuata ed infatti, anche in condizioni statiche, i valori del coefficiente di sicurezza  $F_s$  è inferiori ad 1.2. I valori minimi previsti dalla vecchia normativa erano 1.4 in condizioni statiche ed 1.2 in condizioni dinamiche.

La diga di Conza della Campania (fig. 2.3) , che sarà oggetto di ulteriori approfondimenti nel capitolo che segue appartiene anche essa alla tipologia di diga in terra zonata. L'opera è stata interessata durante il processo costruttivo dal ben noto evento sismico avvenuto in Irpinia il 23 novembre 1980. Sisma di origine tettonica di magnitudo 6,9 della scala Richter e della durata di 80 secondi. La distanza della diga dall'epicentro era di 13,7 km. I lavori di costruzione dell'opera iniziati nel maggio del 1979 , vennero sospesi a causa del sisma.

Il sisma provoco danni significativi al corpo diga inducendo cedimenti permanenti superiori a 20 centimetri.

L'opera era stata progettata senza contemplare le azioni sismiche si rese, pertanto, necessario adeguare il progetto variando la geometria della sezione trasversale tenendo tuttavia in conto che l'opera era per metà altezza già realizzata.



**Fig.2.3:** Diga di Conza della Campania. Foto aerea durante la costruzione del rilevato

## 2.2 METODI PER L'INTERPRETAZIONE E LA PREVISIONE DI EFFETTI SISMO INDOTTI

Le procedure per analizzare la risposta sismica di una struttura devono essere coerenti con gli obiettivi delle analisi che si intende condurre e con l'importanza dell'opera in esame.

Nel caso delle dighe in terra le analisi sono essenzialmente finalizzate a verificare in che misura le azioni sismiche possono influenzare la tenuta idraulica di queste strutture.

I sismi possono o indurre effetti trascurabili sull'opera o possono diminuire la tenuta idraulica della stessa. Gli effetti sismo indotti sono principalmente legati alle caratteristiche del terremoto ed alla vulnerabilità della struttura.

L'ideale approccio teorico dovrebbe predire la tipologia di danno che influenza la tenuta idraulica dell'opera.

Fenomeni di insanabilità globale, cedimenti elevati del rilevato che riducono la sicurezza dell'opera rispetto ai rischi di tracimazione, rottura del manto impermeabile, fenomeni di liquefazione o di erosione localizzata, sono gli eventi sismo indotti potenzialmente più catastrofici proprio perché possono influenzare significativamente la tenuta idraulica di una diga in terra.

I suddetti fenomeni sismo indotti devono essere verificati singolarmente attraverso differenti procedure semplificate. L'approccio pseudo-statico (Terzaghi, 1950; Ambraseys, 1960; Seed and Martin, 1966) o pseudo-dinamico (Newmark, 1965; Makdisi e Seed, 1978, Yegion et al. 1991) possono essere adottati per verificare i fenomeni di instabilità globale. L'approccio pseudo-dinamico può essere, anche, utilizzato per stimare i cedimenti sismo indotti. Correlazioni empiriche possono essere utilizzate per verificare che non avvengano fenomeni di liquefazione (Seed e Idriss 1971; Iwasaki et al., 1982; Yond et al, 2001; Idriss e Boulounger, 2004).

Tuttavia i recenti sviluppi di modelli costitutivi che portano in conto importanti caratteristiche osservate per l'elemento di volume terreno (la non linearità, la non reversibilità, la dipendenza dalla storia di carico, l'isteresi, l'effetto dei carichi ciclici) e l'implementazione di formulazioni dinamiche accoppiate in robusti algoritmi numerici e codici di calcolo, forniscono strumenti più raffinati per analizzare contemporaneamente i differenti aspetti legati alla risposta sismica di una diga in terra. Questi approcci sono adatti a descrivere il comportamento di queste opere soggette a carichi sismici perché forniscono allo stesso tempo previsioni in termini di stati tensionali, stati deformativi, pressioni neutre e deformazioni permanenti. E' bene, inoltre, sottolineare che il problema statico e quello dinamico vengono studiati congiuntamente in quanto la risposta sismica di una diga in terra dipende dalla storia di carico pregressa.

I metodi di analisi che permettono di portare in conto la deformabilità delle strutture e di descrivere in maniera rigorosa l'interazione tra le fasi del terreno vengono detti *metodi rigorosamente accoppiati*, o anche *metodi rigorosi in tensioni efficaci*.

Nei metodi rigorosamente accoppiati il problema al finito viene analizzato attraverso un approccio di tipo accoppiato nel completo rispetto delle equazioni di equilibrio, delle condizioni di congruenza, del legame costitutivo e della continuità delle diverse fasi fluide costituenti il terreno.

Nell'ambito del presente lavoro di ricerca per analizzare il comportamento della diga di Conza della Campania si è scelto di modellare l'interazione tra le fasi attraverso la teoria di Biot e di utilizzare come modello costitutivo il modello di Hujoux a meccanismi multipli. Il codice di calcolo utilizzato che implementa tale approccio è il codice agli elementi finiti GEFDYN. Oltre alle analisi condotte con Gefdyn per ottenere le frequenze fondamentali dell'opera e le caratteristiche meccaniche in campo elastico dei materiali costituenti i fianchi della diga sono state condotte delle analisi numeriche con il codice di calcolo Abaqus analizzando a ritroso il comportamento della diga, in campo elastico, soggetta a diversi input sismici generati in sito mediante l'utilizzo di una sorgente sismica controllabile.

Nel seguito verranno illustrate le equazioni che reggono il sistema completamente accoppiato di Biot, il modello costitutivo di Hujoux ed il codice di calcolo Gefdyn.

### 2.2.1 – FORMULAZIONE DI BIOT

La teoria di Biot è la prima formulazione matematica dell'interazione tra le fasi in campo dinamico.

Lo stato di un materiale poroso saturo è descritto dalle seguenti variabili:

$$\boldsymbol{\sigma} = [\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}]^T \quad \text{Vettore tensioni totali}$$

$$p \quad \text{Pressione neutra dell'acqua}$$

$$\mathbf{u} = [u_1, u_2, u_3]^T \quad \text{Vettore spostamento fase solida}$$

$$\mathbf{w} = [w_1, w_2, w_3]^T \quad \text{Vettore spostamento fase fluida rispetto a quella solida}$$

$$n \quad \text{Porosità mezzo bifase}$$

$\rho_f, \rho_s$ 

Densità fase fluida e solida

 $\mathbf{k}$ 

Matrice di permeabilità

 $\rho$ 

Densità del mezzo bifase

Le equazioni, invece, che costituiscono il sistema completamente accoppiato di Biot sono le seguenti:

- Equazione di equilibrio globale

$$\mathbf{S}^T \boldsymbol{\sigma} + \rho \mathbf{g} = \rho \ddot{\mathbf{u}} + \rho_f \ddot{\mathbf{w}} \quad 2.1$$

Tale equazione esprime l'equilibrio tra il gradiente delle tensioni totali, le forze di volume e le forze di inerzia agenti sul sistema multi fase. Con  $\ddot{\mathbf{u}}$  e  $\ddot{\mathbf{w}}$  si individuano rispettivamente l'accelerazione della fase solida e fluida.

- Equazione della fase fluida

$$-\nabla p + \rho_f \mathbf{g} = \mathbf{k}^{-1} \dot{\mathbf{w}} + \rho_f \ddot{\mathbf{u}} + \frac{\rho_f}{n} \ddot{\mathbf{w}} \quad 2.2$$

Tale equazione esprime in un mezzo poroso l'equilibrio tra le forze resistenti, dovute alla viscosità del fluido, ed il gradiente della pressione neutra. La 2.2, valendo in campo dinamico, porta in conto anche i contributi delle forze di inerzia.

- Equazione di bilancio di massa

$$\nabla^T \mathbf{w} + \mathbf{m}^T \boldsymbol{\varepsilon} + \frac{pn}{k_f} = 0 \quad 2.3$$

Tale relazione impone l'eguaglianza tra la divergenza del vettore velocità di flusso e la somma del gradiente delle deformazioni volumetriche dello scheletro solido e del fluido. Con  $K_f$  si è indicato il modulo di rigidità volumetrico dell'acqua.

- Principio delle tensioni efficaci

$$\boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{\sigma}' - \mathbf{m}p \quad 2.4$$

Dove  $\mathbf{m}=[1,1,1,0,0,0]^T$

- Equazione di congruenza

$$d \boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{S} d \mathbf{u} \quad 2.5$$

- Legame costitutivo

$$d \boldsymbol{\sigma}' = \mathbf{D} ( d \boldsymbol{\varepsilon} - d \boldsymbol{\varepsilon}^o ) \quad 2.6$$

Dove con  $\mathbf{D}$  si è indicata la matrice di rigidità tangente del mezzo e con  $d\boldsymbol{\varepsilon}$  e  $d\boldsymbol{\varepsilon}^o$  rispettivamente le deformazioni indotte dalla variazione di stato tensionale efficace e le deformazioni indotte da fattori esterni (creep, variazioni termiche, ecc..). Tale relazione è valida supponendo incompressibili i granuli solidi del terreno.

Le variabili incognite del problema sono la pressione dell'acqua  $p$ , lo spostamento della fase solida  $\mathbf{u}$  e lo spostamento relativo  $\mathbf{w}$  del fluido.

A tale sistema di equazioni vanno aggiunte le condizioni al contorno lungo la frontiera  $\Gamma$  del dominio. L'equazione di equilibrio globale del mezzo richiede che lungo la frontiera siano imposte le seguenti condizioni:

$$\boldsymbol{\sigma} \cdot \mathbf{n} = \bar{\mathbf{t}} \quad \text{su} \quad \Gamma_t \quad 2.7$$

$$\mathbf{u} = \bar{\mathbf{u}} \quad \text{su} \quad \Gamma_u \quad 2.8$$

Avendo indicato con  $\mathbf{n}$  il vettore normale alla frontiera del dominio, con  $\Gamma_t$  e  $\Gamma_u$  le parti della frontiera dove rispettivamente gli sforzi totali e gli spostamenti sono assegnati, sussistendo la relazione  $\Gamma = \Gamma_u \cup \Gamma_t$

Per quanto concerne la fase fluida si deve avere

$$p = \bar{p} \quad \text{su } \Gamma_p \quad 2.9$$

$$\dot{w}_n = \bar{\dot{w}}_n = -\bar{q} \quad \text{su } \Gamma_w \quad 2.10$$

Avendo indicato con  $\Gamma_p$  e  $\Gamma_w$  le parti della frontiera  $\Gamma$  dove rispettivamente le pressioni dell'acqua ed il flusso uscente  $\dot{w}_n$  sono imposti, sussistendo la relazione  $\Gamma = \Gamma_p \cup \Gamma_w$ .

### 2.2.1.2 – Modello costitutivo di Hujoux a meccanismi multipli

La versione definitiva del modello di Hujoux è nota in letteratura come *modello a meccanismi multipli* (Aubry et al., 1982; Hujoux, 1985).

Nel modello si assume che il comportamento elastico del materiale sia isotropo e non lineare. Gli incrementi di deformazione volumetrica e deviatorica elastica sono espressi mediante le relazioni incrementali:

$$\begin{aligned} d\varepsilon_v^e &= \frac{1}{K} dp \\ d\varepsilon_s^e &= \frac{1}{3G} dq \end{aligned} \quad 2.11$$

in cui  $K$  e  $G$  rappresentano rispettivamente il modulo di rigidezza volumetrica ed il modulo di taglio del materiale. Per essi si assume una legge di variazione non lineare con la pressione di confinamento:

$$K = K_{ref} \left( \frac{p}{p_{ref}} \right)^n \quad G = G_{ref} \left( \frac{p}{p_{ref}} \right)^n \quad 2.12$$

dove  $K_{ref}$  e  $G_{ref}$  sono i valori dei moduli corrispondenti alla pressione media di riferimento indicata con  $p_{ref}$ . L'esponente  $n$  dipende dal materiale. In letteratura sono indicati valori compresi tra 0.5-0.7 per i materiali coesivi e valori più bassi, compresi tra 0.3-0.5, per i materiali granulari.

Per descrivere il comportamento plastico del materiale il meccanismo deviatorico viene suddiviso in tre meccanismi piani (indicati con il pedice  $k$ ) agenti in tre piani ortogonali tra loro.

La deformazione deviatorica plastica viene espressa come somma di tre meccanismi piani mediante la seguente relazione:

$$d\boldsymbol{\epsilon}_d^p = \sum_{k=1}^3 (d\boldsymbol{\epsilon}_d^p)_k \quad 2.13$$

Se si assume che ogni meccanismo piano sia regolato da un criterio di rottura di tipo Mohr Coulomb, lo stato tensionale deviatorico complessivo è rappresentato dai tre cerchi di Mohr riportati in fig.2.4 .

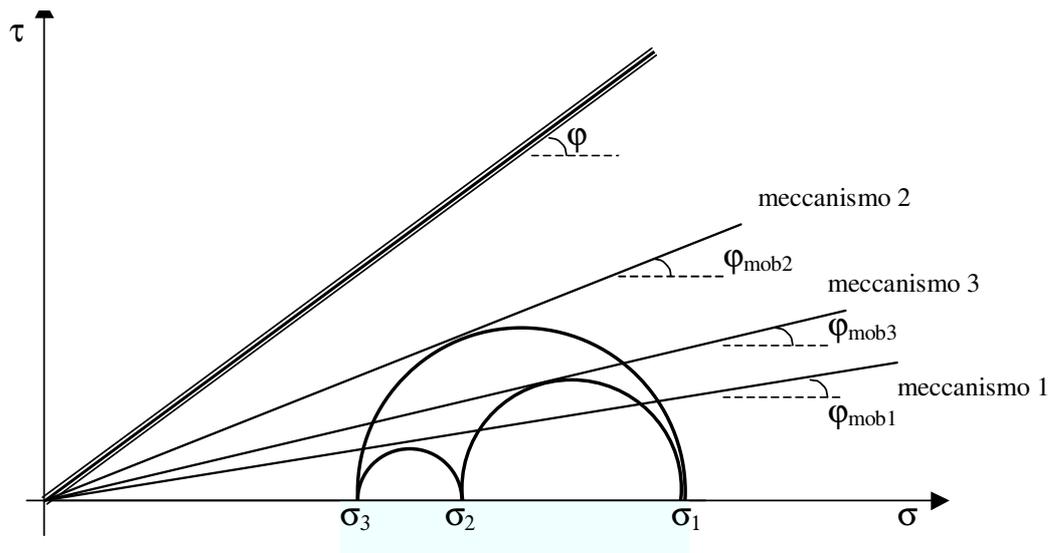


Fig. 2.4 Modello a meccanismi multipli: rappresentazione dei tre cerchi principali di Mohr e dei meccanismi piani ad essi associati

In tal modo il modello è in grado di portare in conto anche il contributo della tensione principale intermedia.

Ogni cerchio rappresenta lo stato tensionale associato al generico meccanismo ed è caratterizzato dalla coordinata del centro e dal modulo del raggio vettore dati rispettivamente da (fig2.5):

$$p_k = \frac{(\sigma_{ii} + \sigma_{jj})_k}{2}, \quad 2.14$$

$$\|s_k\| = \sqrt{\left(\frac{\sigma_{ii} - \sigma_{jj}}{2}\right)_k^2 + (\sigma_{ij})_k^2} = q_k \quad 2.15$$

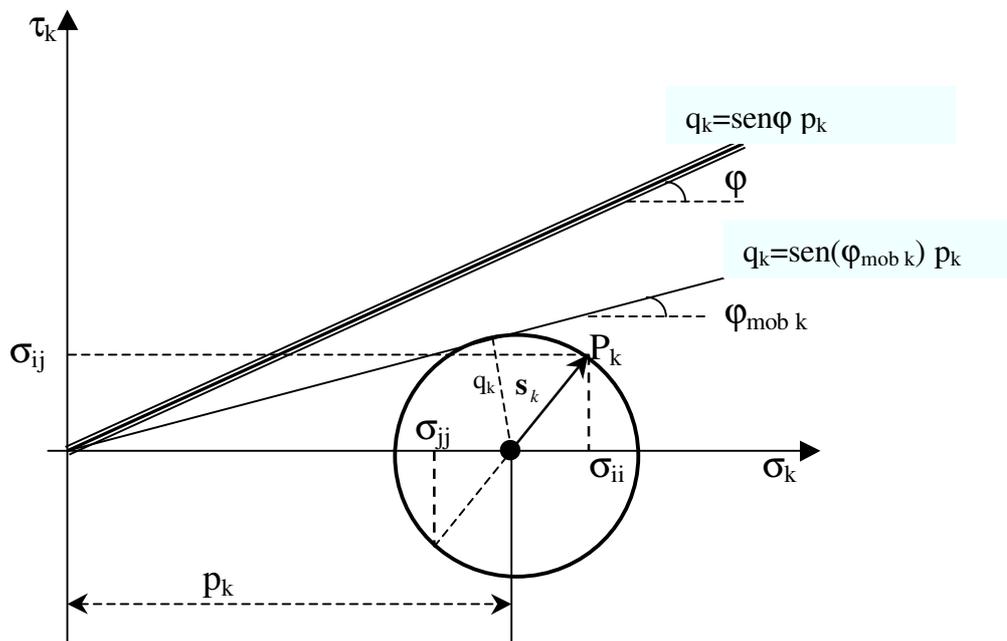


Fig. 2.5 Definizione delle variabili tensionali associate al generico meccanismo deviatorico nel piano di Mohr

Il raggio vettore ha componenti  $s_{k_1} = \left( \frac{\sigma_{ii} - \sigma_{jj}}{2} \right)_k$  ed  $s_{k_2} = (\sigma_{ij})_k$  che definiscono il piano deviatorico  $(s_{k_1}, s_{k_2})$  del meccanismo  $k$  (fig. 2.6).

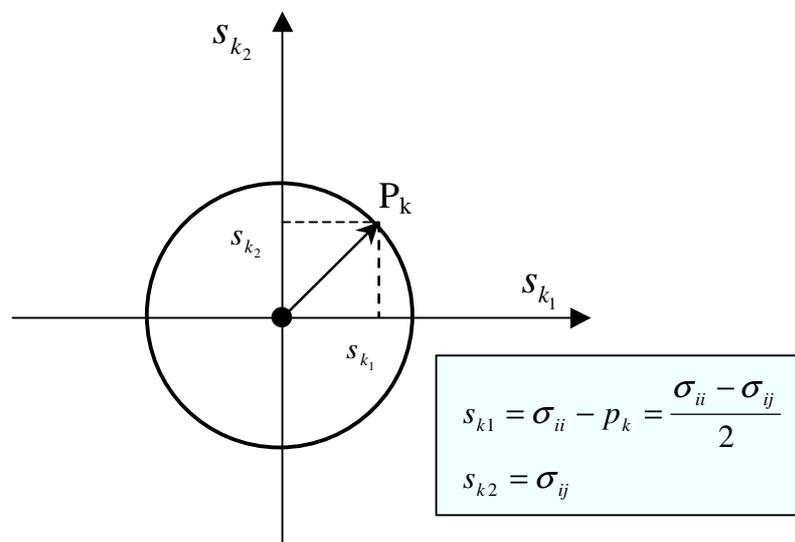


Fig. 2.6 Rappresentazione del luogo di snervamento del meccanismo  $k$  nel piano deviatorico ad esso corrispondente

Lo stato deformativo associato al generico meccanismo (assumendo la coassialità tra gli incrementi di tensione e di deformazione nel piano considerato) è espresso dalle seguenti variabili:

$$(\boldsymbol{\varepsilon}_v^p)_k = (\boldsymbol{\varepsilon}_{ii}^p + \boldsymbol{\varepsilon}_{jj}^p)_k \quad 2.16$$

$$\gamma_k^p = \left( \sqrt{(\boldsymbol{\varepsilon}_{ii}^p - \boldsymbol{\varepsilon}_{jj}^p)_k^2 + 4\boldsymbol{\varepsilon}_{ii}^p}_k \right) \quad 2.17$$

Per ogni meccanismo è possibile definire un *grado di mobilitazione*  $r_k$  che indica lo stato di plasticizzazione del materiale nel piano del meccanismo considerato prima che sia raggiunta la rottura o lo stato di plasticità perfetta.

Il grado di mobilitazione è legato alla distorsione  $\gamma_k^p$  mediante la relazione iperbolica:

$$r_k = \frac{\gamma_k^p}{a + \gamma_k^p} \quad 2.18$$

in cui  $a$  è un parametro di incrudimento che regola lo sviluppo delle deformazioni plastiche (fig.2.7). Al diminuire del parametro di incrudimento  $a$  ci si approssima più velocemente alla rottura, sviluppando minori deformazioni distorsionali plastiche.

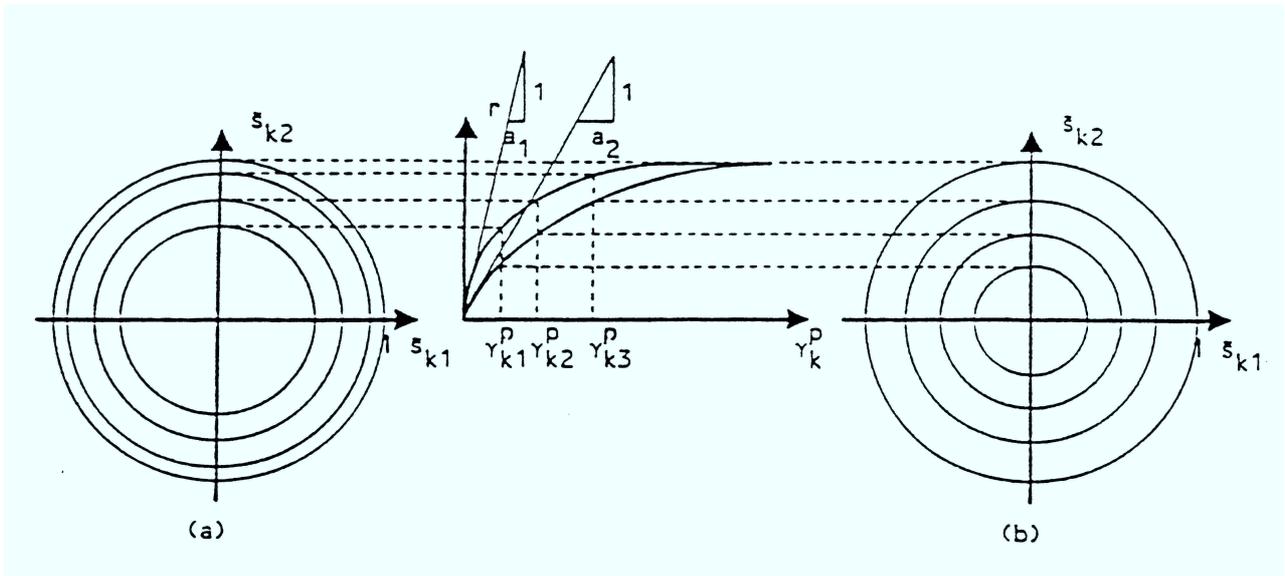


Fig. 2.7 Effetto del parametro di incrudimento deviatorico  $a$  sulle curve tensione-deformazione associate al singolo meccanismo piano (Hujeux, 1985)

Il grado di mobilitazione del generico meccanismo rappresenta l'attrito mobilitato  $(\varphi_{mob})_k$  rispetto all'attrito a volume costante  $\varphi$  del materiale, per cui sussiste questa ulteriore relazione:

$$r_k = \frac{\text{sen}(\varphi_{mob})_k}{\text{sen} \varphi (1 - b \log \frac{p_k}{p_c})} \quad 2.19$$

Un meccanismo si dice completamente *mobilitato* (stato di plasticità perfetta) quando l'attrito mobilitato è pari a quello a volume costante, ossia se sussistono le seguenti relazioni:

$$r_k = 1 \quad p_k = p_c \quad q_k = p_k \sin(\varphi_{mob})_k = p_c \sin \varphi \quad 2.20$$

$p_c$  è la tensione media in corrispondenza dello stato critico;

Per ciascun meccanismo piano la superficie di snervamento ha la seguente equazione:

$$f(p_k, \mathbf{s}_k, p_c, r_k) = \frac{\|\mathbf{s}_k\|}{p_k \sin \varphi (1 - b \log \frac{p_k}{p_c})} - r_k = \frac{\|\mathbf{s}_k\|}{F_k} - r_k \quad 2.21$$

in cui si è introdotto il fattore di normalizzazione  $F_k = p_k \sin \varphi (1 - b \log \frac{p_k}{p_c})$ .

$b$  è un parametro numerico.

Nell'equazione della superficie di snervamento la dipendenza dalla deformazione volumetrica plastica è contenuta nell'espressione della pressione critica:

$$p_c = p_{c_0} \exp(\beta \varepsilon_v^p) \quad 2.22$$

in cui  $\beta$  regola la compressibilità plastica del materiale nel piano di compressione isotropa  $(Lnp, e)$  e  $p_{c_0}$  rappresenta la pressione critica iniziale. Nel piano  $(Lnp, e)$  tale parametro si ottiene dall'intersezione della retta di stato critico con la retta di scarico passante per lo stato iniziale  $(p_0, e_0)$  del materiale (fig. 2.8).

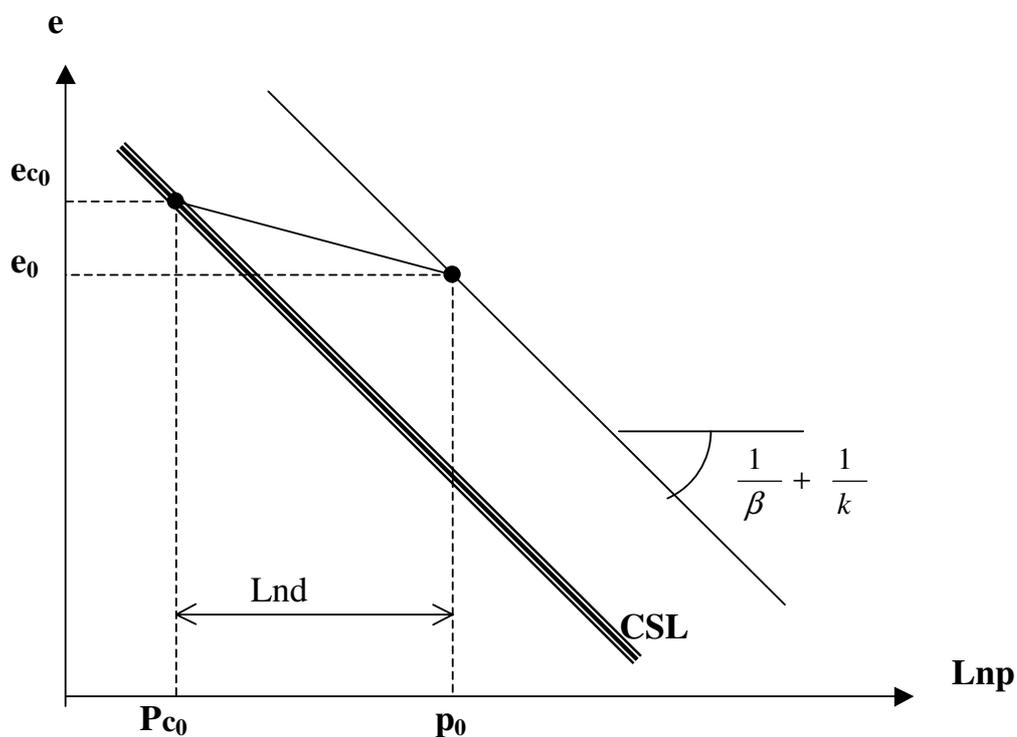


Fig.2.8 Definizione dei parametri del modello di Hujoux nel piano di compressione isotropa

Nel piano deviatorico normalizzato di assi  $(\frac{s_{k1}}{F_k} = \bar{s}_{k1}; \frac{s_{k2}}{F_k} = \bar{s}_{k2})$  la superficie di snervamento del singolo meccanismo è un cerchio con centro nell'origine e con raggio pari al grado di mobilitazione corrente  $r_k$ .

L'evoluzione della superficie di snervamento è rappresentata da un'espansione della stessa e, quindi, da una variazione del raggio del cerchio (incrudimento isotropo in fase di primo carico), fino a che non si ha la completa mobilitazione per  $r_k = 1$ .

La legge di incrudimento è espressa dalla variazione di  $r_k$  secondo la relazione:

$$dr_k = \lambda_k l_k \left( \frac{\mathbf{s}_k}{F_k}, r_k \right) \quad 2.23$$

in cui la funzione  $l_k$  è espressa in funzione del modulo plastico, secondo la relazione:

$$H_k^r(r_k) = -\frac{\partial f_k}{\partial r_k} l_k = \frac{(1-r_k)^2}{a} \quad 2.24$$

Nel piano normalizzato di assi  $\left( \frac{s_{k_1}}{F_k}; \frac{s_{k_2}}{F_k} \right)$  viene assunta una legge di flusso associata, per cui gli

incrementi di deformazione deviatorica plastica del generico meccanismo risultano ortogonali alla relativa superficie di snervamento. Analiticamente si ha:

$$(d\boldsymbol{\varepsilon}_k^p)_d = \begin{cases} (d\varepsilon_{k_1}^p)_d = \lambda_k \boldsymbol{\psi}_{k_1}^d \\ (d\varepsilon_{k_2}^p)_d = \lambda_k \boldsymbol{\psi}_{k_2}^d \end{cases} \quad 2.25$$

in cui  $\lambda_k$  rappresenta il moltiplicatore plastico mentre  $\boldsymbol{\psi}_{k_1}^d$  e  $\boldsymbol{\psi}_{k_2}^d$  rappresentano le componenti lungo

gli assi  $\left( \frac{s_{k_1}}{F_k}; \frac{s_{k_2}}{F_k} \right)$  del versore  $\boldsymbol{\psi}_k^d$ , normale alla superficie di snervamento nel piano deviatorico

normalizzato.

Oltre alle deformazioni deviatoriche plastiche, ogni meccanismo produce anche delle deformazioni volumetriche plastiche indicate con  $(d\varepsilon_k^p)_v$ .

Per esse si adotta una legge di flusso non associata ponendo:

$$(d\varepsilon_k^p)_v = \lambda_k \left( \sin\varphi - \frac{\mathbf{s}_k \cdot \boldsymbol{\Psi}_k^d}{p_k} \right) \quad 2.26$$

in cui  $\varphi$  è l'angolo di attrito a volume costante; la quantità  $(\mathbf{s}_k \cdot \boldsymbol{\Psi}_k^d)$  rappresenta il prodotto scalare tra il raggio vettore ed il versore normale alla superficie di snervamento del meccanismo in esame.

Il comportamento contraente o dilatante del meccanismo è regolato dalla posizione della retta di stato critico rispetto ai tre cerchi di Mohr correnti (fig.2.9).

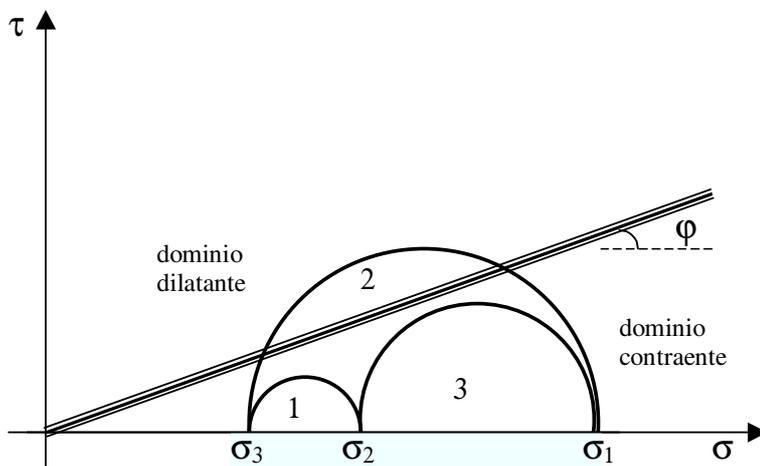


Fig. 2.9 Dominio contraente e dilatante del generico meccanismo deviatorico

Per rappresentare le deformazioni volumetriche plastiche prodotte da un cammino di sollecitazione puramente isotropo occorre definire il meccanismo isotropo.

Tale meccanismo, aggiunto agli altri tre introdotti per la parte deviatorica, rappresenta il quarto meccanismo plastico della legge di Hujoux ed è, pertanto, indicato con il pedice  $k=4$ . Esso ha come unica variabile di incrudimento la deformazione volumetrica plastica indicata con  $(\varepsilon_4^p)_v$ .

La superficie di carico del meccanismo isotropo ha la seguente espressione:

$$f_4(p, p_c, r_4^m) = \frac{p}{p_c d} - r_4^m \quad 2.27$$

in cui  $p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$  rappresenta la pressione media;  $p_c$  è la pressione media in corrispondenza dello stato critico; il parametro  $d$  rappresenta la distanza tra la retta di stato critico e di consolidazione normale nel piano  $(Lnp, e)$  secondo lo schema riportato in (fig. 2.8).

Il grado di mobilitazione del meccanismo isotropo  $r_4^m$  è:

$$r_4^m = r_4^{el} + \frac{(\mathcal{E}_4^p)_v}{c + (\mathcal{E}_4^p)_v} \quad 2.28$$

In cui  $r_4^{el}$  delimita il campo in cui le deformazioni volumetriche sono elastiche, mentre il parametro  $c$  regola l'incrudimento isotropo.

Per il meccanismo isotropo si adotta una legge di flusso rappresentata alla relazione:

$$(d\mathcal{E}_4^p)_v = \lambda_4 \psi_4^v \frac{\delta_{ii}}{3} \quad 2.29$$

in cui:

$\lambda_4$  rappresenta il moltiplicatore plastico del meccanismo isotropo;

$\psi_4^v$  è il versore normale alla superficie di snervamento isotropa;

$\delta_{ii}$  rappresenta il simbolo di Kronecker.

In definitiva, la deformazione volumetrica plastica complessiva è data dalla somma dei contributi volumetrici forniti dai tre meccanismi deviatorici e dal contributo isotropo:

$$d\boldsymbol{\varepsilon}_v^p = (d\boldsymbol{\varepsilon}_{k_1}^p)_v + (d\boldsymbol{\varepsilon}_{k_2}^p)_v + (d\boldsymbol{\varepsilon}_{k_3}^p)_v + (d\boldsymbol{\varepsilon}_4^p)_v \quad 2.30$$

Durante un percorso di carico generico i quattro meccanismi possono essere mobilitati contemporaneamente per cui i moltiplicatori plastici nelle relazioni (2.26) e (2.29) si ricavano da un sistema non lineare di 4 equazioni (espresse dalle condizioni di consistenza relative ai singoli meccanismi) in 4 incognite (i moltiplicatori plastici di ciascun meccanismo).

Per descrivere il comportamento del terreno in campo ciclico vengono introdotte delle superfici di snervamento cicliche all'interno delle superfici di primo carico dei meccanismi deviatorici.

Nel piano deviatorico normalizzato la superficie ciclica ha equazione:

$$f_k^c(p_k, \mathbf{s}_k, p_c, r_k^c, \mathbf{D}_k^{inv.}, \mathbf{n}_k) = \left\| \frac{\mathbf{s}_k}{F_k} - (\mathbf{D}_k^{inv.} - \mathbf{n}_k^{inv.} r_k^c) \right\| - r_k^c \quad 2.31$$

in cui, oltre alle variabili già definite per le superfici di primo carico  $(p_k, \mathbf{s}_k, p_c)$ , compaiono le seguenti variabili:

$r_k^c$  che rappresenta il grado di mobilitazione del  $k$ -simo meccanismo in campo ciclico;

$\mathbf{D}_k^{inv.}$  che rappresenta il rapporto  $\frac{\mathbf{S}_k}{F_k}$  nel punto di inversione del carico;

$\mathbf{n}_k^{inv.}$  che è il versore della normale uscente alla superficie di snervamento monotona nel punto di inversione.

Nel piano deviatorico normalizzato la superficie di snervamento ciclica è un cerchio con centro spostato rispetto all'origine della quantità  $\|(\mathbf{D}_k^{inv.} - \mathbf{n}_k^{inv.} r_k^c)\|$  e con raggio pari ad  $r_k^c$ , dato dalla relazione:

$$r_k^c = \frac{\gamma_k^c}{a_{cyc} + \gamma_k^c} \quad 2.32$$

in cui  $\gamma_k^c$  rappresenta la deformazione distorsionale indotta dalla sollecitazione ciclica mentre il parametro  $a_{cyc}$  regola l'incrudimento deviatorico in campo ciclico.

Ogni volta che vi è un inversione del carico le variabili  $\mathbf{D}_k^{inv.}$ ,  $\mathbf{n}_k^{inv.}$  ed  $r_k^c$  vengono aggiornate. In particolare, al grado di mobilitazione ciclica  $r_k^c$  si assegna un valore iniziale allo scarico pari al raggio della regione elastica del meccanismo in fase di primo carico  $r_k^{el}$ . In uno stato di sollecitazione monoassiale tale comportamento corrisponde a quello postulato dal primo criterio di Masing.

La superficie ciclica del singolo meccanismo può espandersi con il procedere del carico per effetto di una variazione del raggio  $r_k^c$  (incrudimento isotropo) e può traslare nel piano deviatorico

normalizzato (incrudimento cinematico) in virtù del fatto che la coordinata del suo centro è funzione del grado di mobilitazione ciclico  $r_k^c$ .

Nel momento in cui c'è l'inversione del carico, la superficie ciclica diventa quella corrente. Per essa valgono leggi di flusso e di incrudimento analoghe a quelle assegnate alle superfici di primo carico sostituendo, però, alla superficie corrente  $f_k$  la superficie ciclica  $f_k^c$  e al grado di mobilitazione  $r_k$  quello ciclico  $r_k^c$ .

Le uniche differenze formali tra le condizioni di carico monotono e di sollecitazione ciclica risiedono nell'espressione della deformazione volumetrica plastica  $(d\varepsilon_k^p)_v$  e del modulo plastico  $H_k^r(r_k^c)$ .

In condizioni cicliche il secondo membro della (2.26) viene moltiplicato per un fattore  $\alpha_k(r_k^c)$  in modo da avere:

$$(d\varepsilon_k^p)_v = \alpha_k(r_k^c) \lambda_k \left( \sin\varphi - \frac{\mathbf{s}_k \cdot \boldsymbol{\Psi}_k^d}{p_k} \right) \quad 2.33$$

Il fattore  $\alpha_k(r_k^c)$  porta in conto l'accoppiamento volumetrico-distorsionale che il terreno esibisce quando l'ampiezza della deformazione ciclica supera la *soglia volumetrica*  $\gamma_v$ . Al di sopra di tale soglia, la microstruttura del materiale è irreversibilmente alterata dalla sollecitazione ciclica: si verificano accumuli di sovrappressione neutra per terreni saturi sollecitati in condizioni non drenate; diminuzioni di volume per terreni incoerenti, asciutti o parzialmente saturi, e per terreni coesivi parzialmente saturi (Vucetic, 1994).

Con riferimento ad una curva di degrado della rigidità iniziale in funzione della distorsione ciclica  $(G/G_0-\gamma)$ , Hujoux individua tre domini di comportamento del terreno:

- 1) il *dominio elastico*, delimitato superiormente dalla *soglia lineare*  $\gamma_l$ , che rappresenta la deformazione tangenziale limite fino alla quale il comportamento del materiale si può considerare elastico lineare;
- 2) il *dominio isteretico* compreso tra la soglia  $\gamma_l$  e quella che delimita il comportamento isteretico  $\gamma_{hys}$ , entro il quale i cicli di isteresi sono stabili e non si sviluppano deformazioni volumetriche plastiche
- 3) il *dominio intermedio*, tra  $\gamma_{hys}$  e la soglia del dominio mobilizzato  $\gamma_{mob}$ , in cui iniziano a verificarsi i primi fenomeni di degrado ciclico.
- 4) il *dominio mobilizzato* per deformazioni superiori a  $\gamma_{mob}$ , in cui il comportamento del materiale dipende marcatamente dal numero di cicli di sollecitazione.

Nella terminologia adoperata da Hujeux, la soglia mobilizzata  $\gamma_{mob}$  corrisponde alla soglia volumetrica  $\gamma_v$ , con cui in letteratura si indica il passaggio dalle medie alle grandi deformazioni.

Nel modello a meccanismi multipli di Hujeux ai tre valori limite della deformazione ciclica,  $\gamma_l$ ,  $\gamma_{hys}$ ,  $\gamma_{mob}$ , corrispondono altrettanti gradi di mobilitazione  $r_k^{el}$ ,  $r_k^{hys}$ ,  $r_k^{mob}$  (definiti tramite la relazione 4.53) ed altrettanti valori del fattore  $\alpha_k(r_k^c)$  (introdotto nella relazione 2.33), per cui si ha:

$$\text{dominio elastico} \quad 0 < r_k^c < r_k^{el} \quad \alpha_k(r_k^c) = 0$$

$$\text{dominio isteretico} \quad r_k^{el} < r_k^c < r_k^{hys} \quad \alpha_k(r_k^c) = 0$$

$$\text{dominio intermedio} \quad r_k^{hys} < r_k^c < r_k^{mob} \quad 0 < \alpha_k(r_k^c) = \left[ \frac{r_k^c - r_k^{hys}}{r_k^{mob} - r_k^{hys}} \right]^m < 1$$

$$\text{dominio mobilizzato} \quad r_k^{mob} < r_k^c < 1 \quad \alpha_k(r_k^c) = 1$$

in cui  $m$  è un coefficiente numerico che regola il gradiente delle deformazioni volumetriche plastiche nel dominio intermedio.

Il modulo plastico in campo ciclico ha la seguente espressione:

$$H_k^r(r_k^c) = \frac{(1-r_k^c)^2}{a(r_k^c)} \quad 2.34$$

in cui il parametro  $a(r_k^c)$  esprime la dipendenza del modulo plastico dalle variabili di incrudimento  $a$  ed  $a_{cyc}$  e dai diversi domini di comportamento del materiale per mezzo della variabile  $\alpha_k(r_k^c)$ .

Esso è definito mediante la relazione:

$$a(r_k^c) = a_{cyc} + (a - a_{cyc})\alpha(r_k^c) \quad 2.35$$

Per quanto riguarda il meccanismo isotropo, la superficie di snervamento ciclica viene definita con la stessa logica adottata per i meccanismi deviatorici facendo dipendere la stessa dal grado di mobilitazione ciclico e dalla storia di carico passata. Risulta pertanto:

$$f_4^c(p, p_c, D_4, n_4, r_4^c) = \left| \frac{p}{p_c d} - (D_4 - n_4 r_4^c) \right| - r_4^c \quad 2.36$$

in cui  $D_4$  rappresenta la quantità  $\frac{p}{p_c d}$  all'inversione del carico;

$n_4$  è la normale alla superficie ciclica nel punto di inversione;

$r_4^c$  è il grado di mobilitazione ciclico.

Quest'ultimo è definito mediante la relazione:

$$r_4^c = r_4^{el} + \frac{(\varepsilon_4^p)_v}{c_{cyc} + (\varepsilon_4^p)_v} \quad 2.37$$

in cui  $c_{cyc}$  è il parametro di incrudimento del meccanismo isotropo in campo ciclico.

Ogni volta che c'è un'inversione del carico le variabili  $D_4$ ,  $n_4$  ed  $r_4^c$  vengono aggiornate. Il valore iniziale di  $r_4^c$  allo scarico è sempre pari al grado di mobilitazione elastico  $r_4^{el}$  definito in fase di primo carico.

L'evoluzione della superficie di snervamento ciclica è regolata dalla seguente legge di incrudimento:

$$dr_4^c = \frac{1-r_4^c}{c_{cyc}} \frac{p_{ref}}{p_c} (d\varepsilon_4^p) \quad 2.38$$

in cui  $p_{ref}$  rappresenta la pressione di riferimento adottata nella legge elastica non lineare.

## 2.2.2 – CODICI DI CALCOLO ADOPERATI

Gefdyn è un codice di calcolo agli elementi finiti, sviluppato presso l'Ecole centrale de Paris, per lo studio dei problemi geotecnici in regime di sollecitazione statica o dinamica. Esso implementa la teoria di consolidazione di Biot e permette di utilizzare una vasta libreria di materiali che comprende tra gli altri il modello di Hujoux.

L'integrazione temporale delle equazioni discretizzate viene effettuata con il metodo di Newmark, implicito o esplicito a seconda del tipo di analisi e di elementi utilizzati. Il sistema algebrico non lineare costituito dalle equazioni di campo discretizzate può essere risolto, a ciascun passo temporale, con la procedura iterativa di Newton modificata oppure con il metodo quasi-Newton. Ogni volta che nell'analisi si rimuovono gli elementi (fase di costruzioni/scavo) oppure si varia il passo temporale, l'operatore ausiliare viene aggiornato.

Il codice consente di modellare in maniera molto agevole le fasi di costruzione (scavo) di un'opera in terra. Nella simulazione delle fasi di costruzione, la procedura di attivazione degli strati avviene in due fasi: una fase non drenata, in cui il carico da peso proprio dello strato viene applicato molto rapidamente, ed una fase di consolidazione. Durante l'attivazione del singolo strato la rigidità flessionale dello stesso viene annullata per poi essere ripristinata all'atto di attivazione dello strato successivo. Durante l'attivazione del singolo strato la rigidità flessionale dello stesso viene annullata per essere poi ripristinata all'atto di attivazione dello strato successivo.

Nelle analisi sismiche il terremoto viene applicato come storia di accelerazione-tempo ed è possibile considerare sia la componente orizzontale che quella verticale dell'accelerazione.

La condizione radiativa alle frontiere del modello viene impostata attraverso degli elementi assorbenti parassiali di ordine zero (PARAXIAL ELEMENT), equivalenti agli smorzatori viscosi.

Quando si utilizzano le frontiere assorbenti l'input sismico va specificato in un punto di controllo appartenente alla superficie libera del modello (affioramento roccioso). Mediante la deconvoluzione il segnale viene trasferito alla frontiera di base.

Il codice è scritto in Fortran e per il post processig si utilizza l'interfaccia Matlab.

*Abaqus* è un codice di calcolo generale purpose che implementa diverse modellazioni matematiche e può essere utilizzato per lo studio dei problemi geotecnici 2D o 3D sia in campo statico che in campo dinamico.

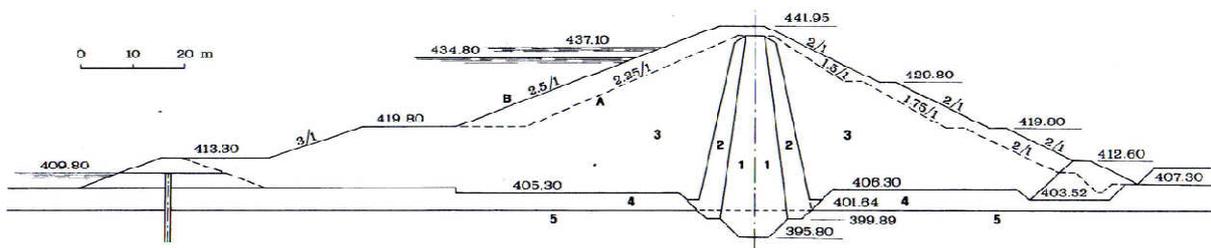
# CAPITOLO 3

## INTERPRETAZIONE DEGLI EFFETTI SISMO INDOTTI: LA DIGA DI CONZA DELLA CAMPANIA

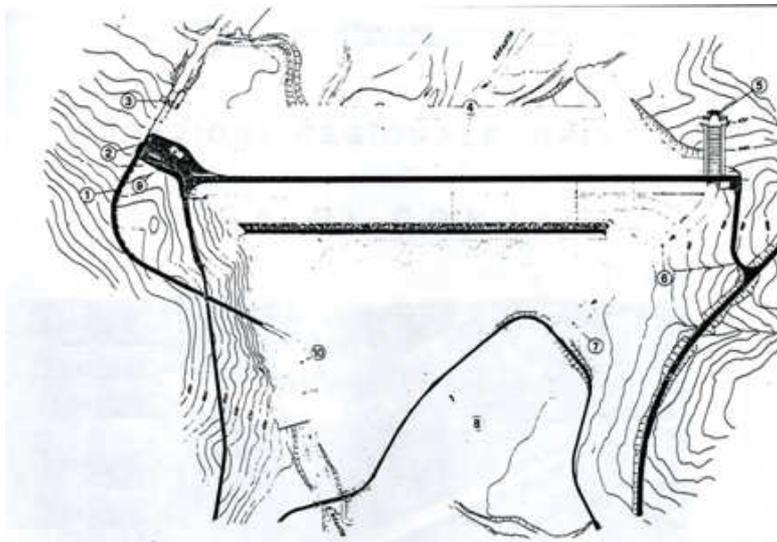
### 3.1 – DIGA DI CONZA DELLA CAMPANIA

La diga di Conza, localizzata nel Comune di Conza della Campania (AV), sbarra il fiume Ofanto in prossimità del vecchio abitato di Conza della Campania, lungo una linea di circa 1 Km ubicata leggermente più a monte di esso. L'opera, appartenente alla tipologia di diga in terra zonata, ha massima altezza dal punto più depresso della fondazione pari a 47m (Fig.3.1).

Il serbatoio si estende verso monte per circa 5 km e ha dimensione massima, nella direzione dello sviluppo della diga, di circa 3 km. La capacità è di circa 77.000.000 m<sup>3</sup>.



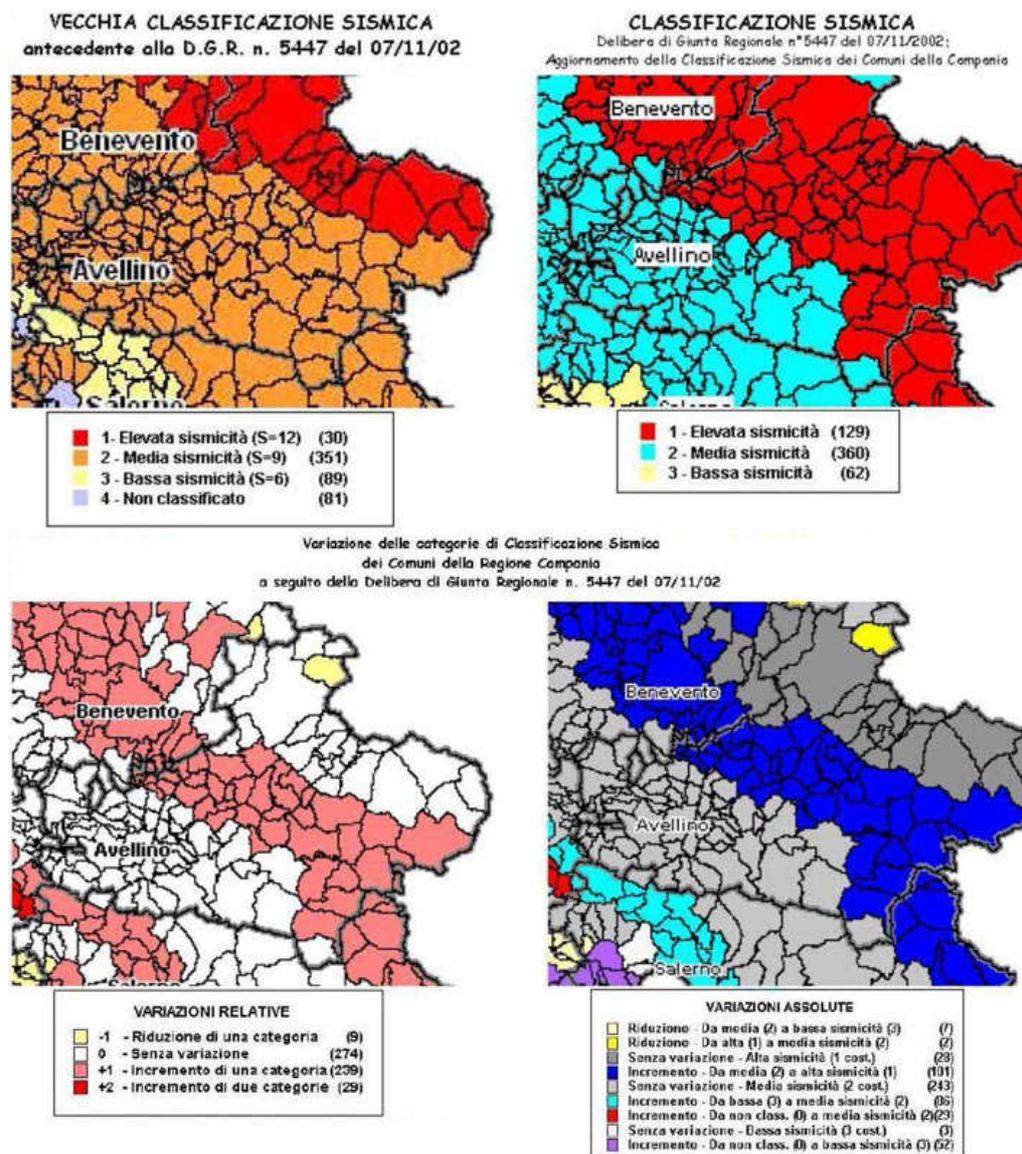
**Fig. 3.1** Sezione diga di Conza: A) Sezione originale, B) Sezione post-sisma, 1) Nucleo, 2) Filtri di transizione, 3) Fianchi rilevato, 4) Materiale alluvionale, 5) Fondazione argillosa.



**Fig.3.2** Planimetria generale diga di Conza

### 3.1.1 CARATTERISTICHE SISMOTETTONICHE

Secondo la vecchia classificazione sismica, antecedente alla D.G.R. n 5447 del 07/11/02, la categoria sismica di appartenenza della zona in cui è ubicata la diga di Conza della Campania era la seconda (media sismicità). Fig.3.3.

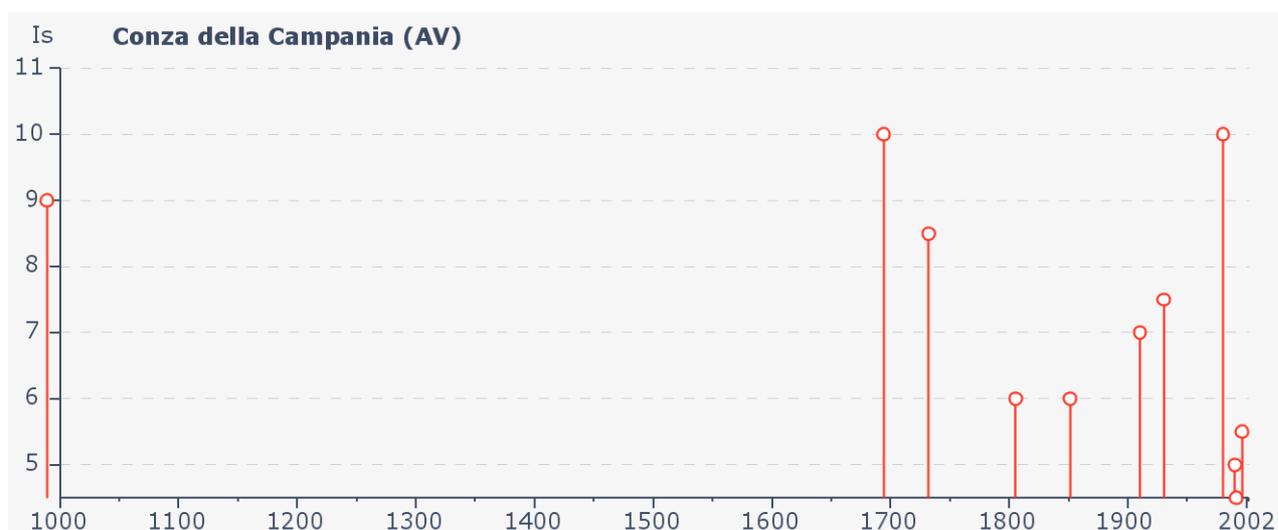


**Fig.3.3** Classificazione sismica Campania.

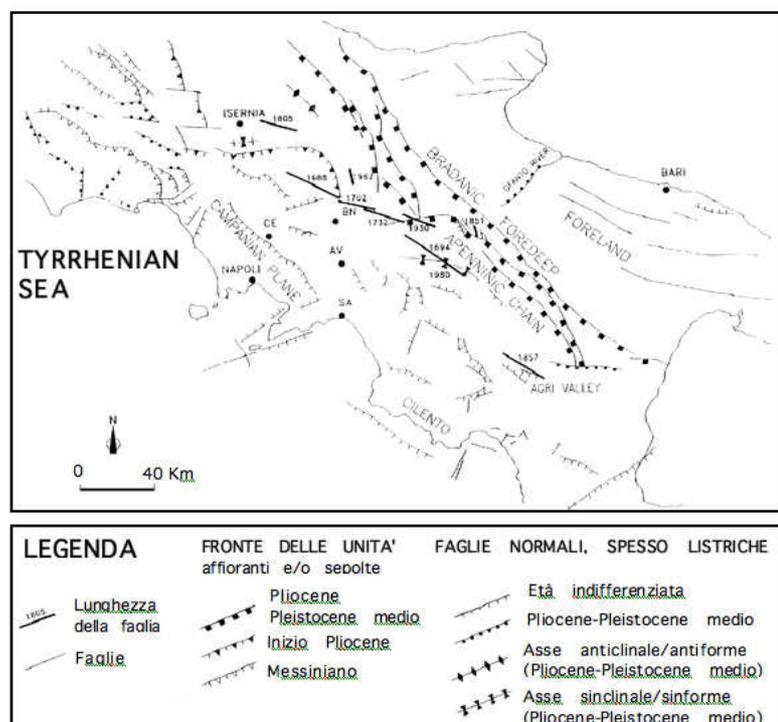
L'area sismogenetica, sede del terremoto del 23 novembre 1980 è caratterizzata da un elevato numero di eventi sismici storici, come i terremoti del 1561, 1694, 1851, 1857 e 1930, e da sismicità recente, del 1980,1981,1990, 1991, 1996.

Di seguito vengono riportate le osservazioni disponibili sulla storia sismica di Conza della Campania e le indicazioni delle principali faglie sismo genetiche individuate sulla base dei terremoti a partire dal XVII secolo. Fig.3.4. Fig.3.5.

Effetti Is	In occasione del terremoto:							Io	Mw
	Anno	Me	Gi	Or	Mi	Se	AE		
10	1694	09	08	11	40		Irpinia-Basilicata	10-11	6.87
10	1980	11	23	18	34	52	Irpinia-Basilicata	10	6.89
9	989	10	25				Irpinia	9	6.00
8-9	1732	11	29	07	40		Irpinia	10-11	6.61
7-8	1930	07	23	08			Irpinia	10	6.72
7	1910	06	07	02	04		Irpinia-Basilicata	8-9	5.87
6	1805	07	26	21			Molise	10	6.57
6	1851	08	14	13	20		Basilicata	9-10	6.33
5-6	1996	04	03	13	04	35	IRPINIA	6	4.92
5	1990	05	05	07	21	17	POTENTINO	7	5.84
4-5	1991	05	26	12	25	59	POTENTINO	7	5.22
4	1981	02	14	17	27	45	BAIANO	7	4.91



**Fig.3.4** Osservazioni sismiche Diga di Conza.



**Fig.3.5** Indicazione delle principali faglie sismo genetiche individuate sulla base dei terremoti a partire dal XVII secolo

### 3.1.2 STORIA DI COSTRUZIONE E SISMA DEL 1980

Come già accennato nel capitolo II, l'opera è stata interessata durante il processo costruttivo dal ben noto evento sismico avvenuto in Irpinia il 23 novembre 1980. Il violento terremoto, di magnitudo 6,9 della scala Richter e della durata di 80 sec, fu caratterizzato da tre principali sub-eventi succedutisi in sequenza 0 - 20 - 40 secondi associati a tre distinti fenomeni di rottura esplicitosi lungo tre segmenti di faglia paralleli ( Bernard P. & Zollo A. 1989). A 0 secondi l'evento è stato caratterizzato da una propagazione bidirezionale, mentre le rotture a 20 e a 40 secondi si sono propagate monodimensionalmente. In particolare la linea di faglia che temporalmente si è attivata per ultima è ubicata a poche centinaia di metri dall'opera. Si è dunque in presenza di un interessante e anche raro caso di diga assoggettata in Italia ad un evento sismico di forte intensità con epicentro posto proprio in corrispondenza del sito di ubicazione dell'opera. (fig.3.6).

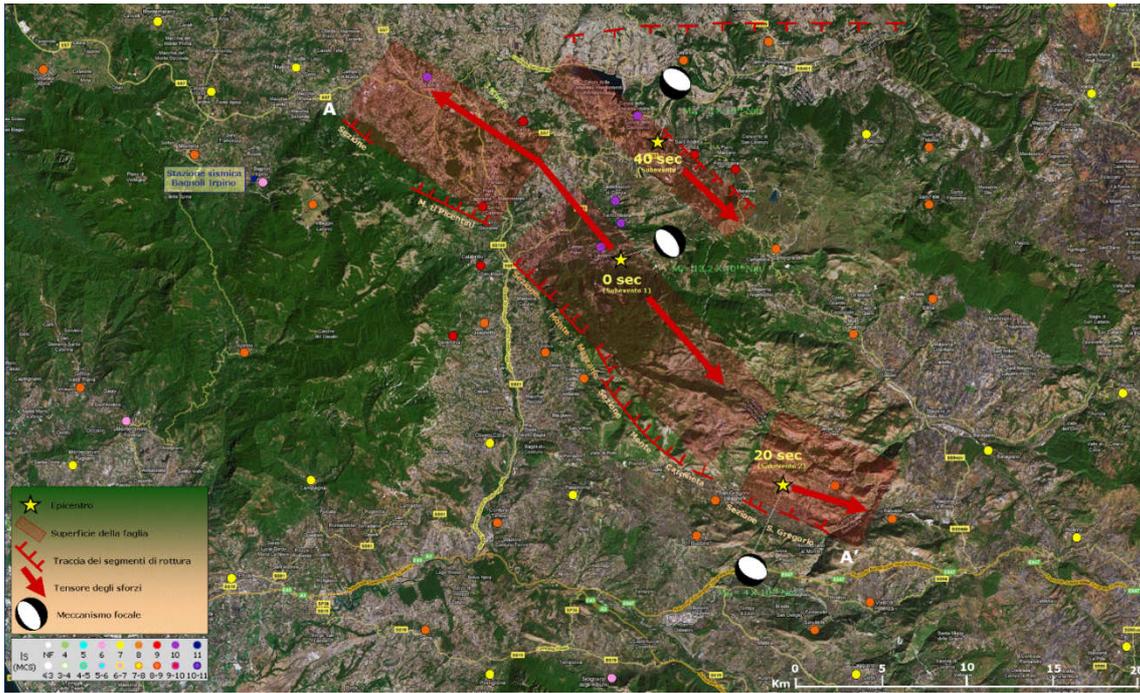


Fig.3.6 Rappresentazione di faglie attivate durante l'evento del 23 Novembre del 1980 in Irpinia( Bernard P. & Zollo A. 1989)..

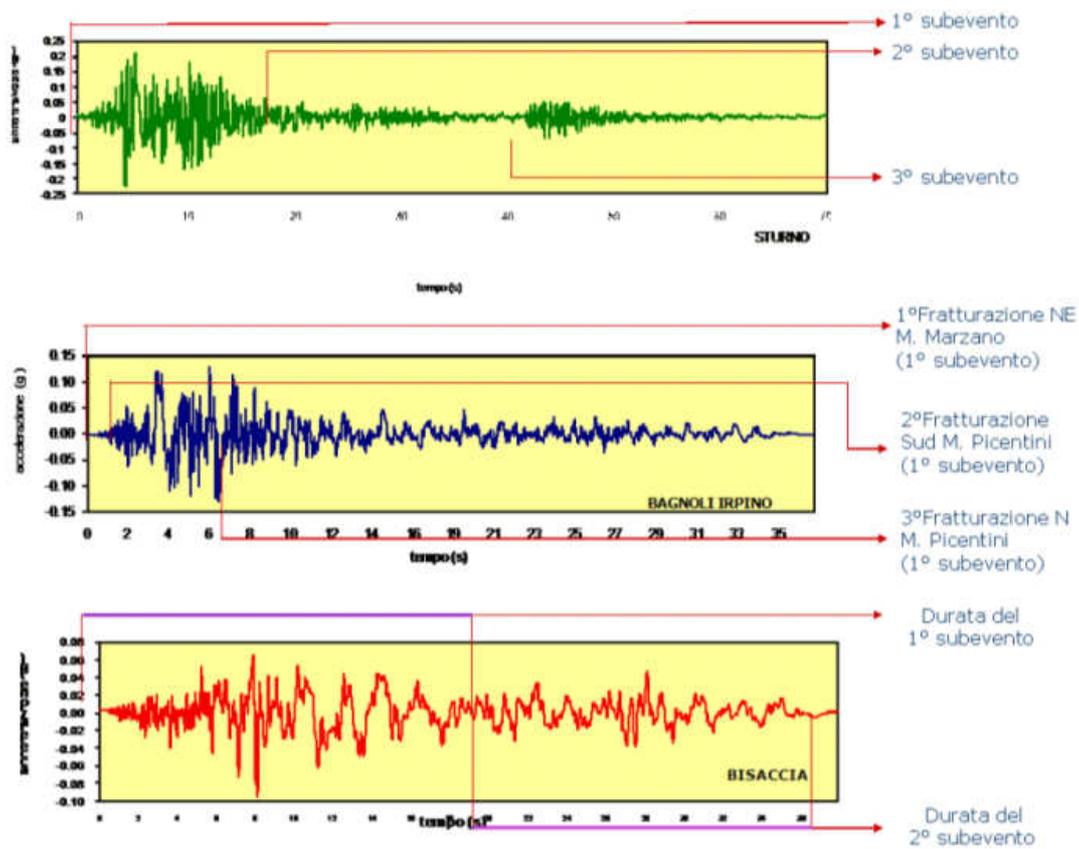


Fig. :3.7 Accelerazioni registrate a Callitri durante l'evento del 23 Novembre del 1980 in Irpinia.

A causa dell'evento sismico occorso la storia di costruzione dell'opera si presenta alquanto articolata e tormentata. I lavori di costruzione dell'opera iniziarono nel maggio del 1979 e vennero sospesi a causa del sisma (Fig.3.8).

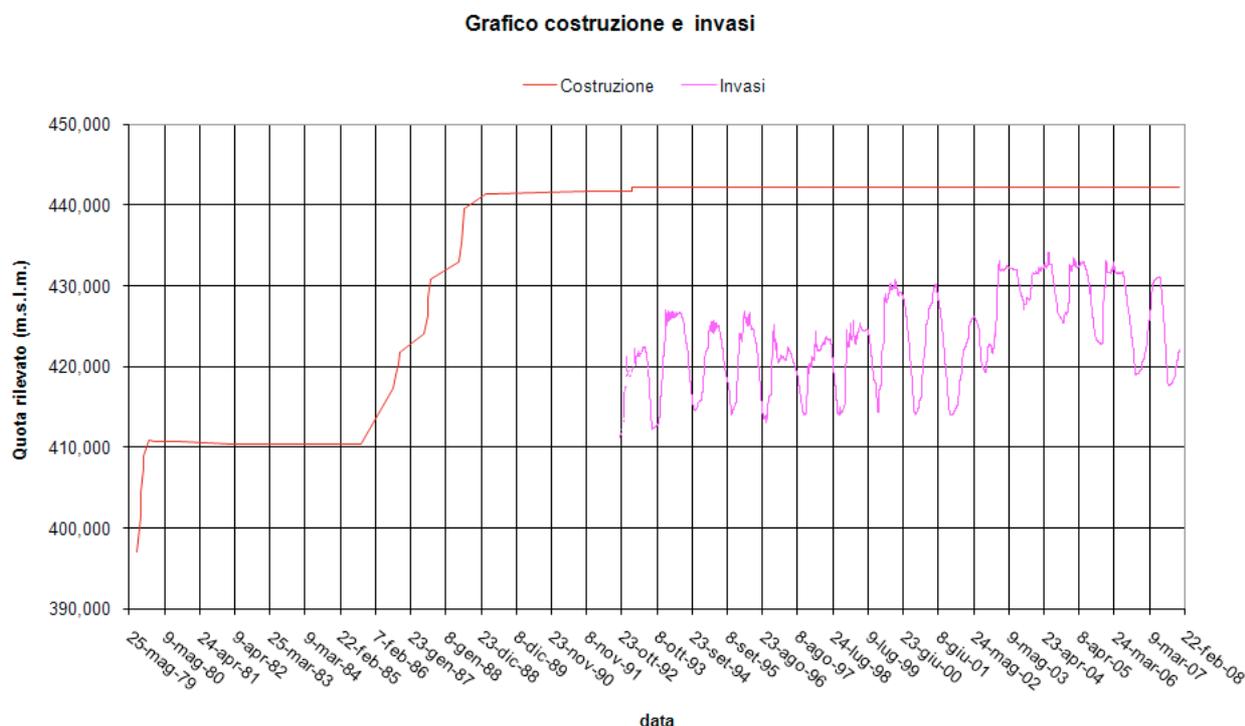


Fig. : 3.8 Storia di costruzione e di invaso della diga di Conza della Campania

All'istante dell'evento sismico il rilevato era stato realizzato solo in parte: i fianchi raggiungevano quota 420m circa ed il nucleo quota 415 m, dunque l'opera, in corrispondenza della sezione principale era all'incirca 18 m. Il corpo diga, peraltro, risultava più basso di 5 metri in corrispondenza dell'alveo del fiume Ofanto per una lunghezza di 120m circa.

I danni indotti dal sisma risultarono evidenti ad occhio nudo (assestamenti e distorsioni subite dal corpo rilevato) e quantificabili attraverso le osservazioni di cedimenti (vedi paragrafo che segue).

L'opera progettata senza contemplare le azioni sismiche era caratterizzata da una geometria e da condizioni al contorno associate a condizioni di sicurezza poco cautelative, pertanto, subì danni considerevoli. Si rese, quindi, obbligatorio riconsiderare le condizioni di carico e, di conseguenza, il progetto dell'opera. Il nuovo progetto venne realizzato portando in conto i carichi sismici previsti dalla normativa sulle dighe (D.M. del 14/03/82) e si avvale delle proprietà meccaniche dei materiali rilevate attraverso una campagna sperimentale di prove di sito (7 verticali penetrometriche realizzate nel nucleo, 6 prove cross-hole realizzate nei fianchi e nella fondazione della diga).

Il nuovo progetto prevede: (Fig.3.1):

- a) variazione della pendenza del paramento di monte da 2,1/1 a 2,5/1;
- b) variazione della pendenza del paramento di valle da 1,75/1 a 2/1 per la parte del rilevato compresa tra le quote 419,8m e 429,8m, da 1,5/1 a 2/1 per la parte di rilevato compresa tra le quote 429,8m e 441,95m.
- c) incremento della larghezza al coronamento da 8,2 m ad 8,46 m.
- d) variazione della quota di coronamento da 440,1 a 442,13 m.s.m.

La posizione del nucleo rimase arretrata rispetto all'asse diga di 3,35m. Nel mese di dicembre 1983 i lavori della diga ripresero terminando nel mese di luglio del 1988.

### 3.1.3 MATERIALI COSTITUENTI IL CORPO DIGA.

Di seguito vengono riportati i fusi granulometrici, previsti da progetto, e vengono descritte le caratteristiche dei materiali costituenti il rilevato (Fig.3.9).

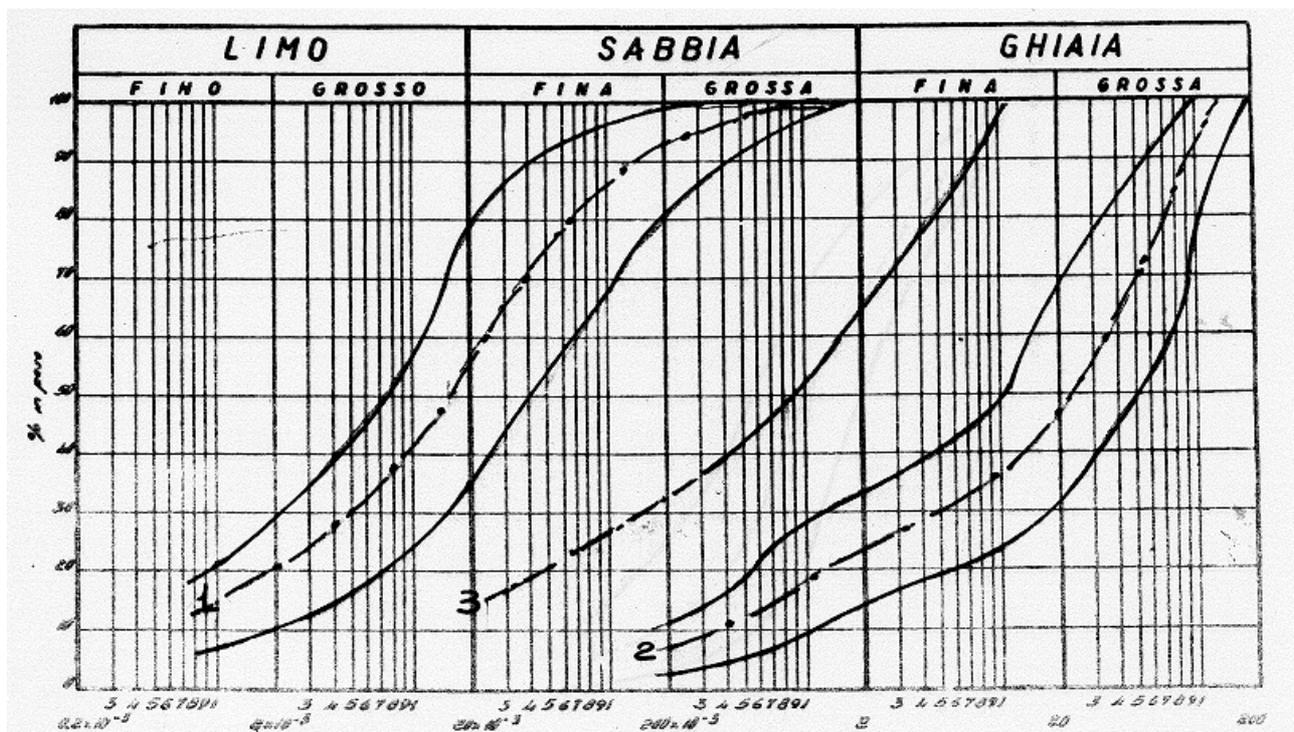


Fig.3.9 Fasce involuppo di progetto dei materiali costituenti il nucleo del rilevato(1) i contronuclei (2) ed i filtri(3).

### 3.1.3.1 Materiali costituenti il nucleo

Il materiale impiegato è di tipo “limo-argilloso” a plasticità media e talvolta alta.

Dalle prove svolte in laboratorio, prima e durante la costruzione del rilevato, sui materiali costituenti il nucleo della diga le caratteristiche granulometriche, riportate sotto forma di fusi granulometrici, sono risultate le seguenti:

#### a) curva superiore

Sabbia fina	0,2;0,02 mm = 20 %
Limo grosso	0,02-0,002 mm = 43 %
Limo fino	0,002mm;2 $\mu$ = 37%

#### b) curva inferiore

Sabbia grossa	2 ; 0,2 mm = 15%
Sabbia fina	0,2; 0,02 mm= 30%
Limo grosso	0,02;0,02mm= 35%

Il materiale è stato posto in opera in strati con un'altezza di materiale sciolto pari a 0,5m e strato reso, con 4-8 passaggi di rullo Tremac, pari a m 0,3m.

Per detto materiale il peso secco dell'unità di volume ed il contenuto d'acqua all'ottimo Proctor sono risultati rispettivamente  $\gamma_{s_{opt}}=1,68(t/m^3)$  e  $W_{opt}=21.7\%$ .

La percentuale dei valori di densità secca compresi nell'intervallo 1,161;1,724 (t/m<sup>3</sup>) è risultata pari al 55,74%. La percentuale dei valori compresi nell'intervallo 1,561;1,779 (t/m<sup>3</sup>) è risultata pari al 91,71%. La percentuale dei valori,infine nell'intervallo1,507;1,838 (t/m<sup>3</sup>) è risultati pari a 98,79%.

La percentuale,invece, del contenuto naturale di acqua per gli intervalli 17,47%23,07%, 14,66(%);25,88% e 11,85%; 28,68%, sono state rispettivamente 68%, 93,58% e 100%

L'elevato valore dell'indice di plasticità  $I_p=W_l-W_p$ , sempre superiore a 0,2 ha assicurato ottime possibilità di compattazione del materiale.

### 3.1.3.2 Materiali costituenti i fianchi

Il terreno impiegato per la realizzazione dei fianchi è classificabile come “Ghiaia debolmente sabbiosa”.

Le caratteristiche dei fusi granulometrici sono le seguenti:

- Curva superiore

Ghiaia grossa (200-20mm) = 27%

Ghiaia fina (20-2mm)= 23%

Sabbia grossa (2 – 0,2 mm) =32%

Sabbia fina (0,2-0,7mm)=18%

-Curva inferiore

Ghiaia grossa (200;20mm)= 70%

Ghiaia fina (20-2mm)=22%

Sabbia grossa (2-0,2mm)=8%

Il materiale è stato posto in opera in strati di altezza resa pari a m 0,8 con 8 passaggi di rullo Ingersell.

Per detto materiale il peso secco dell'unità di volume ed il contenuto d'acqua all'ottimo Proctor sono risultati rispettivamente  $\gamma_{s_{opt}}=2,3\text{g/cm}^3$  e  $W_{opt}=3\%$ . La permeabilità è risultata, invece, pari a  $K=1*10^{-3}\text{cm/sec}$ .

Di seguito sono riportati i valori della media, della moda, della mediana e della deviazione standard del peso dell'unità di volume e del contenuto naturale di acqua e la media del coefficiente di permeabilità riferiti alle varie stagioni lavorative.

Stagione lavorativa	Peso secco dell'unità di volume(t/m3)				Contenuto naturale di acqua (W%)				K(cm/sec)
	Media	Moda	Mediana	s.q.m.	Media	Moda	Mediana	s.q.m.	Media
1979-80	2,306	2,35	2,3	0,109	4,73	4,4	3,9	1,622	2*10-3
1985	3,392	2,35	2,262	0,0981	4,79	4,5	4,125	1,581	0,96*10-3
1986	2,376	2,35	2,34	0,0941	5,642	5,5	5,	1,295	2,63*10-3
1987	2,381	2,35	2,33	0,0949	5,81	4,5	4,7	1,388	2,25*10-3

Sono stati poi calcolati i valori della media del contenuto naturale d'acqua di tutte le stagioni lavorative e facendo variare lo s.q.m. sono stati ricavati tre intervalli all'interno dei quali si è valutata la distribuzione di 559 provini prelevati in laboratorio nel 1987.

La percentuale dei valori di compresi nell'intervallo 2,86;2,476(t/m3) è 69%, nell'intervallo 2,191;2,570 (t/mc) è >95% ed infine il 100% dei provini ricade nell'intervallo 2,096; 2,66 t/mc.

Per quanto riguarda il contenuto naturale di acqua il 68,87% dei valori è compreso nell'intervallo 3,03;8,58%, il 94,27% nell'intervallo 3,03;8,58(%) e il 96,96(%) nell'intervallo 1,64;9,97(%)

Sia i valori del contenuto naturale di acqua che quelli del peso secco dell'unità di volume sono spostati, all'interno degli intervalli suddetti, verso destra rispetto al valore medio. Pertanto si può concludere che è stata rispettata la regola di progetto che prevedeva un peso secco dell'unità di volume maggiore di 2,2(t/mc).

### 3.1.3.3 Materiali costituenti i filtri.

Il materiale per i filtri proviene dalle alluvioni impiegate per la costruzione dei contronuclei dopo opportuna vagliatura ( $d_{max}=10mm$ ).

Nel corso di tutte le stagioni lavorative, la direzione dei lavori propose le seguenti prove:

- analisi granulometriche del materiale proveniente dalla vagliatura
- prove di permeabilità a carico costante.

Il valore medio di permeabilità è risultato pari a 3,5 ;  $4,5 \times 10^{-3} cm/sec$ , con ordine di grandezza prossimo a quello corrispondente al materiale impiegato per la costruzione dei fianchi.

Le caratteristiche dei fusi granulometrici sono le seguenti:

Curva superiore

Ghiaia fine (15;2mm) = 23%

Sabbia grossa(mm2;0,2) = 57%

Sabbia fine (mm0,2;0,02) = 20%

Curva superiore

Ghiaia grossa(mm30;20) = 5%

Ghiaia fina (mm20;2) = 5%

Sabbia grossa (mm2;0,2 = 52%

Sabbia fina(mm0,2;0,074) = 8%

Il terreno è classificabile come “sabbia con ghiaia”.

### 3.1.3.4 Materiali costituenti i terreni di fondazione.

I terreni di fondazione in corrispondenza dell'ubicazione del corpo rilevato sono costituiti dalle cosiddette “argille grigio-azzurre”, tipiche del sottosuolo della valle del fiume Ofanto. Tali formazioni sono delle argille inorganiche a plasticità medio alta ( $W_l=44\%-77\%$ ,  $I_p=27\%-50\%$ ).

I valori caratteristici delle principali proprietà fisiche dei materiali costituenti i terreni di fondazione sono riportati nella tabella seguente:

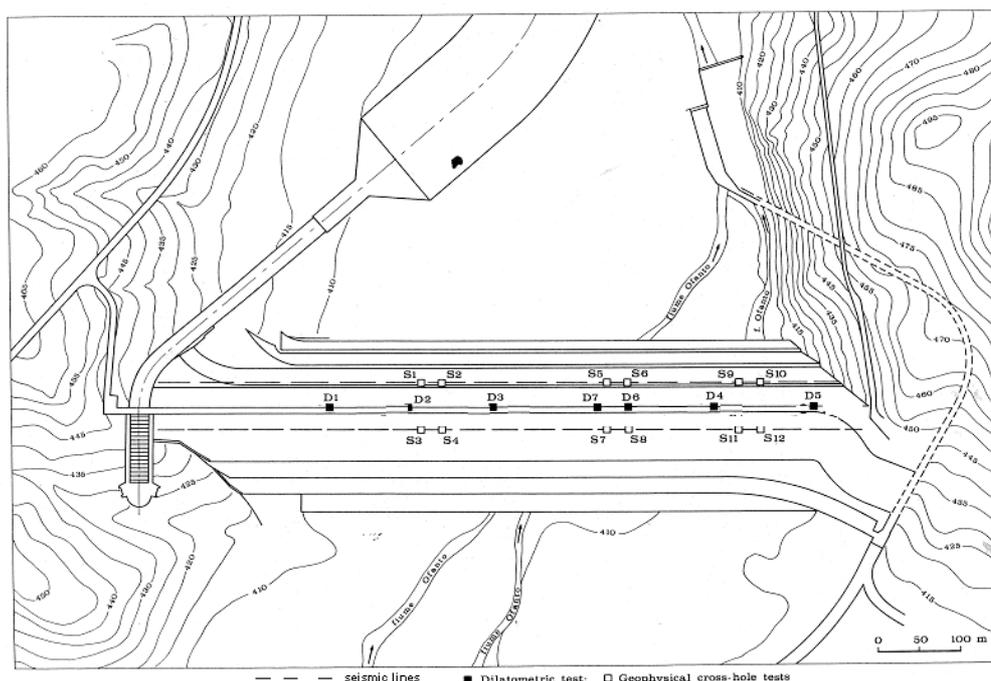
	<b>Argilla grigio - azzurra</b>	
Pese specifico reale	2,73-2,75	t/mc
Peso volume	2,27-2,38	"
Densità secca	2-2,17	"
Contenuto naturale d'acqua	10,4-13,8	%
Indice dei vuoti	0,27-0,37	-
Porosità	21-27	%
Grado di saturazione	97-100	%
Frazione con $d<2\text{mm}$	44-49	%

In corrispondenza dell'alveo del fiume Ofanto è presente al di sopra delle argille grigio-azzurre uno strato alluvionale superficiale dello spessore di circa 5 m, che presenta caratteristiche meccaniche in campo elastico dei materiali dei fianchi. In corrispondenza dei filtri di monte e' stato disposto un setto impermeabile posizionato all'interno della zona alluvionale.

### 3.1.4 INDAGINI SPERIMENTALI SVOLTE IN SITO

#### 3.1.4.1 Indagini svolte in sito dopo il sisma del 1980

A seguito del sisma del 1980 nel marzo del 82 al fine di indagare lo stato della diga post-sisma è stata svolta una campagna di indagini in sito. La campagna di indagini prevedeva prove dilatometriche con dilatometro piatto in avanzamento ogni 20 cm per tutto lo spessore dell'opera suddivise in 7 verticali, ed indagini geofisiche con il metodo sismico a rifrazione e con il metodo cross-hole.(fig.3.10).( Vedi appendice A1 e A2 a fine testo ).



**Fig.3.10** Ubicazioni indagini svolte in sito dopo il sisma del 1980

### 3.1.4.1 Indagini integrative svolte in sito: *Il sistema Minivib*

Al fine di quantificare le rigidità a bassi livelli deformativi ed al fine di risalire alla frequenza propria del rilevato è stata condotta in sito, durante lo svolgimento del presente lavoro di ricerca, un'ulteriore prova con una sorgente sismica controllabile.

Le accelerazioni registrate su una diga in terra possono essere utilizzate per quantificare le azioni che sollecitano l'opera durante un terremoto e, al pari di altre grandezze fisiche tipicamente monitorate nelle dighe in terra (pressioni interstiziali, cedimenti, tensioni totali, etc.), per indagare alcuni aspetti del comportamento meccanico della diga.

Le misure accelerometriche, infatti, oltre a rappresentare la "causa" dell'evoluzione di grandezze fisiche di altra natura, sono esse stesse grandezze "effetto", in grado di costituire validi indicatori della risposta dinamica dell'opera. L'alterazione che il segnale subisce all'interno del corpo diga dipende, infatti, dalla geometria dell'opera e può pertanto segnalare aspetti importanti del comportamento d'insieme della diga. Ad esempio, dall'interpretazione delle registrazioni accelerometriche acquisite in più punti del corpo diga è possibile risalire alle frequenze naturali dell'opera, da queste, alle rigidità dei materiali che costituiscono il rilevato, rigidità che vanno riferite ai livelli di deformazione mobilitati dai segnali sismici.

Di seguito verrà brevemente descritta la sorgente sismica controllabile (Minivib) con la quale è stata condotta una prova dinamica sulla diga di Conza. Il fine di tale prova è stato, appunto, l'analisi delle registrazioni accelerometriche, generate lungo il corpo della diga dalla sorgente artificiale, al fine di risalire alle rigidità a taglio a bassi livelli deformativi dei terreni costituenti i fianchi dell'opera. Verrà quindi illustrata la prova dinamica condotta in sito e verranno discussi i risultati ottenuti.

#### *Il sistema Minivib*

Gli avanzamenti tecnologici nel campo dell'esplorazione sismica hanno reso accessibile agli Enti di Ricerca strumentazioni e metodologie un tempo a disposizione, per i costi elevati, solo delle compagnie petrolifere. Le nuove strumentazioni e tecniche sismiche possono essere proficuamente utilizzate anche nell'ambito tecnico-professionale permettendo di migliorare in termini di accuratezza i risultati ottenibili. Ciò può rilevarsi di fondamentale importanza in progetti connessi alla mitigazione dei rischi sismici.

Nelle prospezioni sismiche la sorgente è di fondamentale importanza per la qualità dei risultati. Sorgenti sismiche di tipo impulsivo (esplosivi, masse battenti, ecc.), sono invasive, costose,

pericolose e difficili da maneggiare. L'utilizzo di una sorgente controllabile, ad esempio di tipo vibratorio, riducendo rumore e numero di incognite durante l'elaborazione permette di ottenere risultati qualitativamente migliori (Saris simica ad alta definizione, manuale tecnico, Pier Paolo Bruno, Anna Cicchella, Vincenzo di Fiore. 2004).

La sorgente sismica controllabile utilizzata nel corso di questo lavoro di dottorato è il Minivib. Questa sorgente sismica vibratoria è quella a più elevata frequenza disponibile sul mercato.

Il Minivib (fig.3.11) è composto da una massa vibrante di circa 320 kg, azionata da un meccanismo idraulico ad alta pressione (fig.3.12), montato su un veicolo fuoristrada del peso di circa 6 tonnellate (che funge anche da accoppiatore con il terreno). Questa sorgente consente di generare dei segnali controllati in frequenza, ampiezza, fase e durata.

Le frequenze di oscillazione in esercizio del Minivib sono comprese tra 5Hz a 550Hz.

La sorgente è dotata di un sistema di generazione di onde S, costituito da una piastra dentata che con movimenti torsionali genera prevalentemente onde SH in qualsiasi piano passante per l'asse della massa vibrante.



**Fig.3.11** Sistema Minivib



**Fig.3.12** Meccanismo idraulico ad alta pressione

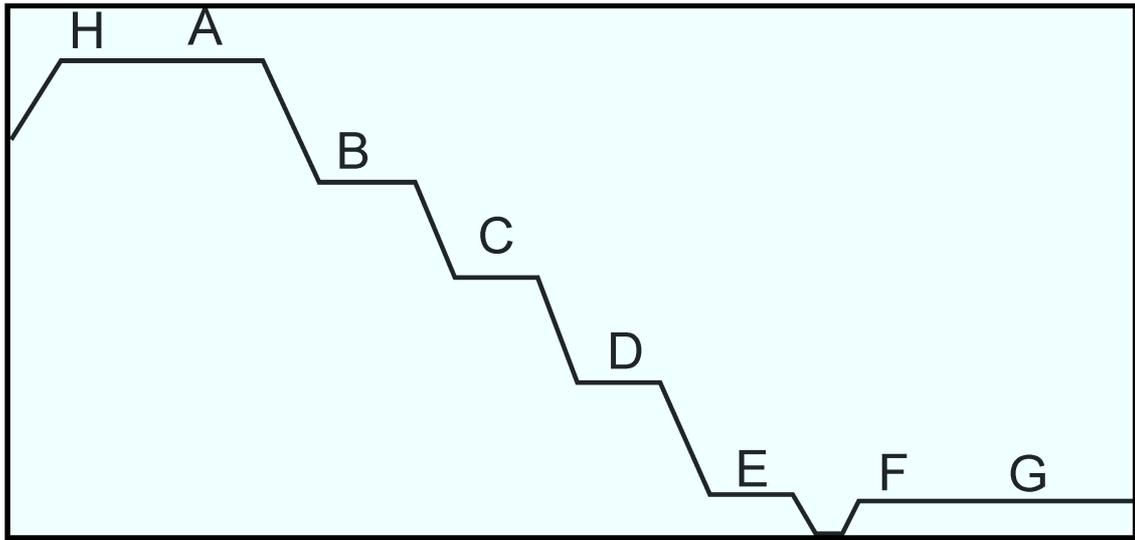
*Prove condotte in sito*

Al fine di misurare le azioni sismiche generate con il Minivib sulla diga è stata installata, prima dello svolgimento della prova, una rete di monitoraggio sismico composta da 2 stazioni accelerometriche , ciascuna costituita da due accelerometri.

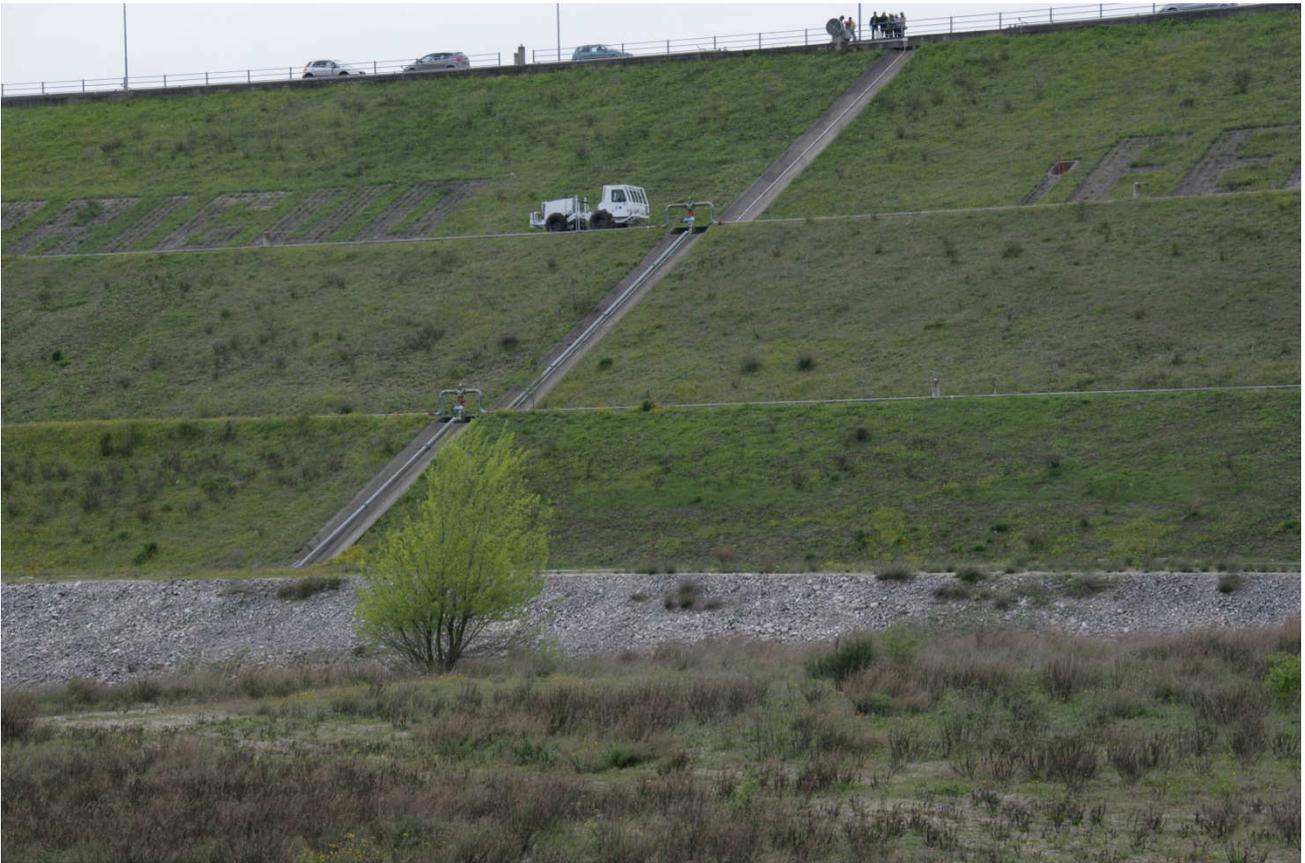
Gli accelerometri sono stati posizionati sul coronamento e sulle banchine intermedie della diga. Tab.3.1 , Fig.3.13 .

Progressione	1	2	3	4	5
Posizione Minivib	A	B	D	G	F
Ubicazione STAZ-A	A	A	A	A	A
Ubicazione STAZ-B	B	B	B	B	B
Ubicazione STAZ-C	C	C	C	C	C
Ubicazione STAZ-D	D	D	D	D	D

**Tab. 3.1** Schema illustrativo del posizionamento della rete accelerometrica e delle postazioni assunte dal Minivib nel corso della prova.



**Fig.3.13** Schema diga di Conza



**Fig. 3.14** Prova in sito con il sistema Minivib

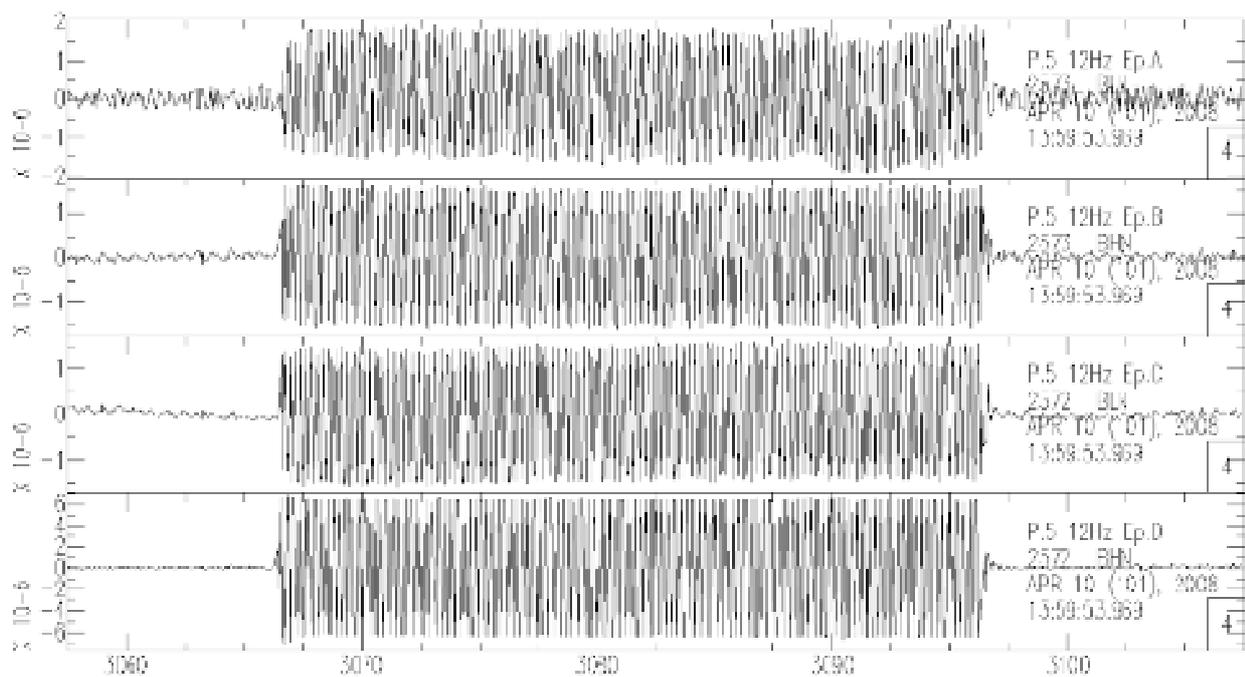
I segnali sono sincronizzati al milionesimo di secondo attraverso un GPS che consente di utilizzare l'orario satellitare.

Ogni accelerometro è composto da un sensore accelerometrico triassiale. Durante la fase di installazione, gli strumenti sono stati posti in bolla in modo da orientare uno dei tre sensori lungo la verticale. Gli strumenti sono stati, inoltre, installati orientando gli altri due sensori in direzione parallela e ortogonale all'asse della diga, per misurare le componenti di accelerazione nelle direzioni rispettivamente longitudinale (sponda destra-sponda sinistra) e trasversale (monte-valle).

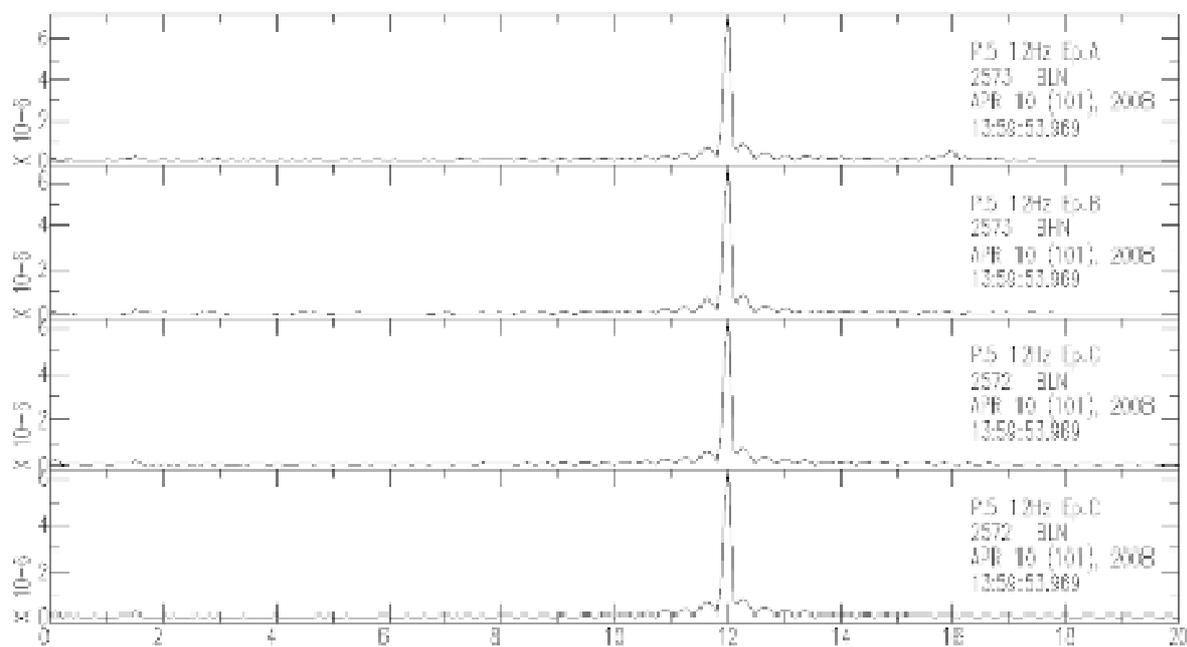
Il Minivib è stato spostato nel corso della prova lungo 5 postazioni. Tab.3.1 . Fig.3.13. Per ogni postazione il Minivib ha generato 15 segnali monofrequenza dai 5 ai 20 Hz e 2 sweep lineari con frequenza variabile da 5 a 30 hz per il primo e da 5 a 50 hz per il secondo. Gli impulsi hanno avuto una durata di 30 secondi per i segnali monofrequenza e di 60 secondi per gli sweep lineari.

#### *Acquisizione ed elaborazione dati*

A tergo della prova i segnali registrati sono stati letti ed elaborati mediante il Sac, programma molto utilizzato dai sismologi, e convertiti da counts in g. I dati così ottenuti sono stati sincronizzati partendo dall'istante iniziale di ogni evento generato e trattati eliminando le derive riscontrate. Questi presentavano spesso delle derive anomale, probabilmente, dovute a rumori di fondo dei segnali. Si è verificato, inoltre, che effettivamente nel dominio delle frequenze tutti segnali monofrequenza registrati su tutte le postazioni accelerometriche avessero amplificazione massima in corrispondenza della frequenza propria del segnale.



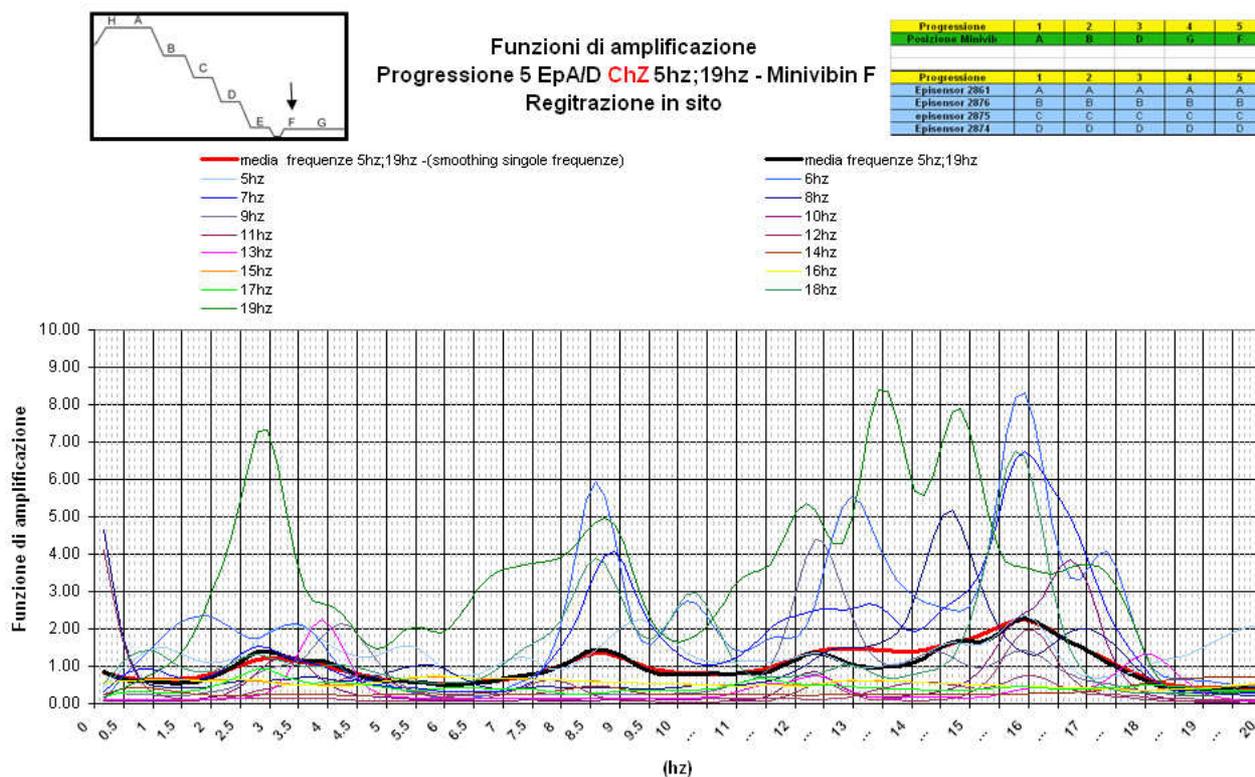
**Fig. 3.15** Segnali accelerometrici registrati dalle stazioni A,B,C,D durante la progressione 5 (Minivib in D) – input sismico monofrequenza a 12ZH ChN



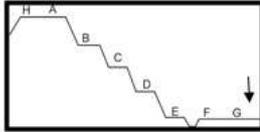
**Fig.3.16** Spettri di Fourier accelerazioni registrate dalle stazioni A,B,C,D durante la progressione 5 (Minivib in D) – input sismico monofrequenza a 12ZH ChN

Al fine di indagare la frequenza di risonanza della diga si è scelto di utilizzare i segnali monofrequenza registrati durante la progressione 5. Si è riscontrato, infatti, che questa configurazione della prova era quella che maggiormente metteva in risalto l'amplificazione del segnale da parte del rilevato.

Per tutti i segnali monofrequenza sono state ricavate le funzioni di amplificazione dei segnali registrati dalle stazioni poste in cresta al coronamento della diga (stazione A) e sull'ultima bachina del rilevato (stazione D). E' stata quindi ricavata una funzione di amplificazione media per tutti i segnali registrati sulla quale è stata condotta un'operazione di smoothing. Come si evince dalla fig3.17. e 3.18 per la componente verticale dei segnali registrati la prima frequenza fondamentale del rilevato è di 3 hz. Per la componente monte-valle, invece, la prima frequenza fondamentale (Fig. 3.19 e 3.20) si trova a 2,8 hz. Un ulteriore verifica è stata condotta effettuando l'operazione di smoothing sulle singole funzioni di amplificazione dalle quali è stata poi ottenuta una funzione di amplificazione media, confermando gli stessi valori per le frequenze fondamentali del rilevato.



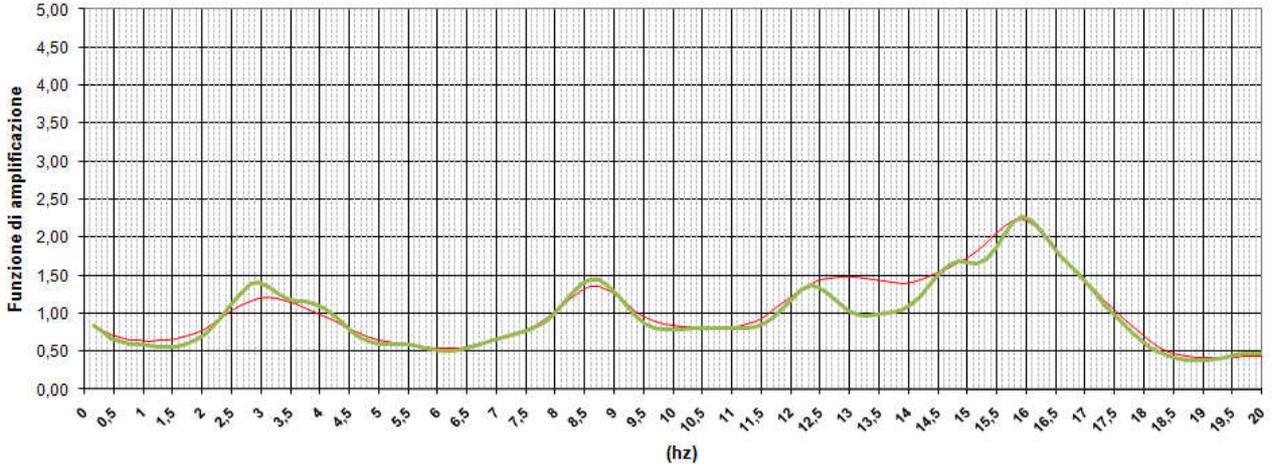
**Fig.3.17** Funzioni di amplificazione- progressione 5 (Minivib in D) – Segnali registrati dalle stazioni D ed A - ChZ.



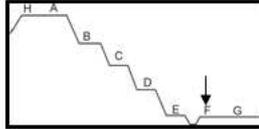
**Funzioni di amplificazione**  
**Progressione 5 EpA/D ChZ 5hz;19hz - Minivibin F**  
**Regitrazione in sito**

Progressione	1	2	3	4	5
Posizione Minivib	A	B	D	C	F
Progressione	1	2	3	4	5
Episensor 2861	A	A	A	A	A
Episensor 2876	B	B	B	B	B
episensor 2875	C	C	C	C	C
Episensor 2874	D	D	D	D	D

— smoothing media frequenze 5hz;19hz -(smoothing singole frequenze) — smoothing media frequenze 5hz;19hz



**Fig.3.18** Funzioni di amplificazione medie - progressione 5 (Minivib in D) – Segnali registrati dalle stazioni D ed A- ChZ

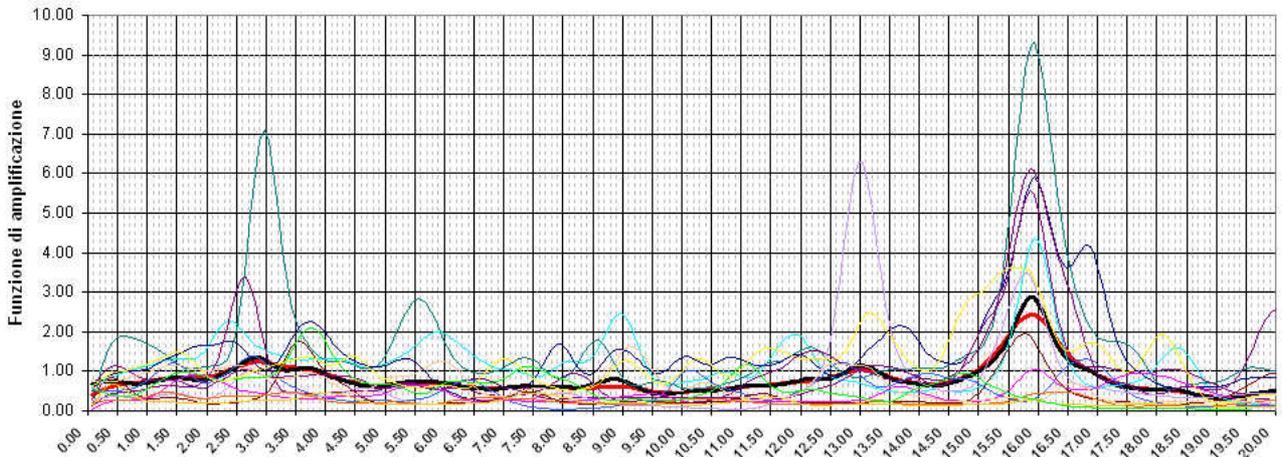


**Funzione di amplificazione**  
**Progressione 5 EpA/D ChN - Minivib in F**  
**Regitrazione in sito**

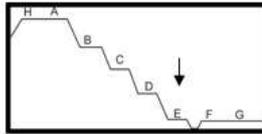
Progressione	1	2	3	4	5
Posizione Minivib	A	B	D	C	F
Progressione	1	2	3	4	5
Episensor 2861	A	A	A	A	A
Episensor 2876	B	B	B	B	B
episensor 2875	C	C	C	C	C
Episensor 2874	D	D	D	D	D

— Media frequenze 5hz;19hz (smoothing singole frequenze) — Media frequenze 5hz;19hz - non filtrate

— 5hz — 8hz — 9hz — 10hz — 11hz — 12hz — 13hz — 14hz — 15hz — 16hz — 17hz — 18hz



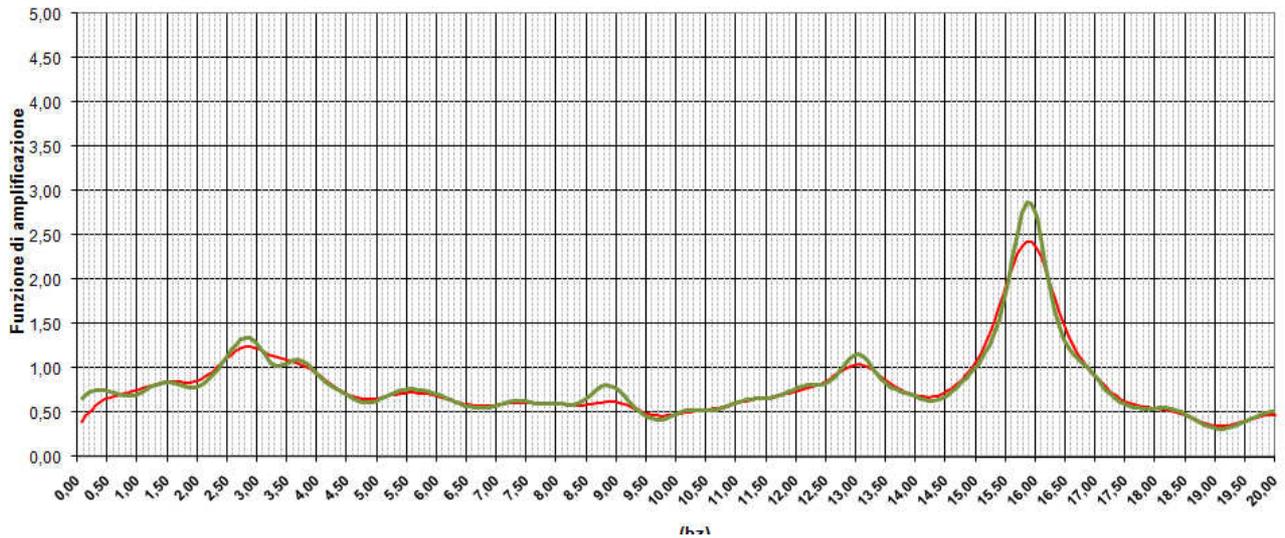
**Fig.3.19** Funzioni di amplificazione- progressione 5 (Minivib in D)– segnali registrati dalle stazioni D ed A– ChN.



**Funzioni di amplificazione  
Progressione 5 EpA/D ChN - Minivib in F  
Regitrazione in sito**

Progressione	1	2	3	4	5
Posizione Minivib	A	B	D	G	F
Progressione	1	2	3	4	5
Episensor 2861	A	A	A	A	A
Episensor 2876	B	B	B	B	B
episensor 2875	C	C	C	C	C
Episensor 2874	D	D	D	D	D

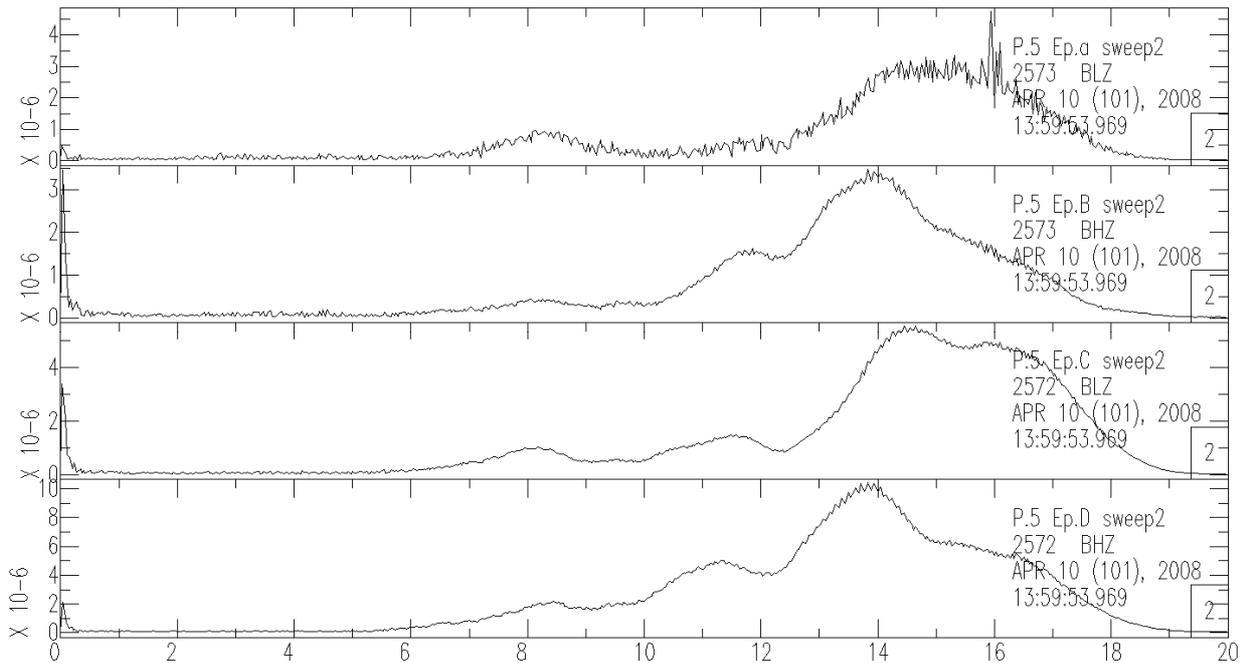
— smoothing media: frequenze 5hz; 19hz - (smoothing singole frequenze) — smoothing media: frequenze 5hz; 19hz



**Fig.3.20** Funzioni di amplificazione medie- progressione 5 (Minivib in D)– segnali registrati dalle stazioni D ed A– ChN.

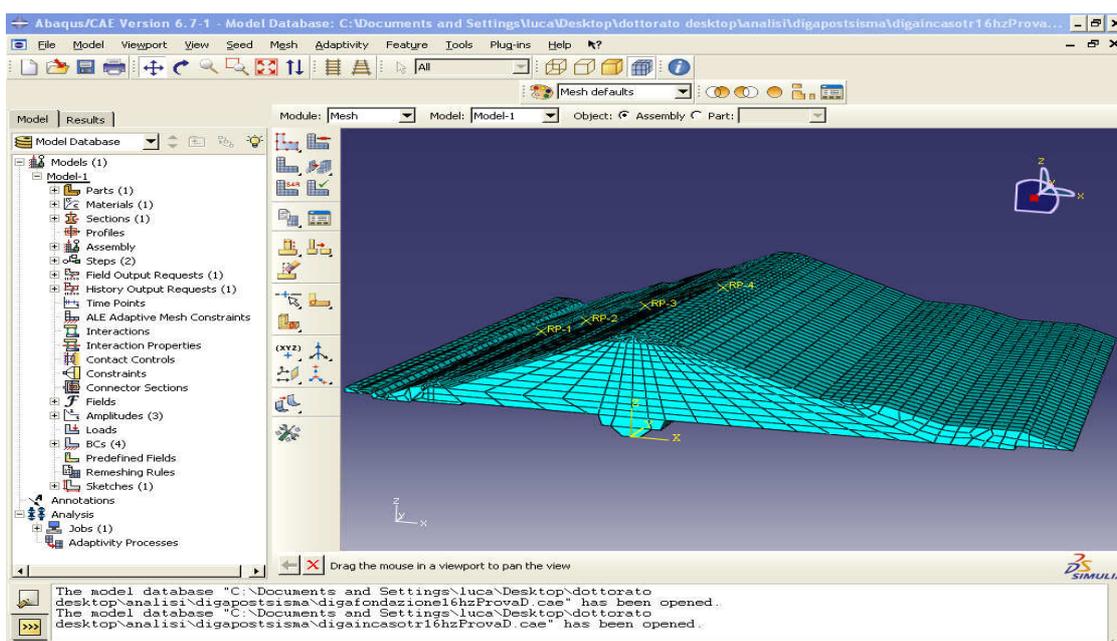
Per ricavare, quindi, il modulo di rigidezza  $E_0$  per i terreni costituenti i fianchi del rilevato si è condotta una analisi dinamica 3d agli elementi finiti con il codice di calcolo Abaqus 3d.

Osservando lo spettro di Fourier delle accelerazioni registrate in diga durante la progressione 5 con input sismico, generato dalla sorgente sismica, a frequenza variabile (5 - 20hz) ci si è resi conto che il sistema Minivib energizzasse maggiormente il segnale generato per un range di frequenze tra i 10 ed i 18 hz(Fig.3.21). Si è deciso quindi di utilizzare come input sismico per le analisi condotte il segnale monofrequenza a 12hz registrato durante la progressione 3.



**Fig. 3.21** Segnali accelerometrici registrati dalle stazioni A,B,C,D durante la progressione 5 (Minivib in D) – input sismico con frequenze variabili da 5 a 20hz.

Le tre componenti di accelerazione del suddetto segnale sono state applicate in un nodo della mesh che corrispondeva al punto geometrico dove era ubicata la stazione accelerometrica D. Dopo aver condotto le analisi numeriche si sono ricavate le accelerazioni generate dal modello nei nodi corrispondenti ai punti di ubicazione delle altre stazioni accelerometriche.



**Fig. 3.22** Finestra grafica codice di calcolo Abaqus 3d

Ipotizzando che il segnale, nel suo tragitto da D in A, fosse influenzato quasi esclusivamente dalle caratteristiche meccaniche di materiali costituenti i fianchi del rilevato, si è assegnato all'intero corpo diga un unico materiale. Facendo, quindi, variare i moduli di rigidezza  $E_0$  del materiale assegnato e ricavando le funzioni di amplificazione dei segnali generati dal codice numerico si è osservato che per una rigidezza pari a 550 Mpa si ottenevano le stesse frequenze fondamentali ricavate dai segnali registrati in sito. Si è ipotizzato quindi che il valori di rigidezza  $E_0$  dei fianchi del rilevato fosse di 550 Mpa.

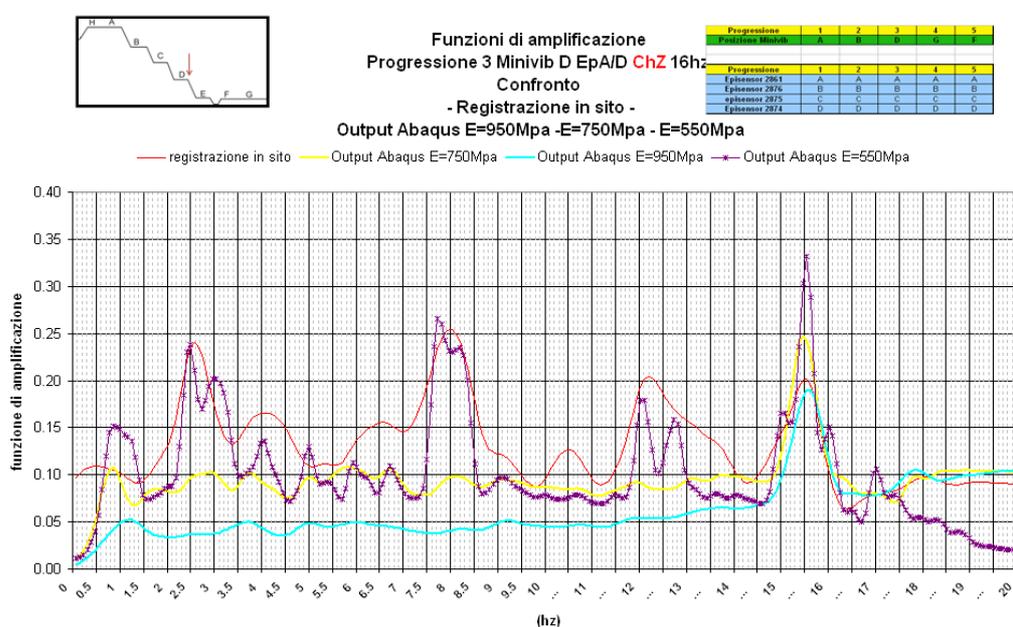
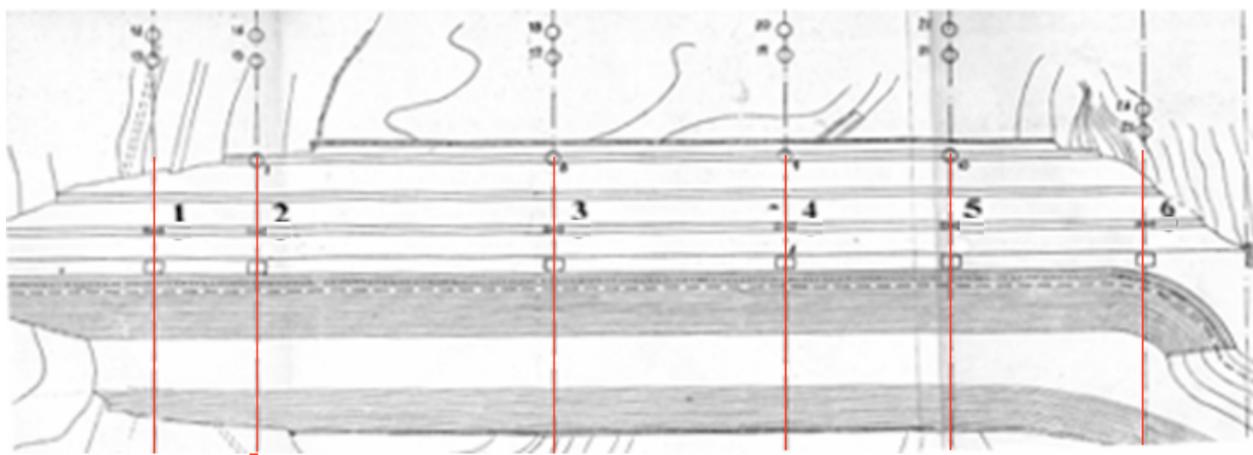


Fig. 3.23 Funzioni di amplificazioni registrate e calcolate progressione 3 Minivib in D.

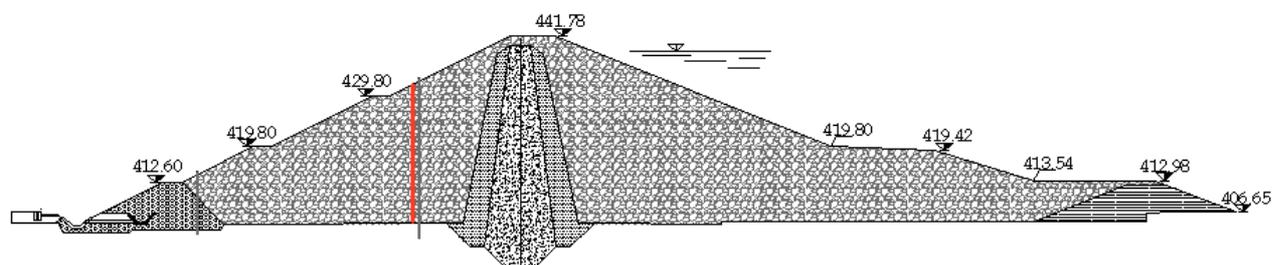
Osservando le funzioni di amplificazione dei segnali monofrequenza (fig.3.23) registrati in sito durante la progressione 3 si nota come il segnale durante il suo tragitto all'interno della diga venga fortemente deamplificato, evidenziando comunque dei picchi della funzione di amplificazione in corrispondenza delle frequenze proprie della diga. Questo fenomeno può essere spiegato dal fatto che il Minivib è una sorgente sismica puntiforme ed il segnale, pertanto, subisce una forte attenuazione causata dalla dissipazione geometrica delle onde sismiche, dall'assorbimento e dalla dispersione dell'energia sismica nei differenti materiali della diga.

### 3.2 RISULTATI DEL MONITORAGGIO IN FASE DI COSTRUZIONE, POST-SISMICA E DI PRIMO INVASO

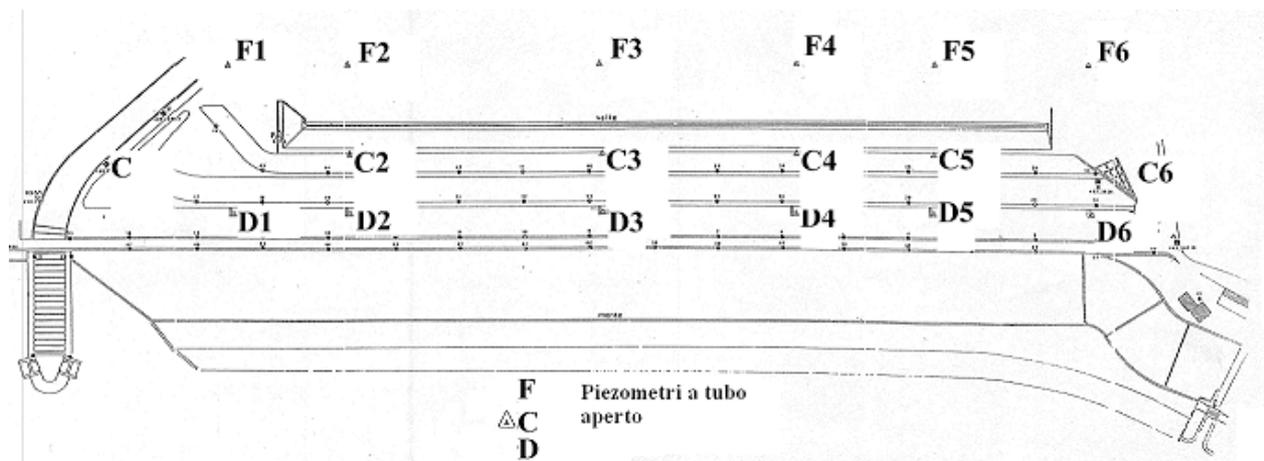
La rete di monitoraggio installata sulla diga di Conza nel corso della costruzione dell'opera si avvale dei seguenti strumenti : assestimetri USBR, interni al nucleo, per la misura dei cedimenti interni disposti lungo 6 verticali (vedi fig.3.24); celle piezometriche a corda vibrante per la misura delle pressioni interstiziali e celle di tensione disposti lungo le verticali 2 4 e 6. Sono presenti, inoltre, assestimetri a piastra(fig. 3.25 ) e piezometri a tubo aperto (Fig.3.26) , installati nel fianco di valle del rilevato e un ulteriore set di piezometri a tubo aperto a valle del rilevato. fig.(3.27 )(vedi paragrafo 5.1.2).



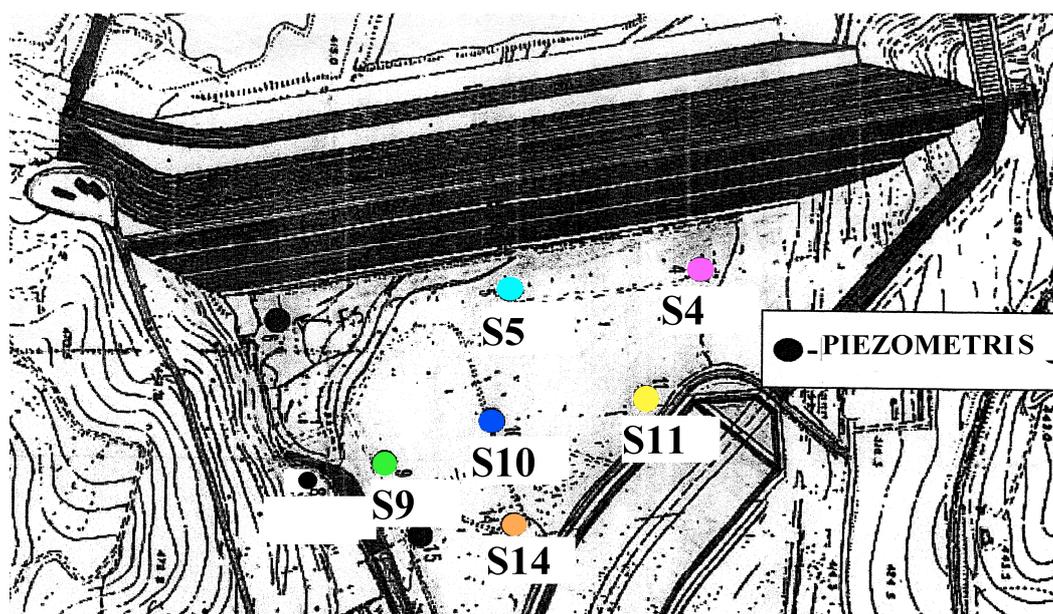
**Fig. 3.24** Sezioni strumentate in fase costruttiva sulla diga di Conza della Campania.



**Fig. 3.25** Assestmetro a piastra installato nel fianco di valle.



**Fig.3.26** Piezometri a tubo aperto installati all'interno della diga in fase costruttiva



**Fig.3.27** Piezometri a tubo aperto installati a valle della diga.

Di seguito, si riportano alcune misure assestometriche realizzate in corrispondenza della sezione trasversale 2.

### Profili di cedimento Assestmetro 2

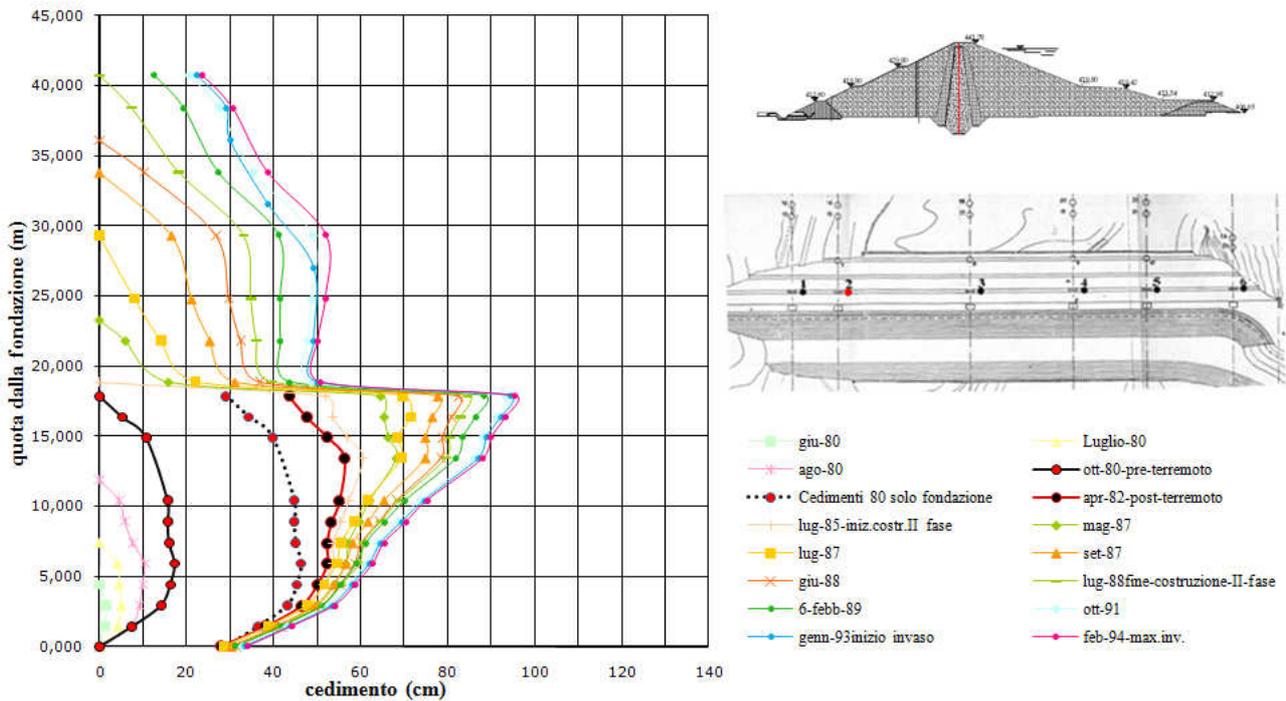


Fig.3.28 Rappresentazione profili di cedimento in corrispondenza della trasversale 2

I profili di cedimento misurati, lungo la sezione 2, in fase costruttiva prima dell'1980 si presentano con la tipica forma simmetrica (Fig.3.28). L'evento sismico determina incrementi di cedimento significativi, pari a 43,5cm sulla sommità del rilevato, di cui 29 cm di cedimento in fondazione e 14,5 cm di cedimento del corpo del rilevato.

I cedimenti del rilevato rapportati all'altezza corrente (17,82m) forniscono una deformazione verticale media sismo indotta pari a 0,8%.

Nella fase costruttiva post-sismica i profili risultano poi notevolmente distorti in virtù del fatto che solo la porzione inferiore del rilevato ha subito cedimenti sismo-indotti. I cedimenti di consolidazione del rilevato continuano anche durante le prime fasi di invaso della diga.

Le altre misure assestimetriche ( fig.3.29, vedi anche grafici cedimenti in appendice A3 ), mostrano cedimenti sismo indotti variabili tra 12cm e 18,9cm e deformazioni verticali associate variabili tra 0,7% e 1,2%. I cedimenti minori del rilevato si hanno lungo la sezione 4 che si trova in corrispondenza del tratto di diga la cui altezza era inferiore rispetto al resto del rilevato all'istante del sisma dell'80.

Confronto cedimenti relazione 86 - cedimenti dovuti al sisma (dati cima)

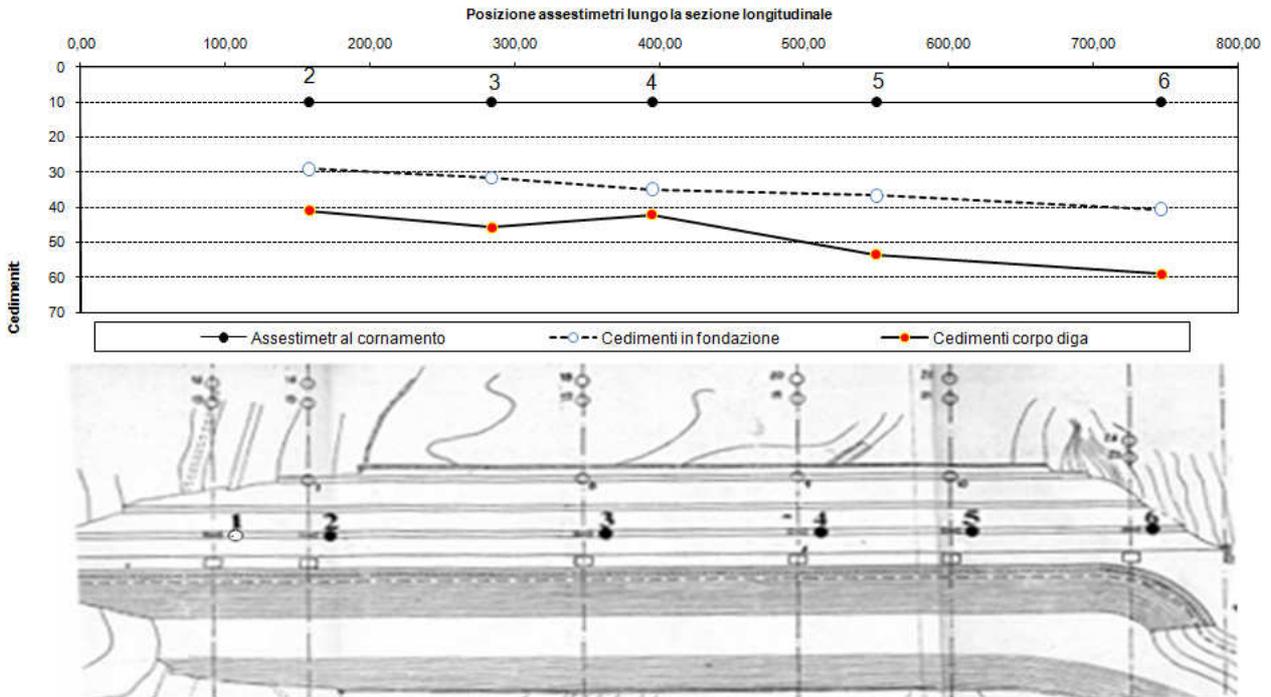


Fig.3.29 Cedimenti rilevato e fondazione lungo le sezioni strumentate.

Le quote piezometriche, (fig.3.30, vedi anche quote piezometriche rilevato in appendice A4) registrate nella diga solo nella fase post-costruttiva a partire dagli invasi sperimentali, mostrano oscillazioni congruenti con le oscillazioni del livello di invaso e con il flusso monte valle prodotto dalla presenza dell'invaso.

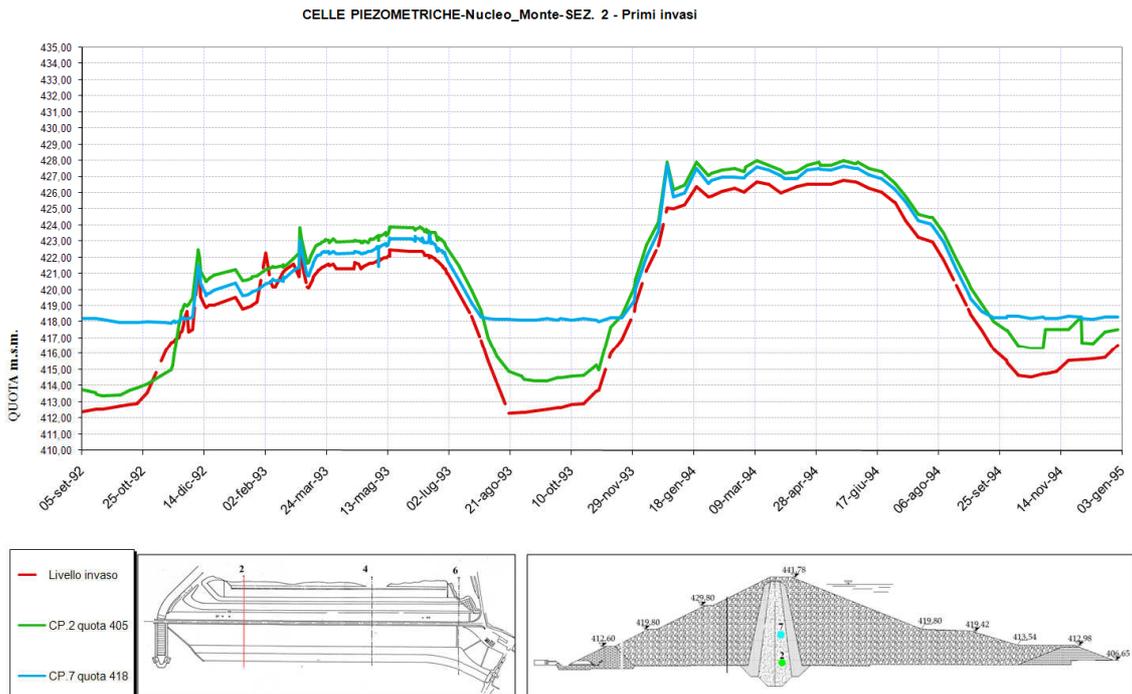
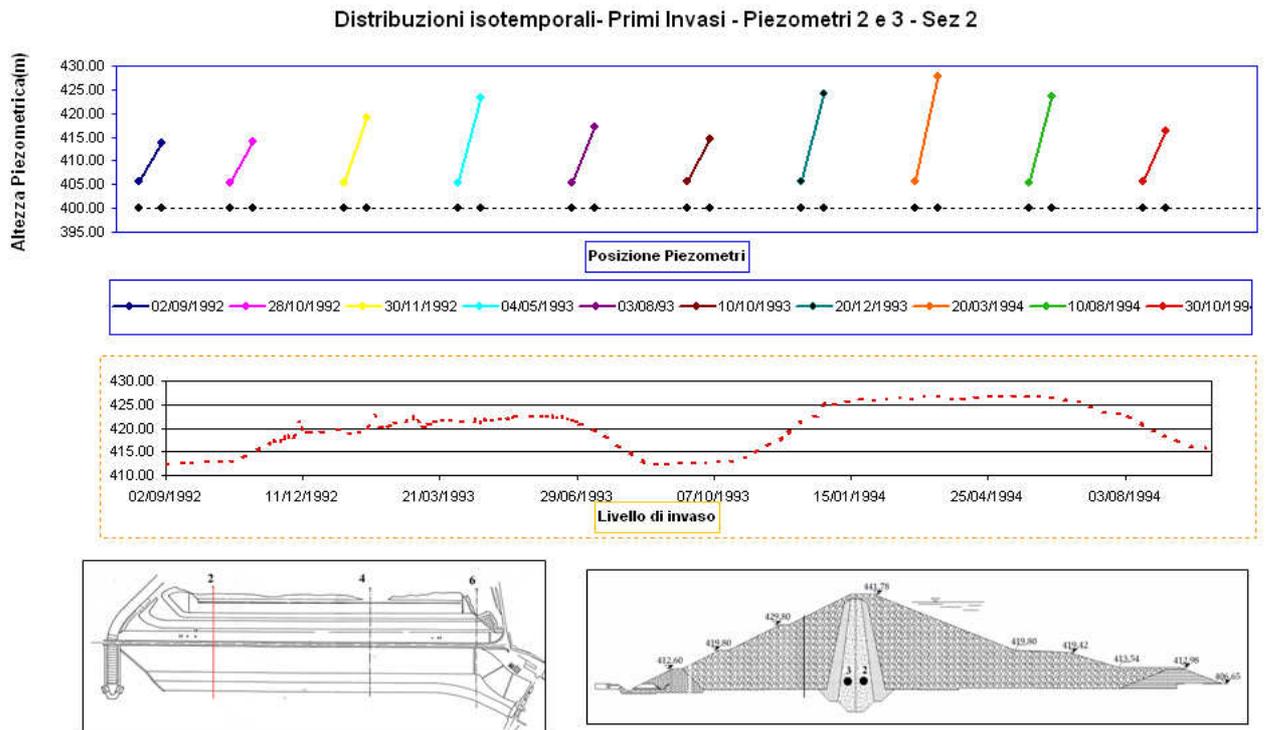


Fig.3.30 Rappresentazione profili di cedimento in corrispondenza della sezione 2



**Fig.3.31** Distribuzioni isotemporal primi invasi sperimentali piezometri 2 e 3 sezione 2.

# CAPITOLO 4

## PREVISIONE DEGLI EFFETTI SISMO INDOTTI

### 4.1. – PREVISIONI TEORICHE :MODELLAZIONE DEL PROBLEMA AL FINITO

In questo capitolo viene analizzata la case-history della diga di Conza della Campania, descritta nel capitolo precedente. Il comportamento dell'opera viene studiato in dettaglio attraverso la simulazione delle fasi di prima costruzione, dell'evento sismico del 1980, di ripresa della costruzione e di primo invaso.

Le analisi sono state condotte in piena continuità logica e temporale dell'analisi dinamica con quelle statiche. Ciò permette di mettere in luce il reale comportamento della diga soggetta ad un sisma.

Nel presente capitolo, dopo aver descritto la modellazione del problema al finito, vengono presentati i risultati ottenuti dal modello numerico confrontati con le osservazioni di sito. Vengono poi presentati i risultati di ulteriori analisi della diga soggetta a scenari sismici non avvenuti nella realtà. Questo al fine di indagare il comportamento che l'opera avrebbe avuto se il sisma fosse avvenuto durante la fase di esercizio della diga. Vengono, inoltre, confrontati i cedimenti delle due geometrie di progetto della diga, quella attuale e quella da progetto iniziale (prima del sisma dell'80) per verificare l'efficienza delle norme sismiche introdotte dopo il terremoto irpino.

#### 4.1.1. – DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOMETRICO

La diga di Conza della Campania è stata studiata in regime piano di deformazione. Tale ipotesi è abbastanza esemplificativa, specialmente nella valutazione della risposta sismica della diga, dove occorre tener conto anche del carattere 3-D dei carichi sismici. Tuttavia un'analisi 3D con una modellazione rigorosamente accoppiata avrebbe comportato oneri computazionali eccessivi. Si è scelto, quindi, di analizzare la sezione 3 del rilevato in quanto è la più distante dalle spalle della diga. Queste, infatti, inducono un effetto irrigidente sul corpo del rilevato che la modellazione bidimensionale non riesce a riprodurre.

In fig.4.1 è riportata la geometria discretizzata della sezione trasversale 3.

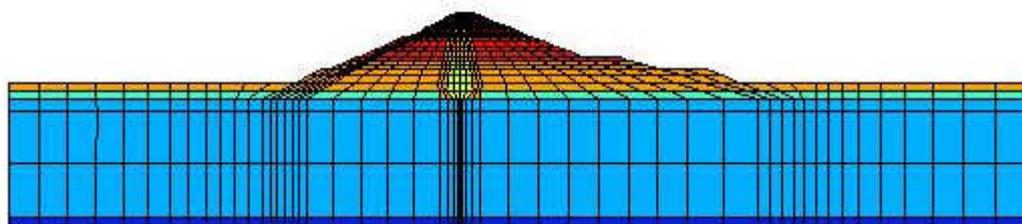


Fig.4.1 Discretizzazione sezione trasversale diga – geometria attuale

Nella fase di discretizzazione della geometria del rilevato le dimensioni degli elementi sono state fissate portando in conto la corretta trasmissione dei segnali sismici all'interno del rilevato.

La discretizzazione del dominio deve garantire che ci siano almeno 5-8 nodi per lunghezza d'onda, con il valore più elevato laddove la geometria della struttura si presenta più irregolare.

A tal fine, lo spessore massimo assegnato agli elementi della diga è stato assegnato rispettando la seguente condizione:

$$h_{\max} = \left( \frac{1}{8} \div \frac{1}{5} \right) \lambda_{\min}$$

Dove  $\lambda_{\min}$  è dato dal rapporto tra la velocità media delle onde di taglio del materiale e la massima frequenza del segnale sismico:

$$\lambda_{\min} = \left( \frac{V_s}{f_{\max}} \right)$$

Per tutti i terremoti, utilizzati nelle analisi condotte con il modello numerico costruito, la frequenza significativa massima non supera mai gli 8hz.

Per i terreni di fondazione gli elevati valori di  $V_s$  (superiori a 1300 m/s), stimati tramite le prove cross hole condotte in sito dopo il sisma dell'80, hanno permesso di utilizzare per la fondazione una discretizzazione poco fitta assumendo  $H_{\max} = 20$  metri.

Per i terreni costituenti i fianchi ed il nucleo i valori minimi delle velocità delle onde di taglio, la cui stima viene discussa nel paragrafo successivo, sono rispettivamente 300m/s e 250 m/s. Pertanto per il nucleo ed i fianchi si è resa necessaria una discretizzazione più fitta e si è assunto quindi  $H_{\max} = 5$  metri.

Sotto la fondazione della diga è stata inclusa nel modello numerico una fila di elementi modellata come un mezzo monofase a comportamento elastico lineare. Per il suo esiguo spessore e l'elevata rigidità assegnata, tale striscia non gioca alcun ruolo nell'analisi statica ma permette di attivare gli elementi assorbenti (paraxial element) per la dissipazione dell'energia immagazzinata.

#### 4.1.2 -MODELLAZIONE INTERAZIONE TRA LE FASI

Per quanto riguarda la modellazione dell'interazione tra le fasi nei vari elementi della diga, nei materiali del nucleo e della fondazione è stato associato un comportamento accoppiato bifase, mentre ai materiali dei fianchi è stato assegnato un comportamento di tipo disaccoppiato. Infatti, l'elevata permeabilità di questi ultimi consente di ritenere risolto a priori il problema idraulico e di modellare con un approccio monofase lo scheletro solido.

A tutti i materiali del corpo diga, sia quelli modellati con un approccio accoppiato che quelli con un approccio disaccoppiato, è stata associata la legge elasto-plastica di Hujeux.

### 4.1.3 definizione DEI PARAMETRI DEL MODELLO

In conformità con quanto si verifica per la maggior parte delle dighe in terra costruite in Italia negli anni sessanta e settanta, la caratterizzazione meccanica realizzata all'epoca della costruzione sui materiali della diga di Conza è decisamente insufficiente a quantificare i parametri di modelli previsionali di tipo avanzato. Le prove eseguite nel periodo del progetto e della costruzione infatti forniscono solo le proprietà intrinseche dei materiali da costruzione, le proprietà di stato del materiale costipato e alcune proprietà meccaniche di base. Le principali problematiche incontrate, per lo svolgimento delle analisi, sono state, infatti, legate alle definizioni dei parametri del modello costitutivo di Hujieux adottato.

Alla legge elasto-plastica di Hujieux sono associati 23 parametri:

$K_{ref}, G_{ref}, n$	parametri elastici
$P_{c0}, \beta, \varphi, d$	parametri di stato critico
$a, b, a_{cyc}$	parametri di incrudimento deviatorico
$c, c_y$	parametri di incrudimento isotropo
$r_k^{el}, r_k^{hys}, r_k^{mob}, r_4^{el}, m$	parametri dei domini di comportamento in campo ciclico

In fase di definizione quantitativa di tali parametri, il loro numero è stato ridotto a 17 attraverso l'ipotesi che i meccanismi deviatorici associati ai tre cerchi principali di Mohr avessero gli stessi raggi delimitanti in campo ciclico la regione elastica, isteretica e mobilizzata.

Nel seguito si presenteranno le procedure con le quali sono stati ricavati i parametri dei diversi materiali costituenti il corpo del rilevato.

## Nucleo

Per il nucleo oltre le proprietà intrinseche e di stato, ricavate dalle prove di sito condotte durante i lavori di costruzione (Par.3.1.3.1) , si avevano a disposizione delle prove dilatometriche condotte su 7 verticali della diga ed una prova di compressione edometrica, condotta su di un provino prelevato in sito, dopo l'evento sismico del 1980, ad una profondità di prelievo da 1,7 a 2,3 m.

Non si avevano, quindi, a disposizione prove che permettessero di stimare la rigidezza a taglio a piccoli livelli deformativi ( $G_0$ ). Da studi di letteratura (Pagano, Mancuso, Sica 2008) si è osservato, tuttavia, che i valori medi di  $G_0$  per i materiali costituenti il nucleo di una diga in terra si attestano intorno ai 150Mpa. Ricavando dal modello numerico, quindi, la pressione di confinamento nella zona centrale del nucleo pari a  $P=0.35\text{Mpa}$ , si è potuto ricavare il valore del modulo di rigidezza a taglio del materiale ad 1Mpa ( $G_{ref}$ ) dalla relazione:

$$G = G_{ref} \left( \frac{P}{P_{ref}} \right)^n$$

Assumendo  $n$  pari a 0,6, da valori di letteratura, si ottiene  $G_{ref}= 280\text{Mpa}$ . Assumendo, inoltre,  $\nu$  pari a 0.3 si ricava  $K_{ref}$  uguale a 460 Mpa.

Per ricavare, invece, i parametri di incrudimento deviatorico  $a$  e  $b$  si è creato un apposito script di Matlab che permettesse di simulare una prova edometrica condotta su di un provino di terreno modellato con la legge costitutiva di Hujeux. Inseriti i valori carichi-cedimenti della prova edometrica realmente condotta sul provino e fissati dei valori di letteratura, per tutti i 17 parametri del modello costitutivo, il programma fa variare esclusivamente i valori dei parametri  $a$  e  $b$  al fine di ridurre lo scarto quadratico medio tra le curve  $(\epsilon_v - \sigma_v)$  della prova edometrica simulata e della prova edometrica reale. Il programma si arresta nel momento in cui non si osservano più significative riduzioni dello scarto quadratico medio tra le due curve. (vedi Fig. 4.2 .)

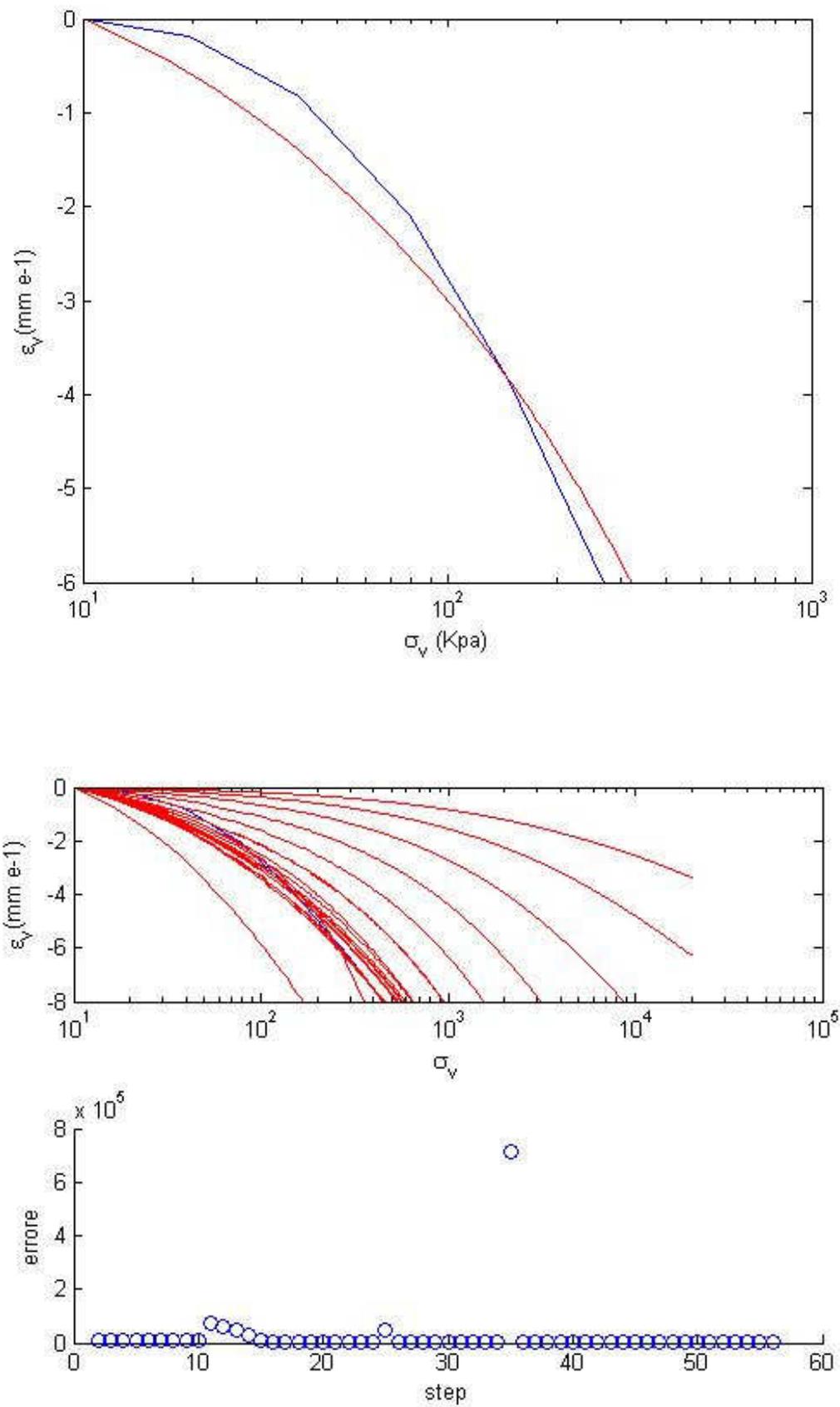


Fig.4.2 Simulazione prova edometrica sui materiali del nucleo

L'angolo di attrito è stato ricavato mediante le correlazioni empiriche tra indice di plasticità e l'angolo di attrito efficace (Fig.4.3 Jamiolkowski et al. 1979). Essendo l'angolo di attrito dei terreni costituenti il nucleo pari a  $I_p=20\%$  si ricava un angolo di attrito efficace di  $30^\circ$ .

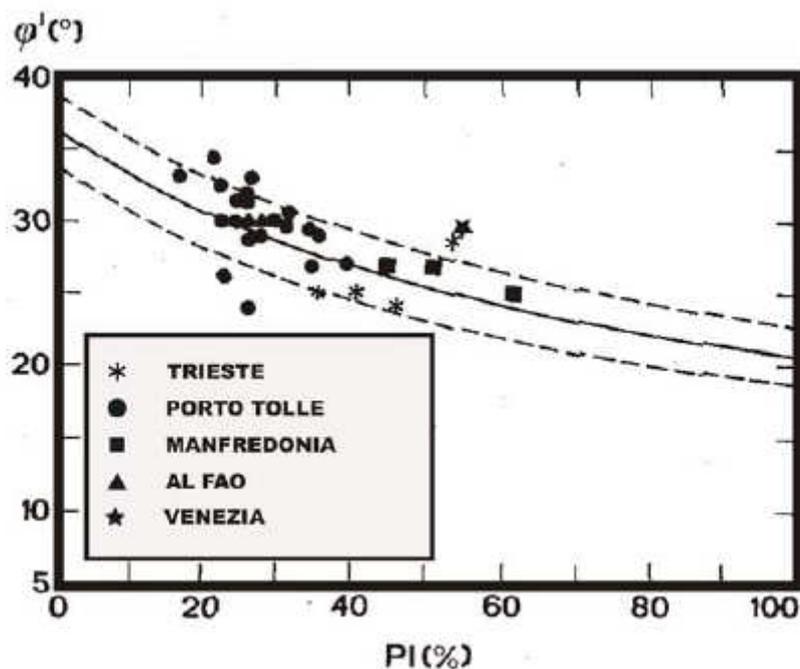


Fig.4.3 Valori indicativi dell'angolo di attrito efficace  $\phi'$  in funzione dell'indice di plasticità per terreni coesivi (Jamiolkowski et al. 1979).

La permeabilità dei terreni del nucleo è pari a  $K=10E-8\text{cm/s}$ .

Per i restanti parametri sono stati imposti dei valori di letteratura che sono stati fatti variare nel corso della back analysis della diga durante le fasi di costruzione e quando soggetta al sisma del 80.

Nelle fig. 4.4, 4.5, 4.6 sono riportate le curve  $(G/G_0;\gamma)$ ,  $(D;G/G_0)$ ,  $(D;\gamma)$  ottenute simulando, con i parametri definitivi ricavati a tergo della back analysis, una prova triassiale ciclica drenata sui materiali del nucleo.

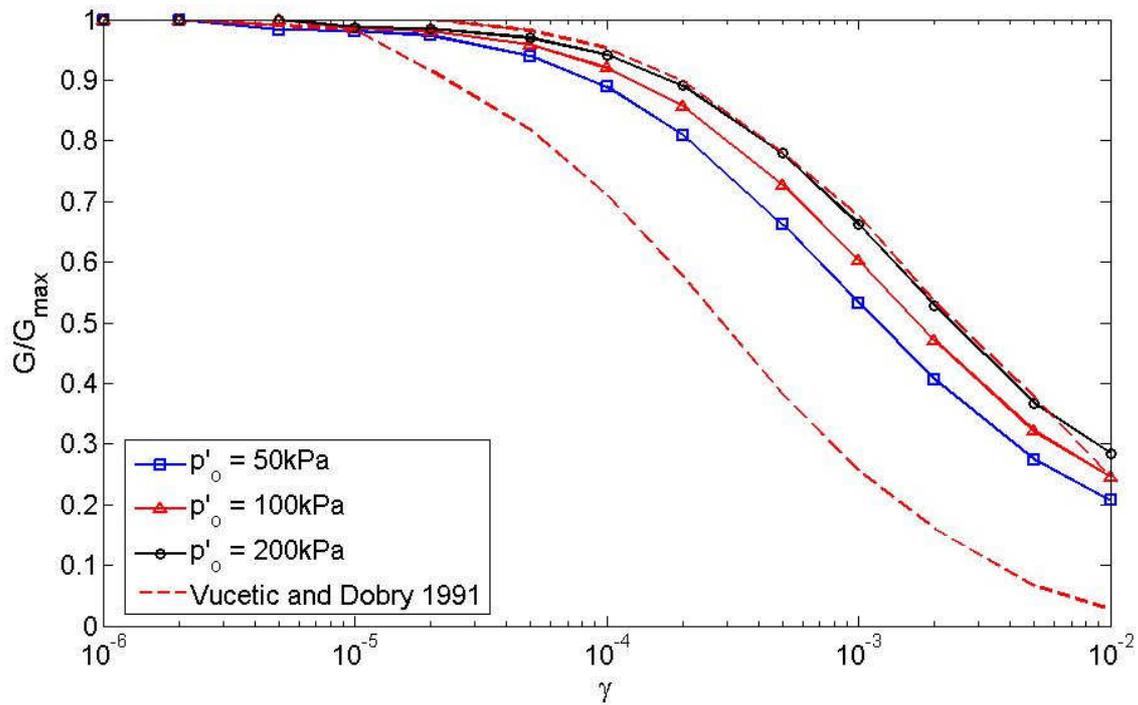


Fig.4.4 Curva ( $G/G_0$ ; $\gamma$ ) – Simulazione prova triassiale ciclica terreni nucleo.

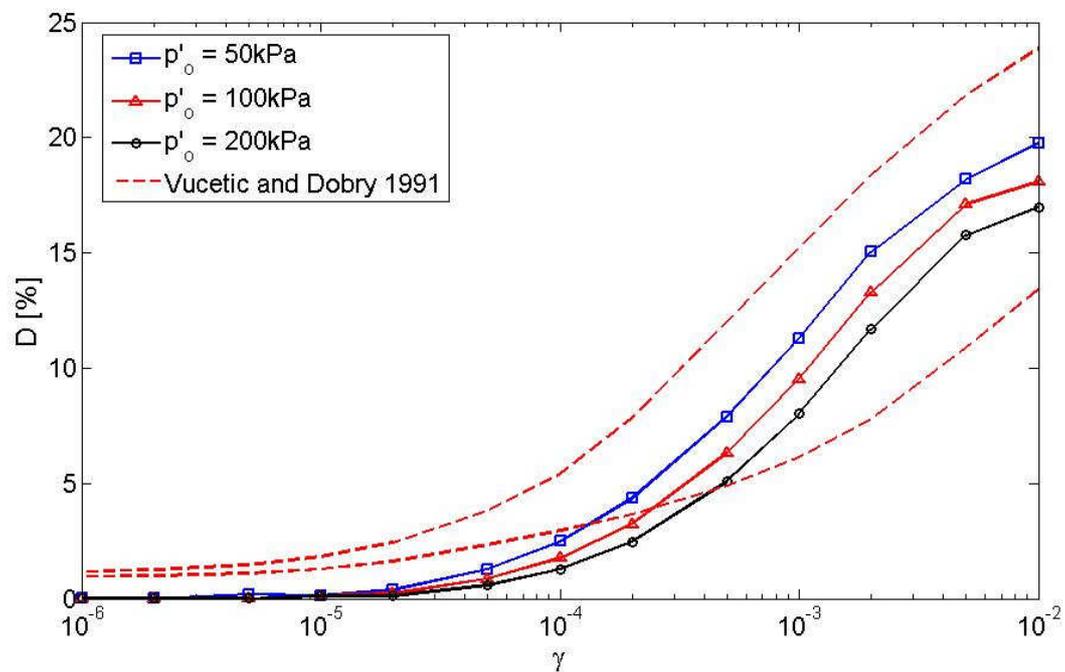


Fig.4.5 Curva ( $D$ ; $G/G_0$ ) – Simulazione prova triassiale ciclica terreni nucleo.

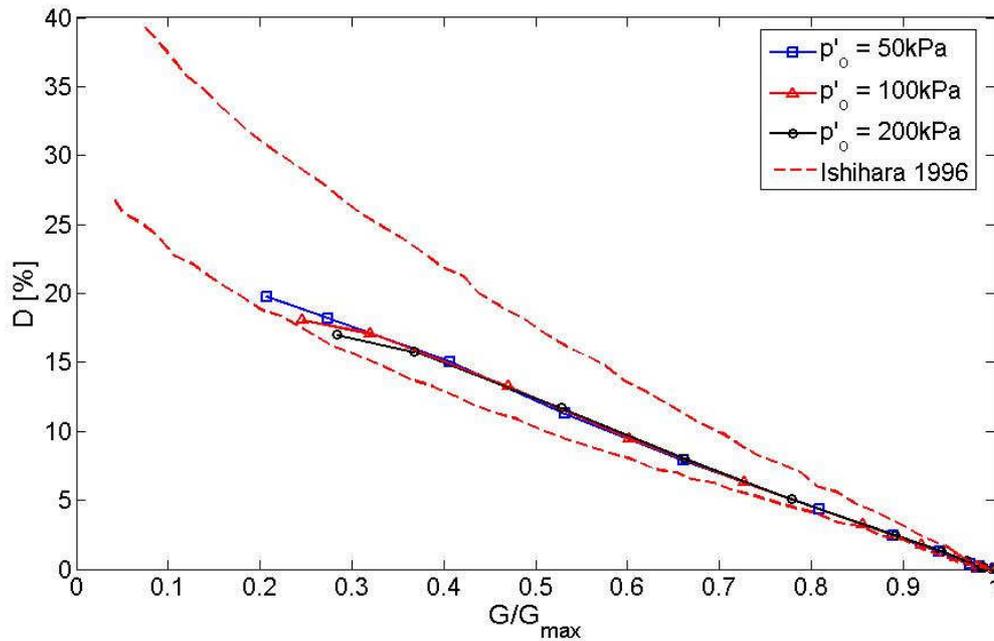


Fig.4.6 Curva (D;γ) – Simulazione prova triassiale ciclica terreni nucleo.

## Fianchi

Per la stima delle caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti i fianchi del rilevato si aveva a disposizione, unicamente, la prova geofisica condotta in sito con il sistema minivib durante lo svolgimento del presente lavoro di ricerca.

Tale prova è stata utilizzata per la stima dei parametri di rigidezza a bassi livelli deformativi.

Interpretando i risultati delle analisi numeriche, in cui veniva back analizzata la risposta della diga soggetta all'input sismico generato dal sistema Minivib (Pr. 3.1.4.2), si è stimato per i terreni costituenti i fianchi del rilevato un modulo di Young medio a bassi livelli deformativi pari a  $E_{0=550}$  Mpa.

Si è ipotizzato, quindi, che tale valore medio venga raggiunto all'interno dei fianchi ad un'altezza pari a 20 m, ovvero pari alla metà dell'altezza della diga. Conducendo poi delle analisi numeriche di simulazione della costruzione del rilevato, con dei parametri di primo tentativo dei materiali costituenti lo sbarramento, è stato possibile stimare la pressione media efficace a 20 m.

Assumendo quindi una legge di variazione per  $E_0$ .

$$E = E_{ref} \left( \frac{P}{P_{ref}} \right)^n$$

dove  $p_{ref}$  è la pressione di confinamento ad 1 Mpa, è stato possibile ricavare  $E_{ref}$ .

Imponendo  $\nu=0.3$  si sono ottenuti valori di  $G_{ref}$  e  $k_{ref}$  rispettivamente pari a 324 e 724 Mpa.

La permeabilità dei terreni dei fianchi è pari a  $K=10E-3\text{cm/s}$ .

Non avendo a disposizione ulteriori prove di sito o di laboratorio sui terreni dei fianchi per gli ulteriori parametri del modello costitutivo sono stati imposti dei valori di letteratura che sono stati fatti variare durante lo svolgimento delle back analysis.

## Fondazione

Per i terreni di fondazione le prove a disposizione erano le prove cross hole realizzate in sito dopo il sisma del 1980 ed una prova edometrica condotta su un campione prelevato in sito ad una profondità di un metro, in data gennaio 1986.

Si è risalito alla rigidezza a taglio a piccoli livelli deformativi ( $G_0$ ) attraverso i valori delle velocità delle onde di taglio ricavate in sito mediante le prove cross hole.

I valori di  $V_s$  stimati sono molto elevati e variano da 1300 m/s a 1800m/s. A vantaggio di sicurezza  $G_0$  è stato ricavato mediante la ben nota relazione

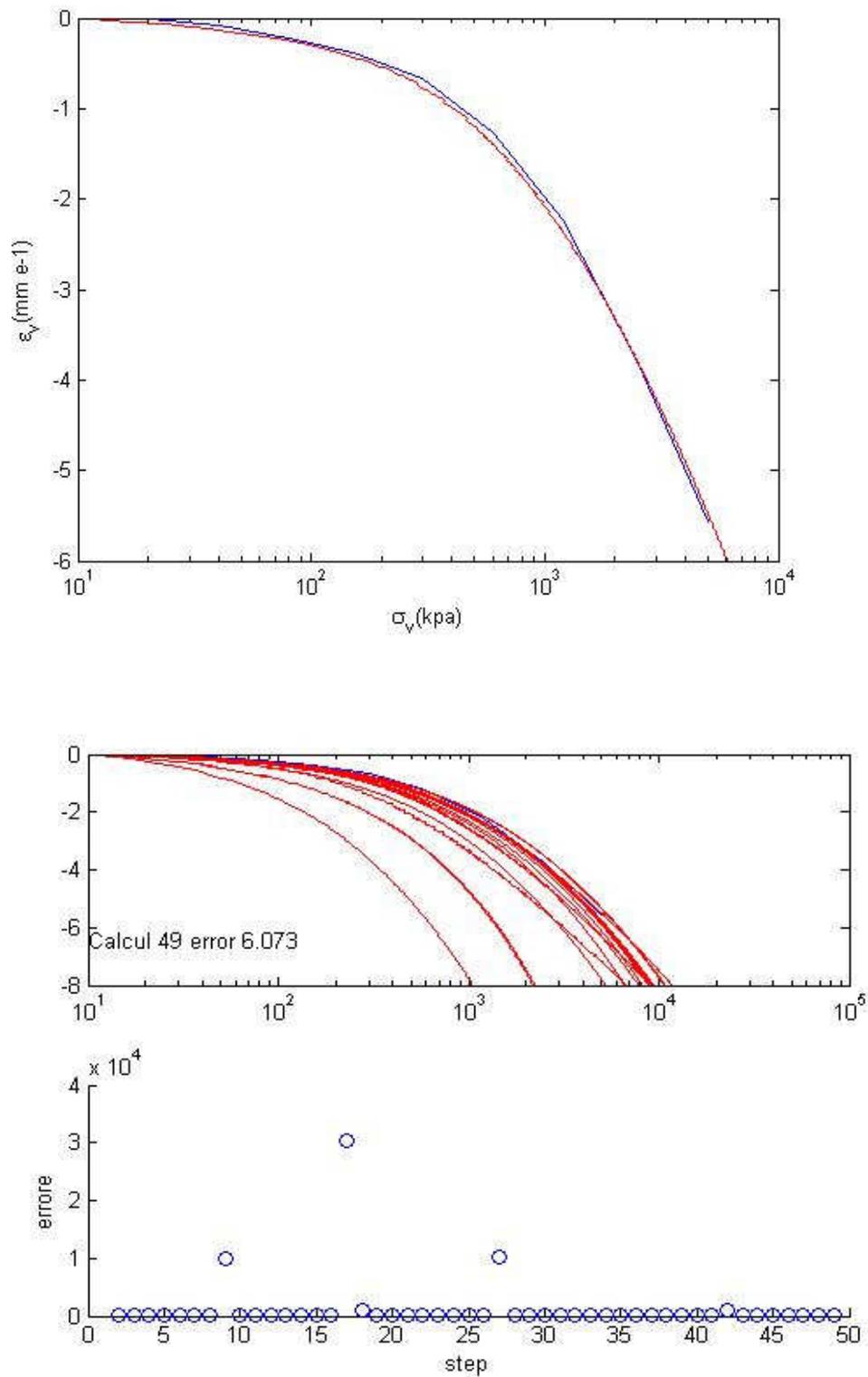
$$G_0 = \rho V_s^2$$

assumendo  $V_s$  pari a 1300 m/s.

Il valore della densità  $\rho$ , indicato nella relazione della prova edometrica, è  $\rho = 2\text{g/cm}^3$ . Si ricava, pertanto,  $G_0$ . Si è assunto, inoltre,  $G_0=G_{ref}$  e si è assunto un valore costante con la profondità imponendo il parametro elastico del modello di Hujoux  $n$  uguale a 0.

Anche per i terreni di fondazione i parametri di incrudimento deviatorico  $a$  e  $b$  sono stati ricavati attraverso il programma, scritto in Matlab, di simulazione di una prova edometrica utilizzato per i

terreni del nucleo ed illustrato in precedenza(fig 4.7).



**Fig.4.11** Simulazione prova edometrica sui materiali costituenti la fondazione.

L'angolo di attrito è noto ed è pari a  $\phi' = 20$ .

Per i restanti parametri sono stati imposti dei valori di letteratura che sono stati fatti variare nel corso della back analysis .

In fig.4.8,4.9,4.10 sono riportate le curve  $(G/G_0; \gamma)$ ,  $(D; G/G_0)$ ,  $(D; \gamma)$  ottenute simulando, con i parametri ricavati, una prova triassiale ciclica drenata sui materiali della fondazione.

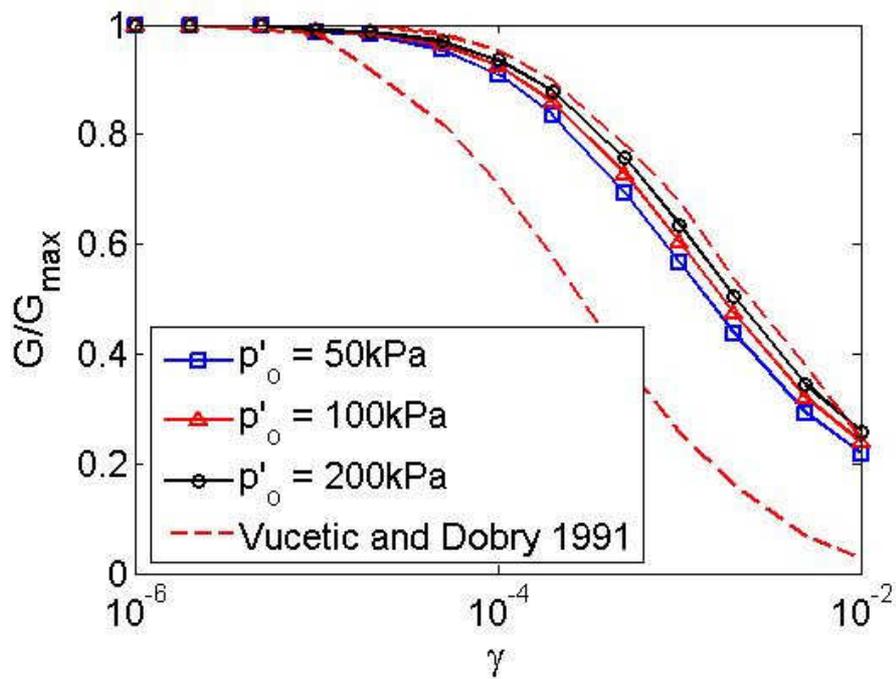


Fig.4.8 Curva Curve  $(G/G_0)$  – Simulazione prova triassiale ciclica terreni costituenti la fondazione.

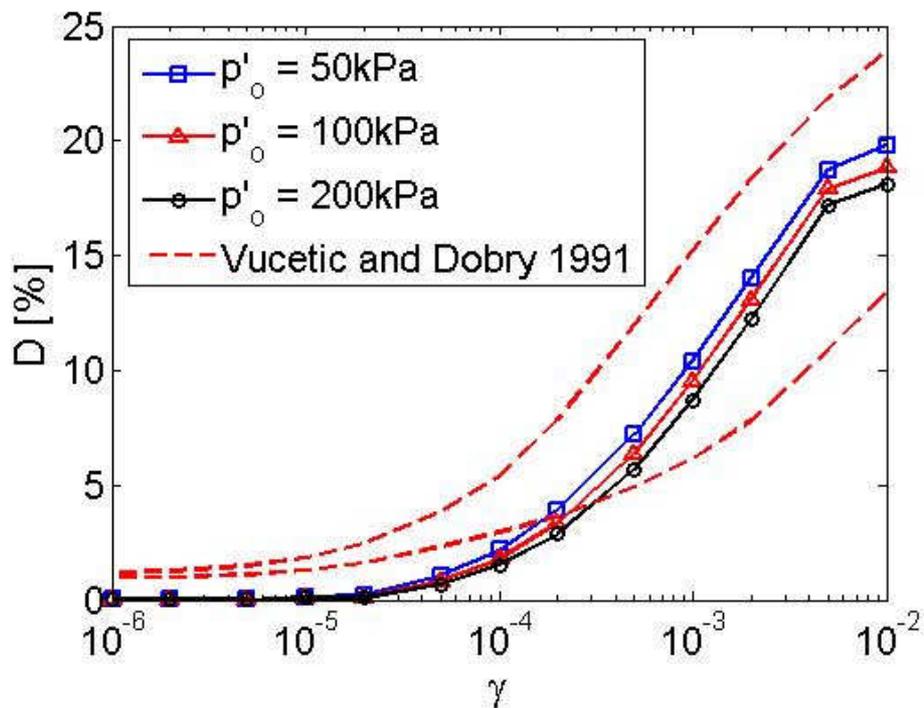


Fig.4.9 Curva  $(D;G/G_0)$  – Simulazione prova triassiale ciclica terreni costituenti la fondazione.

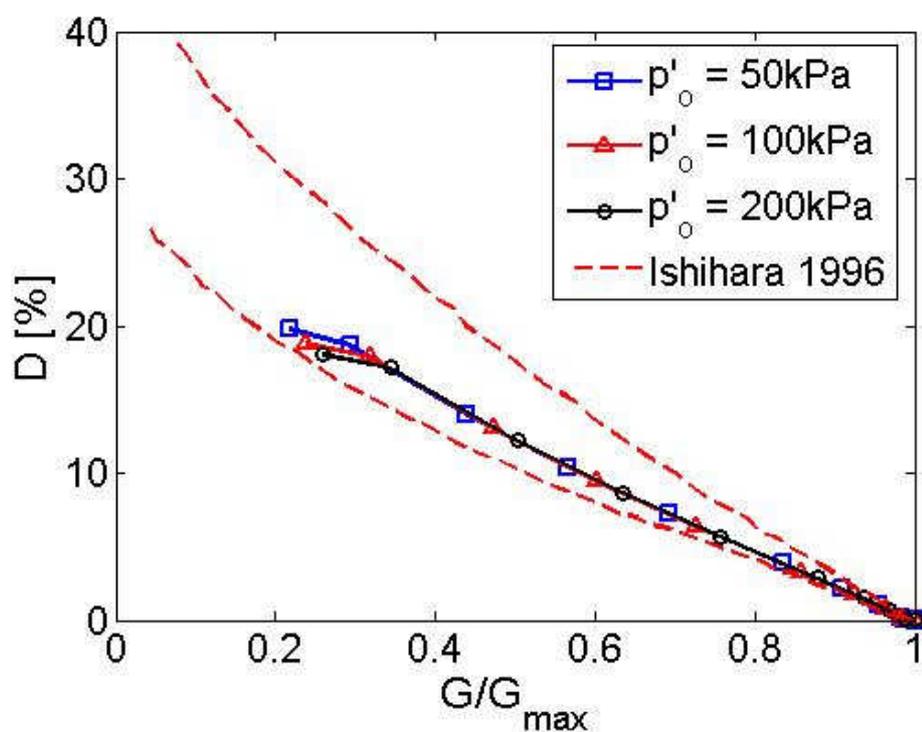


Fig.4.10 Curva  $(D;\gamma)$  – Simulazione prova triassiale ciclica terreni costituenti la fondazione.

## Filtri

Per ridurre le variabili in gioco, ai filtri sono stati assegnati gli stessi parametri costitutivi del materiale da nucleo poiché in virtù del loro esiguo spessore, si è ritenuto ragionevole ipotizzare una scarsa influenza di tali elementi sul comportamento meccanico della diga. Dal punto di vista idraulico, tuttavia, essi sono stati caratterizzati da un valore del coefficiente di permeabilità  $K=10E-3\text{cm/s}$ .

#### 4.1.4 – MODELLAZIONE PROBLEMA STATICO E DINAMICO

Le analisi numeriche della diga di Conza della Campania comprendono le seguenti fasi:

- costruzione della parte del rilevato realizzata prima del sisma del 1980
- evento sismico del 1980
- consolidazione del rilevato prima della ripresa dei lavori
- ripresa della costruzione dello sbarramento
- primi invasi sperimentali
- fase stazionaria sino a febbraio 2008

Nei successivi paragrafi verranno illustrate più nello specifico le singole fasi di analisi.

##### 4.1.4.1 Modellazione fasi di costruzione

Nella simulazione numerica delle due fasi di costruzione del rilevato è stata rispettata la reale storia temporale di costruzione dell'opera. A ciascuno step temporale è stato fatto corrispondere l'attivazione di una fila di elementi.

La seconda fase di costruzione è stata condotta in perfetta sequenza logica con la fase di simulazione del sisma del 1980.

Nel codice Gefdyn è implementata una procedura di attivazione degli strati che si articola in due fasi: una fase non drenata, in cui il peso proprio dello strato viene applicato in un arco temporale brevissimo ed una fase di consolidazione la cui durata corrisponde a quella effettiva di posa in opera dello strato desunta dall'andamento delle quote del rilevato nel tempo.

La procedura di attivazione dei vari strati è quella del *dense liquid method*, in cui il comportamento del materiale è assimilato a quello di un liquido dotato di peso proprio ma privo di rigidità flessionale. Quest'ultima, opportunamente annullata durante l'attivazione dello strato corrente, viene ripristinata al momento dell'attivazione dello strato successivo. In questo modo l'analisi riesce a riprodurre con un ridotto numero di strati la reale deformata flessionale di una struttura che, nella realtà, viene posta in opera con un numero elevato di strati di modestissimo spessore, al massimo 1 metro.

#### 4.1.4.2 Modellazione sisma del 1980

Per analizzare il comportamento della diga di Conza della Campania soggetta al sisma del 1980 si è utilizzato come segnale di input l'accelerazione registrata al bedrock dalla stazione accelerometrica di Calitri .

E' stato possibile utilizzare il segnale registrato a Calitri poiché le distanze dall'ipocentro della diga di Conza e della stazione di Calitri erano approssimativamente le stesse, rispettivamente 19.5 e 22.7 km. Si è ritenuta pertanto valida l'ipotesi che il segnale subisse la stessa attenuazione.

E' bene inoltre porre l'attenzione sul fatto che quando il terreno viene presentato con un modello discreto, utilizzando la tecnica degli elementi finiti, si presenta il problema di dover rappresentare un dominio indefinito quale il sottosuolo con un modello di dimensioni finite. Rispetto al dominio reale assimilabile ad un semispazio, il modello discretizzato è delimitato da frontiere fittizie che, a rigore, devono riprodurre nel modello matematico le stesse azioni esercitate dal dominio indefinito escluso. Il problema diventa particolarmente delicato quando si analizzano fenomeni dinamici, in quanto le frontiere del modello devono garantire la corretta trasmissione dell'energia al di fuori del dominio discretizzato (condizione radiativa). Nei problemi sismici, inoltre, le frontiere non devono alterare il segnale di input che generalmente viene applicato nei nodi del contorno inferiore del modello. Ai fini della modellazione numerica di un problema dinamico, le frontiere possono essere classificate assorbenti o non assorbenti a seconda che riproducano o meno la condizione radiativa. Le frontiere locali sono distinte in locali o consistenti a seconda che esse rappresentino in maniera approssimata o esatta la trasmissione energetica verso l'esterno del dominio.

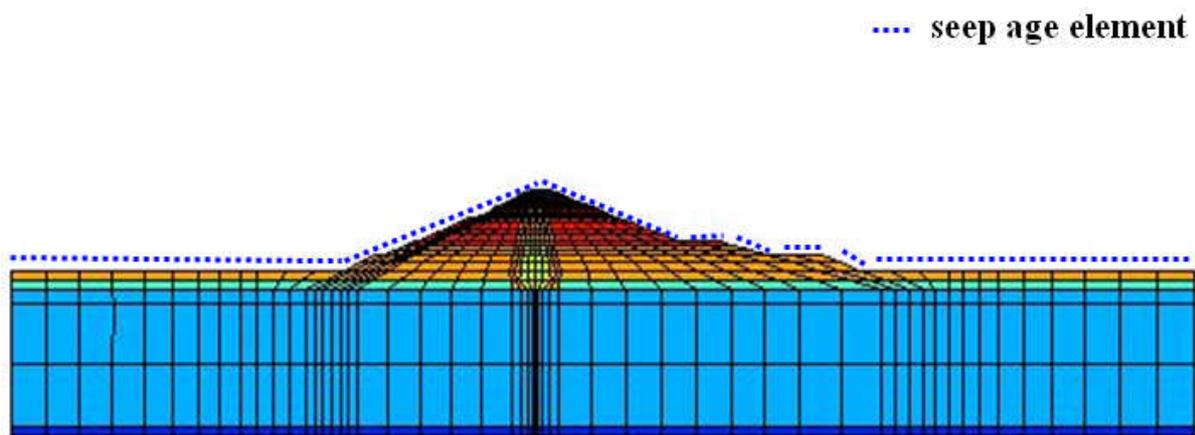
Tra le frontiere locali rientrano anche quelle sviluppate da Engquist e Majada(1977) basate su un'approssimazione matematica, definita approssimazione parassiale, dell'impedenza dinamica all'interfaccia tra il dominio e quello indefinito escluso dal modello. Il grado di accuratezza con cui le frontiere parassiali riproducono la condizione radiativa dipende dall'ordine di approssimazione adottato nell'espressione dell'impedenza dinamica lungo la frontiera.

Nelle analisi sismiche condotte, nell'ambito del presente lavoro di ricerca, sulla diga di Conza della Campania, la condizione radiativa alle frontiere del modello viene imposta attraverso gli elementi assorbenti parassiali di ordine zero (PARAXIAL ELEMENT).

#### 4.1.4.3 Modellazione fasi di invaso

Al fine di simulare le condizioni idrauliche al contorno sono stati utilizzati gli elementi seepage presenti nella libreria degli elementi di geodyn.

Questi elementi, a 4 nodi, vengono disposti lungo i contorni della geometria dello sbarramento e permettono di imporre la quota di invaso attribuendo il livello della superficie bagnata del rilevato ad uno specifico nodo esterno degli stessi (Fig.4.11).



**Fig.4.11** Elementi interfaccia idraulica

Anche nella simulazione numerica delle due fasi di invaso del rilevato è stata rispettata la reale storia temporale di invaso dell'opera. A ciascuno step temporale è stato fatto corrispondere l'attivazione di una fila di elementi.

#### 4.1.5 – RISULTATI ANALISI A RITROSO

Dopo aver definito dei parametri del modello costitutivo di Hujoux, questi sono stati fatti variare nel corso dell'analisi a ritroso fin quando i risultati numerici non hanno confermato i dati del monitoraggio in sito.

Le grandezze su cui è stato basato il confronto tra i risultati dell'analisi e quelli del monitoraggio sono stati i cedimenti verticali del corpo del rilevato.

Lo strumento di monitoraggio utilizzato è stato l'assestometro a sonda posizionato in asse al nucleo del rilevato lungo la terza sezione strumentata.

I risultati del modello numerico matematico, con il set definitivo dei parametri costitutivi, ha evidenziato un accordo soddisfacente tra previsione e misure.

Si è pertanto giunti alla conclusione che il modello matematico numerico così definito fornisce un'appropriata rappresentazione dell'opera.

In Fig.4.12, 4.13,4.14 sono rappresentati i confronti tra i cedimenti registrati in sito in asse al nucleo lungo la sezione 3 ed i cedimenti calcolati attraverso il modello numerico, alla fine della prima fase di costruzione, dopo il sisma del 1980 ed alla fine delle costruzioni dell'opera.

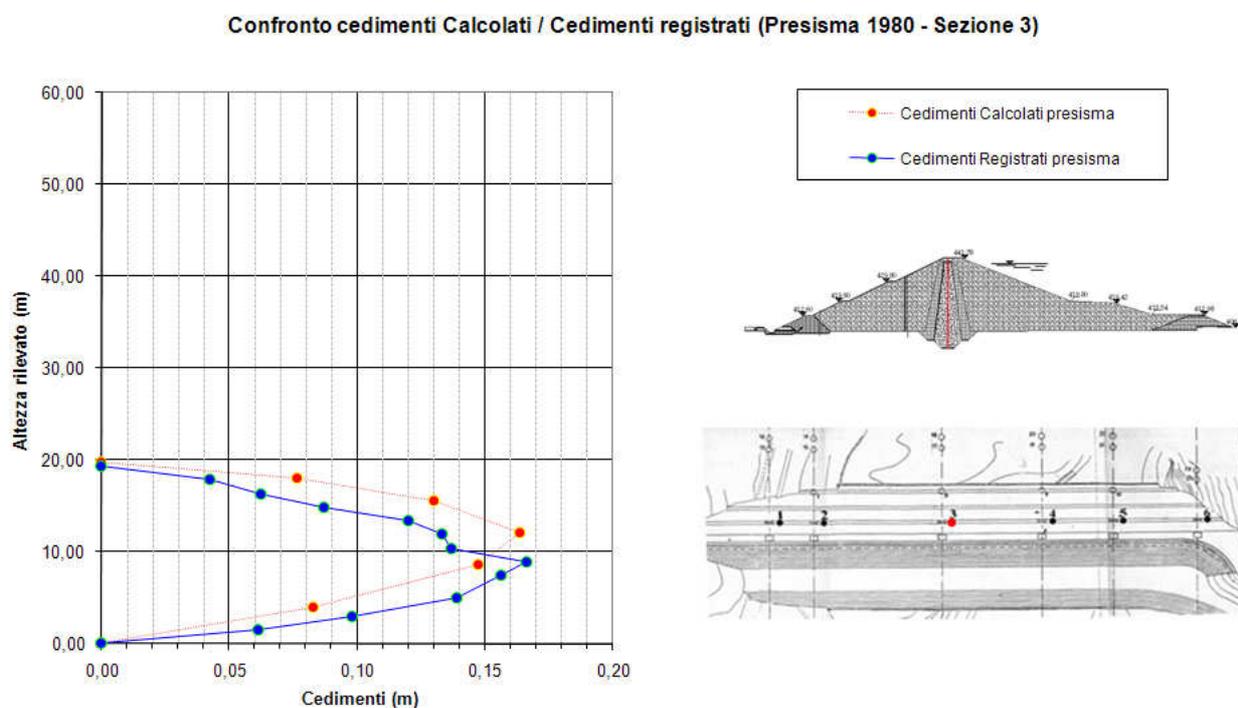


Fig.4.13 Cedimenti registrati e calcolati – fine prima fase di costruzione – geometria attuale.

Confronto cedimenti Calcolati / Cedimenti registrati (Post Sisma - Sezione 3)

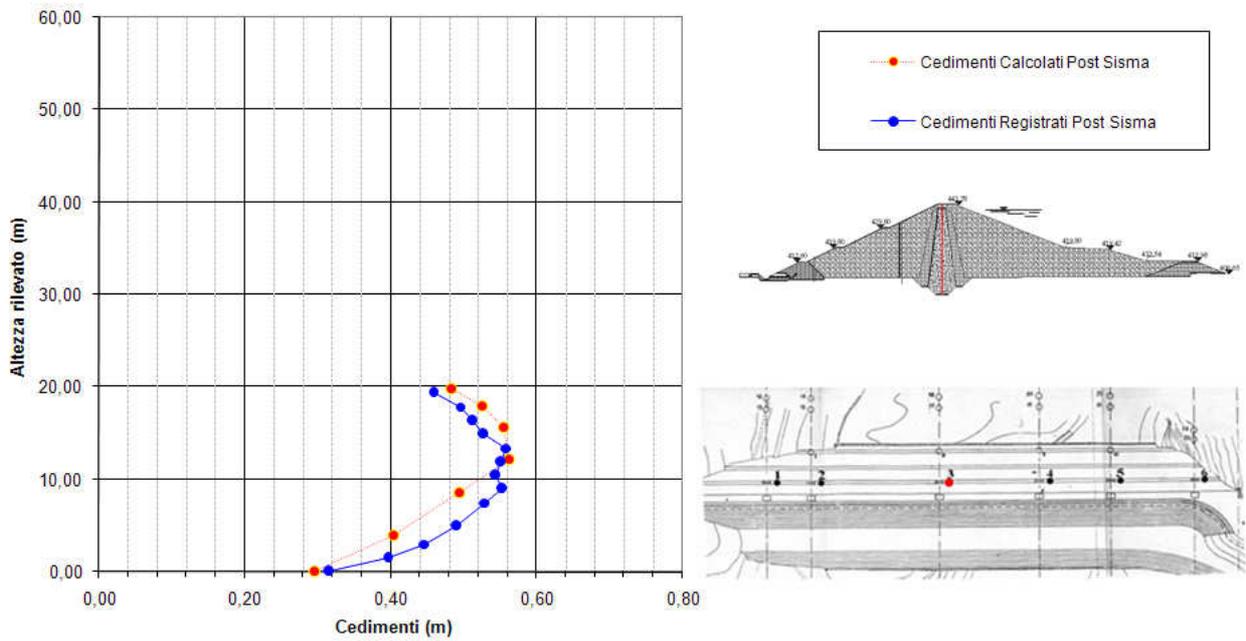


Fig.4.14 Cedimenti registrati e calcolati – post sisma – geometria attuale.

Confronto cedimenti Calcolati / Cedimenti registrati (Sezione 3 fine costruzione)

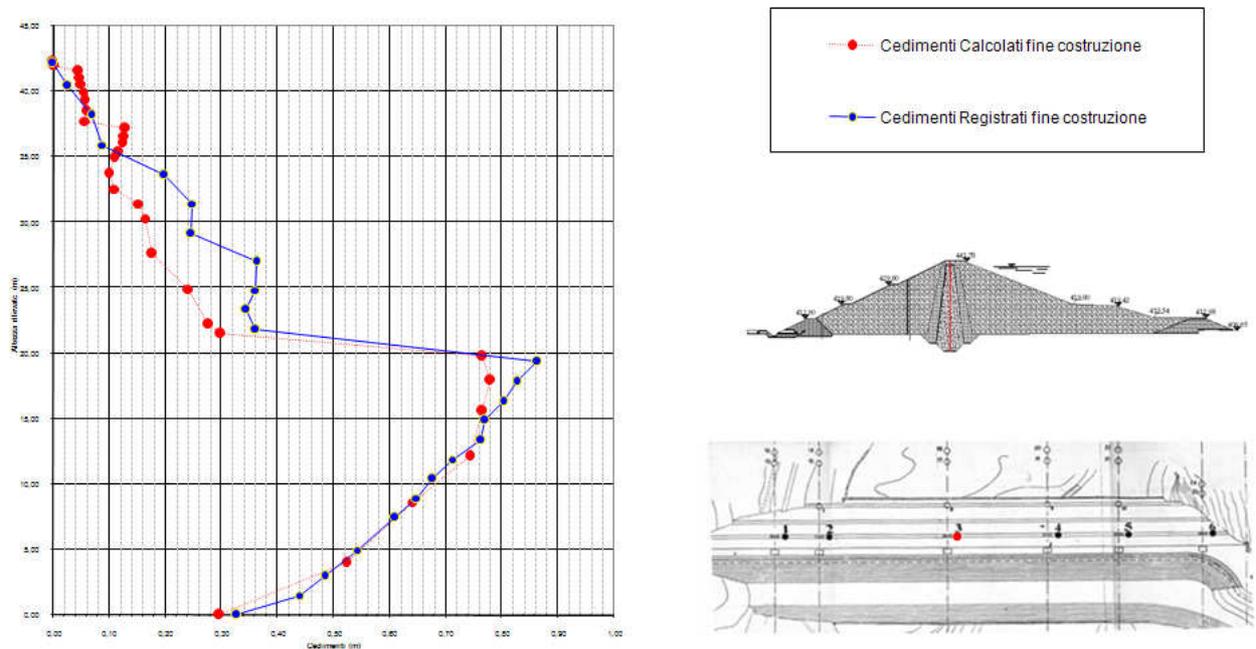


Fig.4.18 Cedimenti registrati e calcolati – fine costruzione – geometria attuale.

## 4.2 - ESTRAPOLAZIONE DEGLI EFFETTI SISMO INDOTTI A FASI DIFFERENTI DELLA VITA DELL'OPERA E PER LA GEOMETRIA ORIGINARIA DI PROGETTO

Una volta validato il modello matematico numerico è stato possibile estrapolare gli effetti sismo indotti sulla diga a fasi differenti della vita dell'opera e per la geometria originaria di progetto.

I diversi scenari sismici analizzati sono i seguenti:

- Geometria: *attuale* – Fase di vita: *attuale / diga invasata* – Input sismico: *comp. orizz. sisma irpino.*
- Geometria: *attuale* – Fase di vita: *attuale / diga invasata* – Input sismico: *comp. orizz. + vert. sisma irpino.*
- Geometria: *attuale* – Fase di vita: *attuale / diga non invasata* – Input sismico: *comp. orizz. sisma irpino.*
- Geometria: *attuale* – Fase di vita: *attuale / diga non invasata* – Input sismico: *comp. orizz. + vert. sisma irpino.*
- Geometria: *attuale* – Fase di vita: *primi invasi sperimentali*– Input sismico: *comp. orizz. sisma irpino.*
- Geometria: *attuale* – Fase di vita: *primi invasi sperimentali* – Input sismico: *comp. orizz. + vert. sisma irpino.*
- Geometria: *attuale* – Fase di vita: *fine costruzione* – Input sismico: *comp. orizz. sisma irpino.*
- Geometria: *attuale* – Fase di vita: *fine costruzione* – Input sismico: *comp. orizz. + vert. sisma irpino.*
- Geometria: *da progetto iniziale* – fase di vita: *attuale / diga invasata* – Input sismico: *comp. orizz. sisma irpino.*
- Geometria: *da progetto iniziale* – fase di vita: *attuale / diga invasata* – Input sismico: *comp. orizz. sisma irpino.*

Dai risultati numerici (fig. 4.15 ; 4.24 ) si possono trarre le seguenti osservazioni:

- Se la diga fosse soggetta ad un sisma durante la fase di vita attuale , i cedimenti che l'opera avrebbe avuto se fosse stata costruita seguendo il progetto iniziale in luogo del progetto rivisto dopo il sisma dell'80 sarebbero stati maggiori. Ciò a conferma del fatto che le norme tecniche introdotte dopo il terremoto irpino erano più cautelative delle norme vigenti precedentemente.
- Il modello matematico restituisce cedimenti minori se come input sismico si utilizza esclusivamente la componente orizzontale del sisma in luogo di entrambi le componenti orizzontali e verticali del terremoto.
- Il modello matematico restituisce cedimenti minori applicando il sisma durante la fase di vita attuale rispetto al caso in cui il sisma viene applicato alla fine della costruzione dell'opera o dopo i primi invasi sperimentali. Ciò è dovuto al fatto che si utilizza una legge costitutiva che modella l'incrudimento del terreno. I cedimenti dovuti alle fasi di invaso ed al processo di consolidazione determinano, infatti, un irrigidimento dei terreni costituenti il rilevato. Ciò è ulteriormente confermato dal confronto tra i cedimenti che si avrebbero durante la fase attuale di vita dell'opera se la stessa fosse stata invasata o meno. Il modello restituisce dei cedimenti maggiori per lo scenario sismico con diga non invasata, ciò perché non si è avuto un irrigidimento dei terreni del rilevato a causa dei cedimenti dovuti all'invaso della diga.

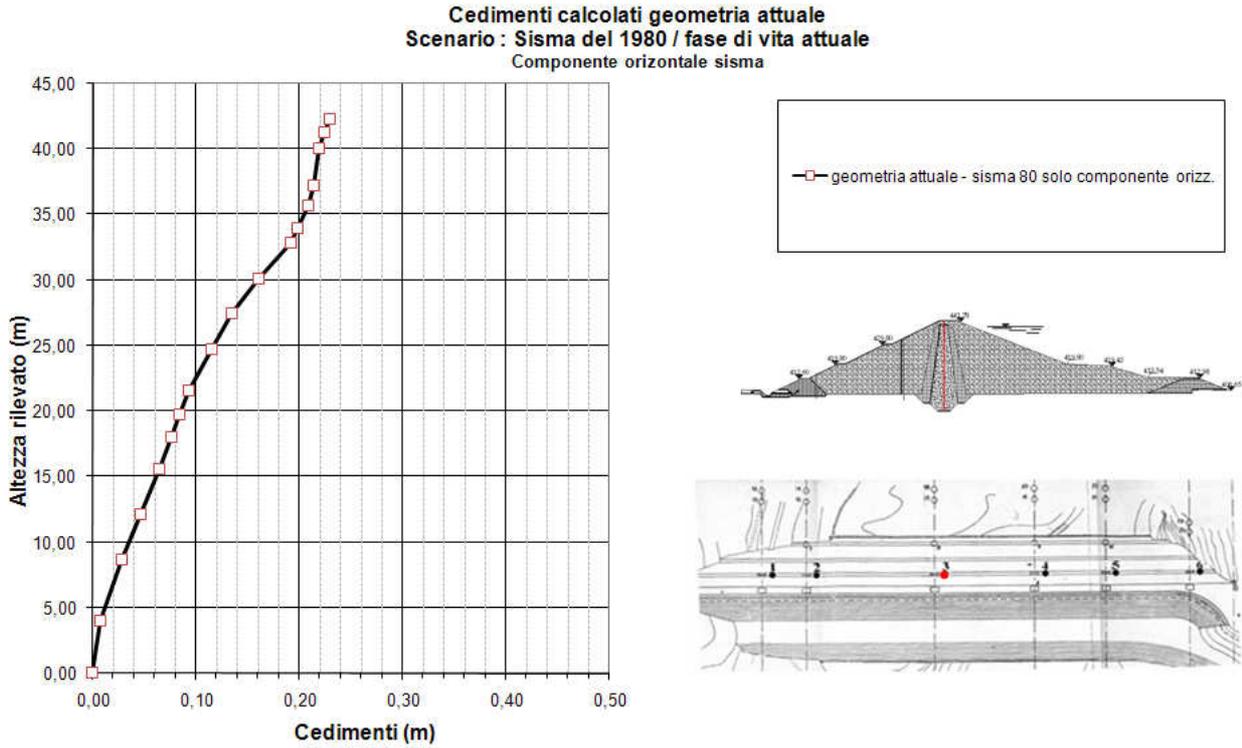


Fig.4.15 Previsioni teoriche scenari sismici non avvenuti nella realtà.

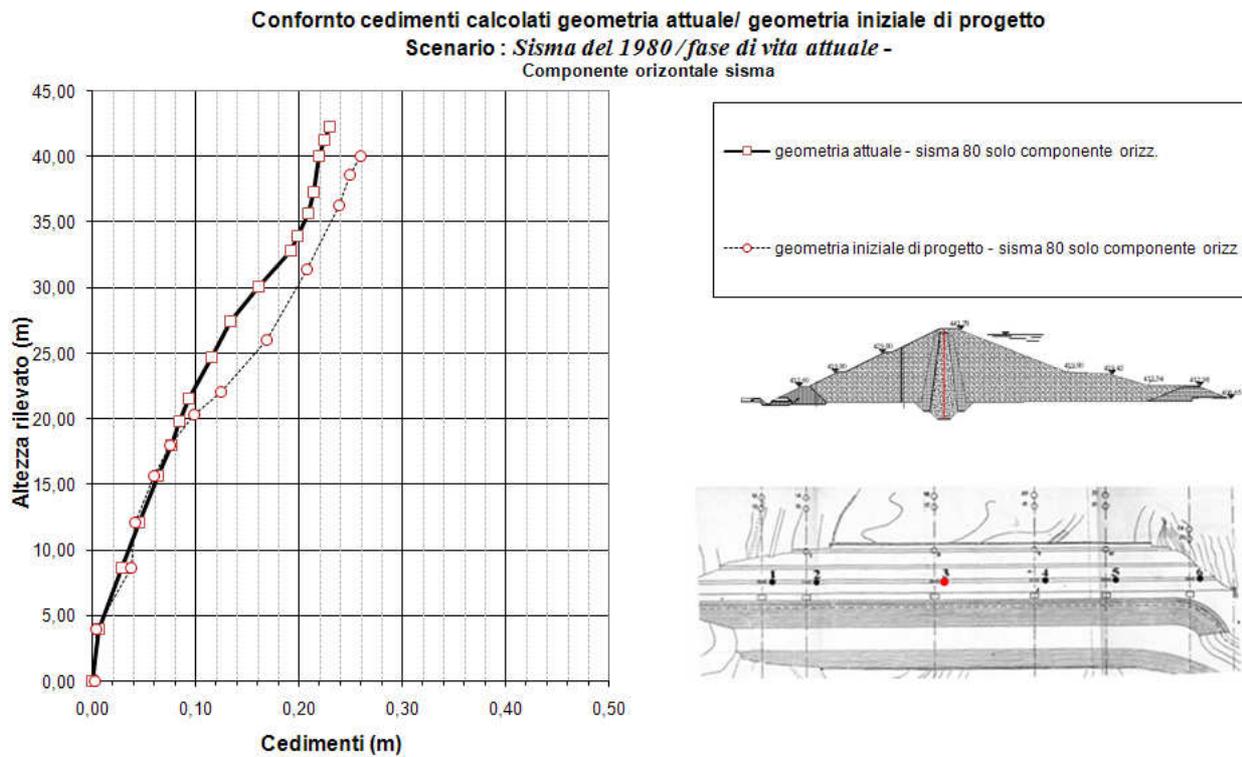


Fig.4.16 Previsioni teoriche scenari sismici non avvenuti nella realtà.

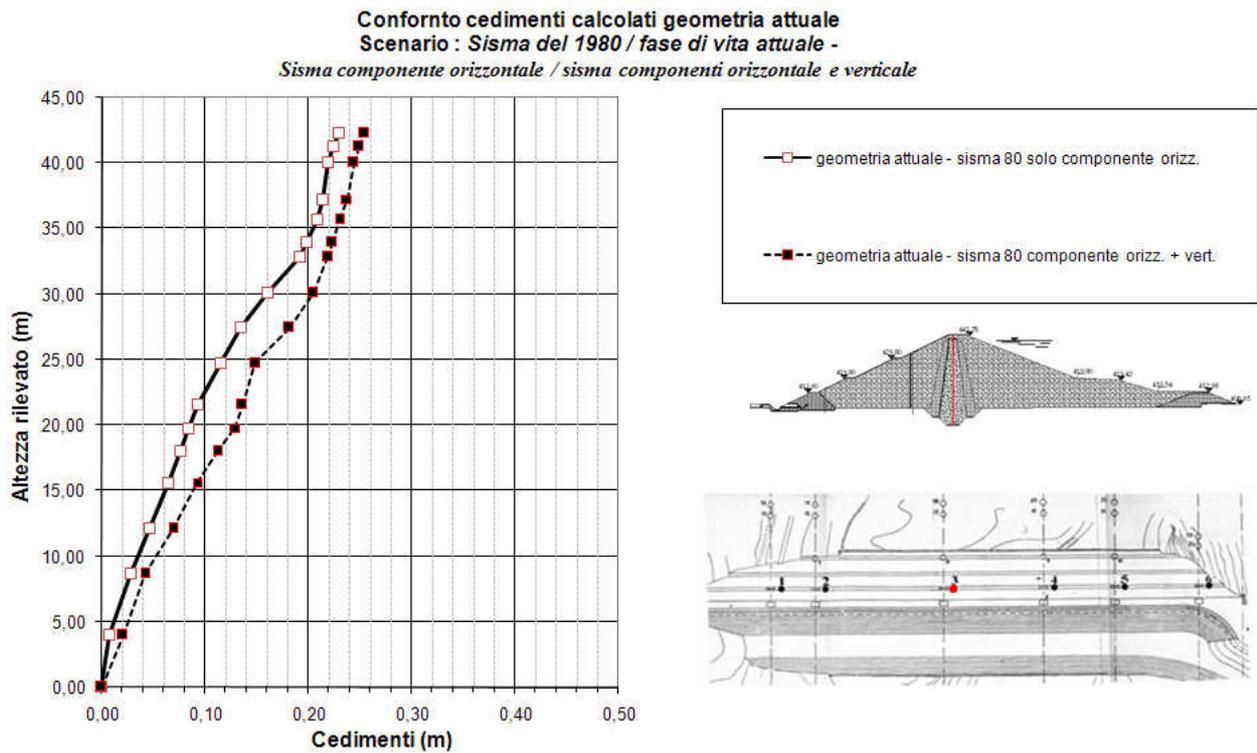


Fig.4.18 Previsioni teoriche scenari sismici non avvenuti nella realtà.

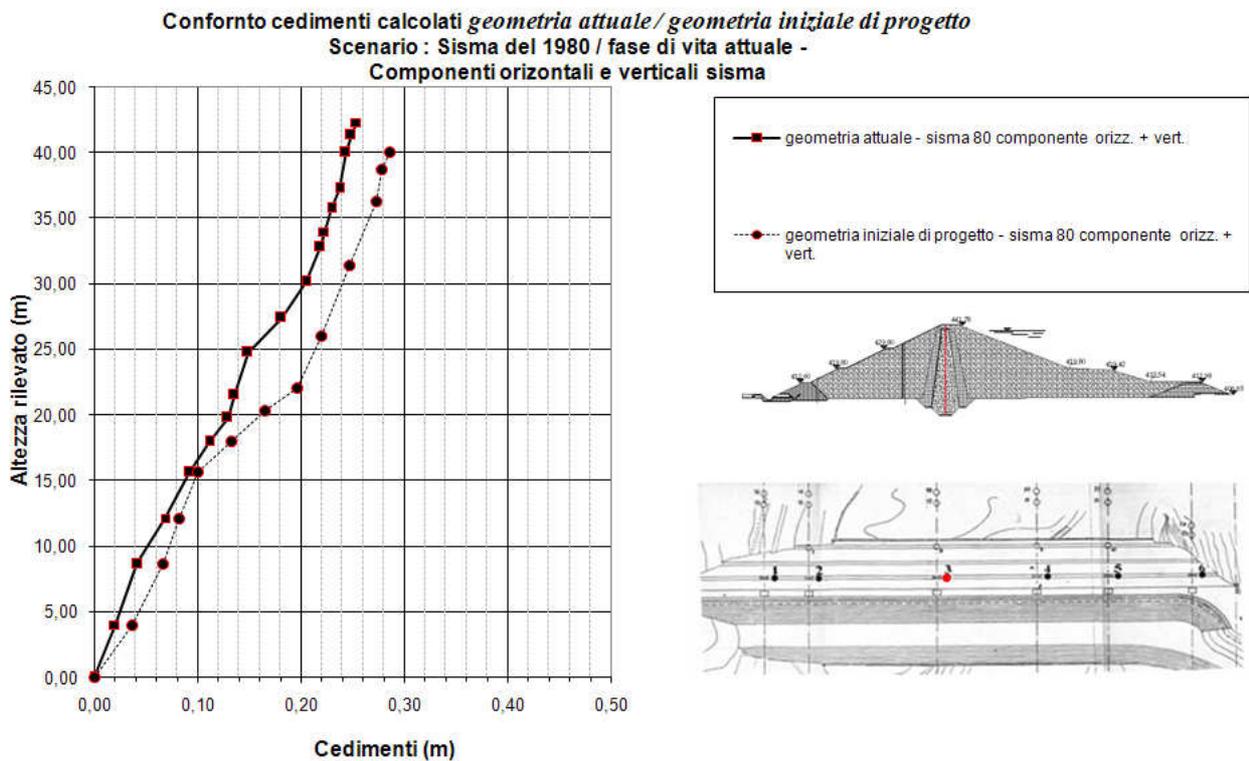


Fig.4.19 Previsioni teoriche scenari sismici non avvenuti nella realtà.

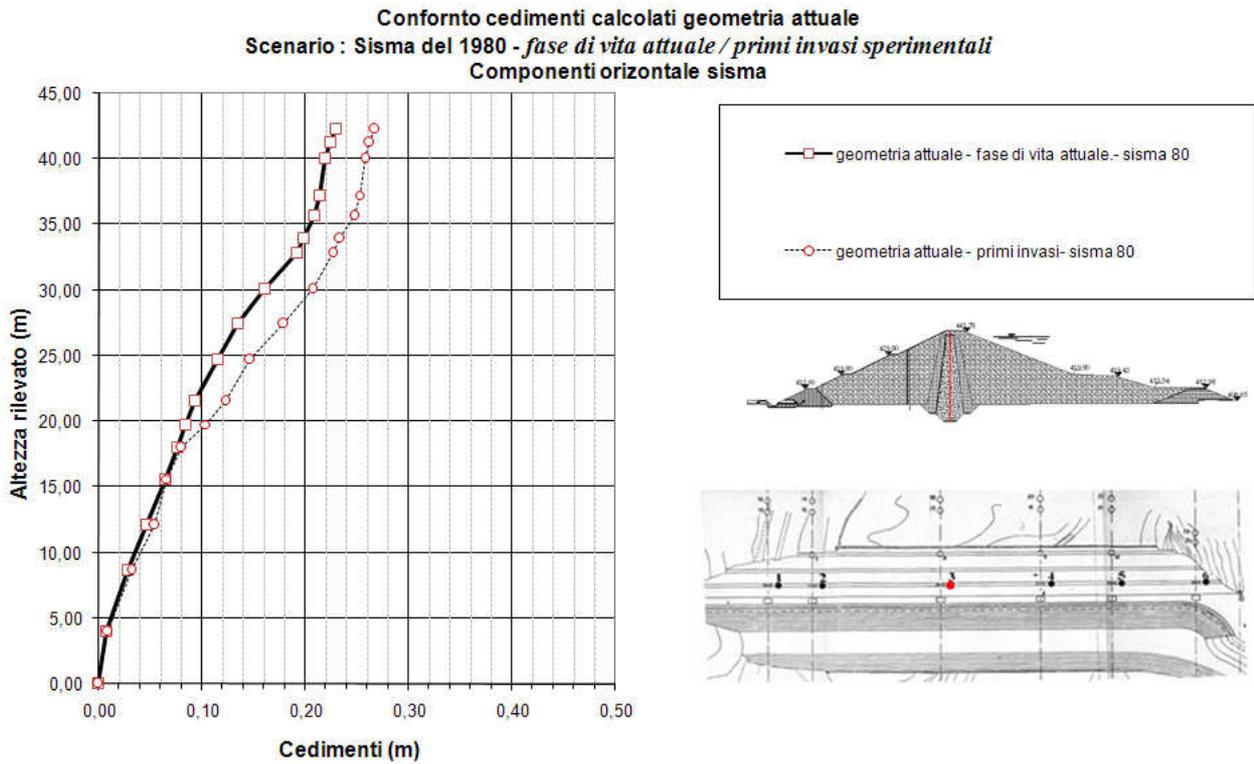


Fig.4.20 Previsioni teoriche scenari sismici non avvenuti nella realtà.

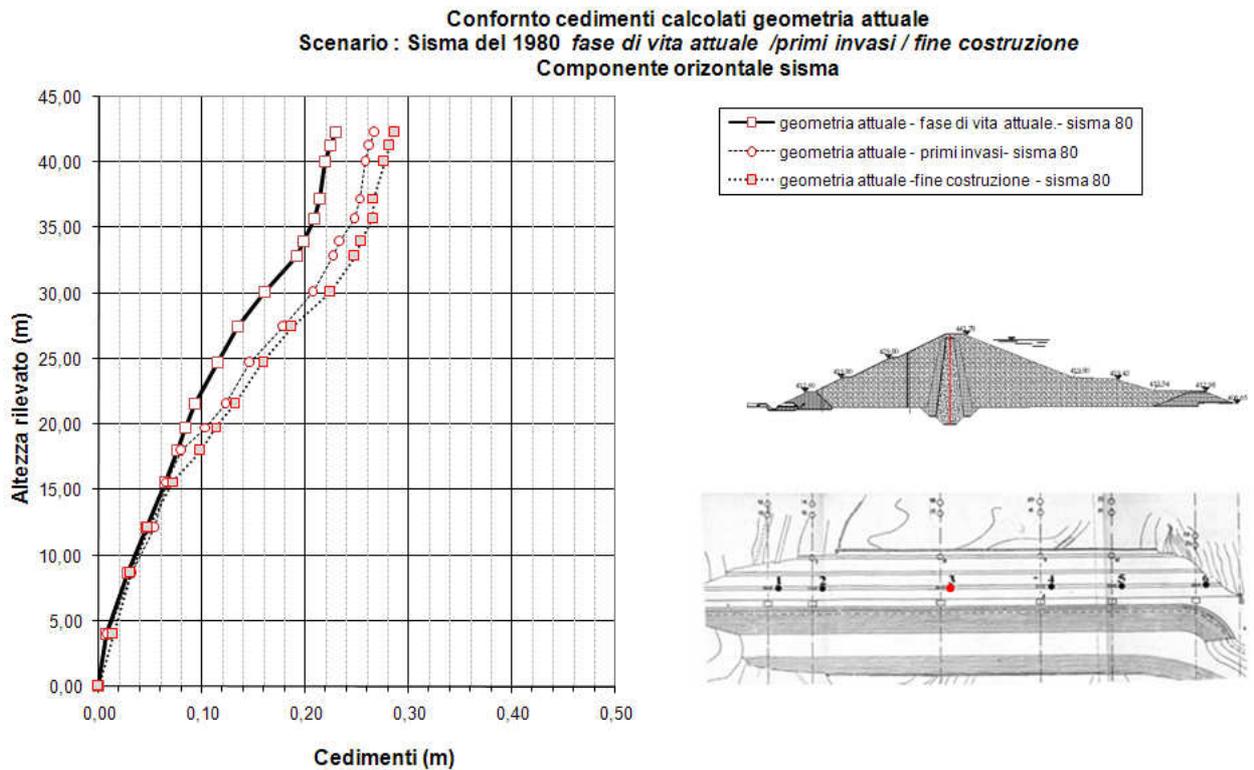


Fig.4.21 Previsioni teoriche scenari sismici non avvenuti nella realtà.

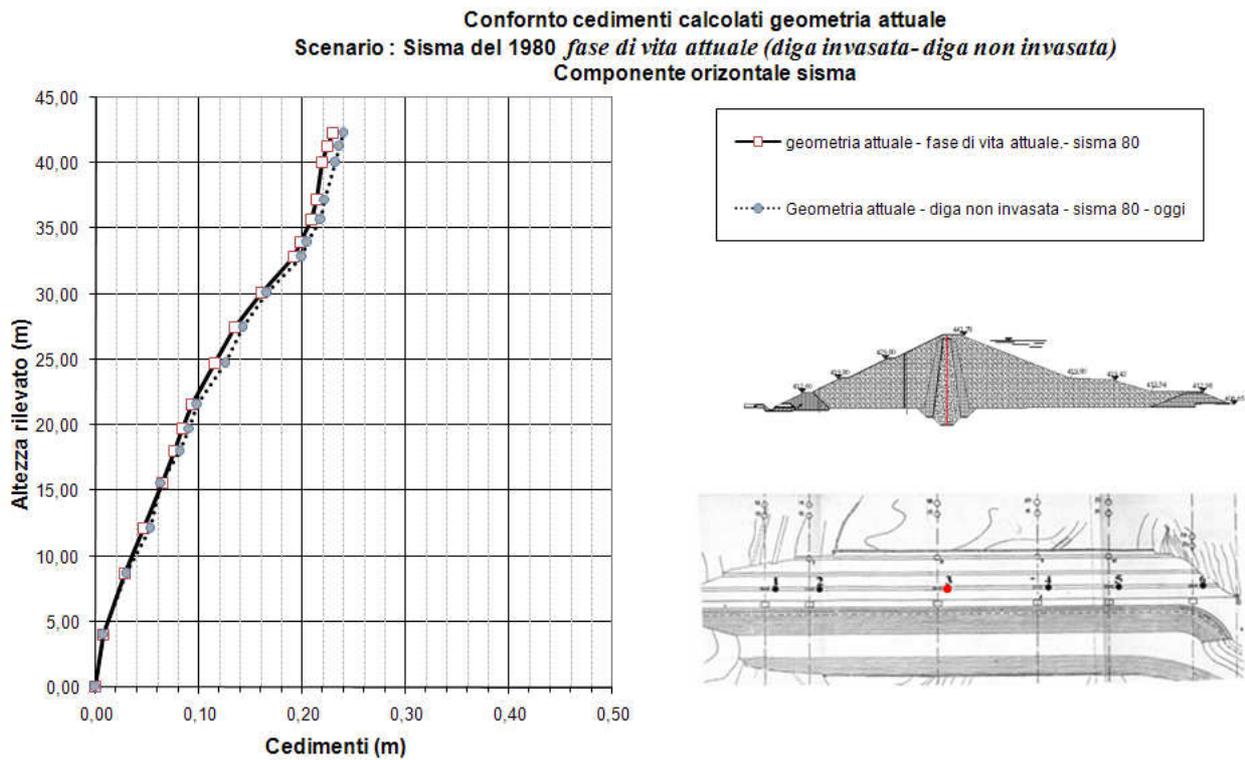


Fig.4.22 Previsioni teoriche scenari sismici non avvenuti nella realtà.

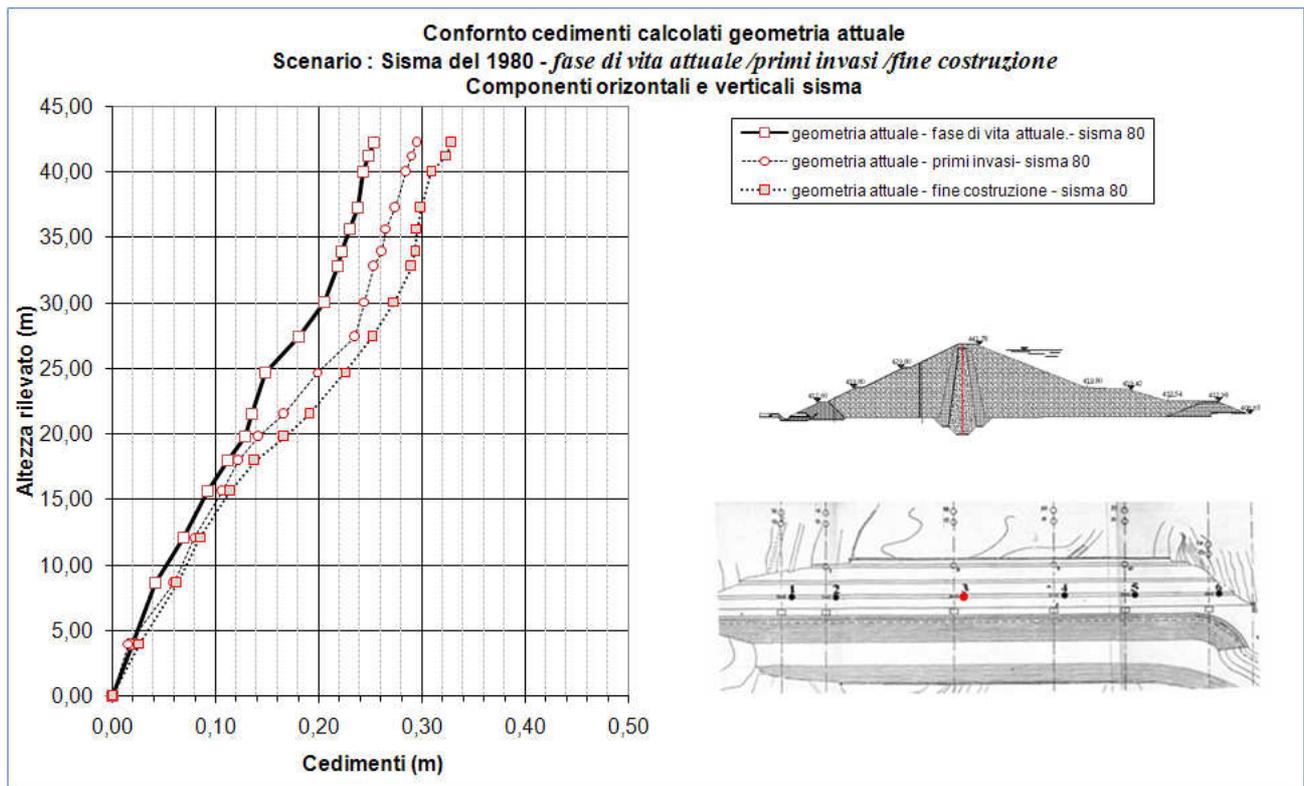
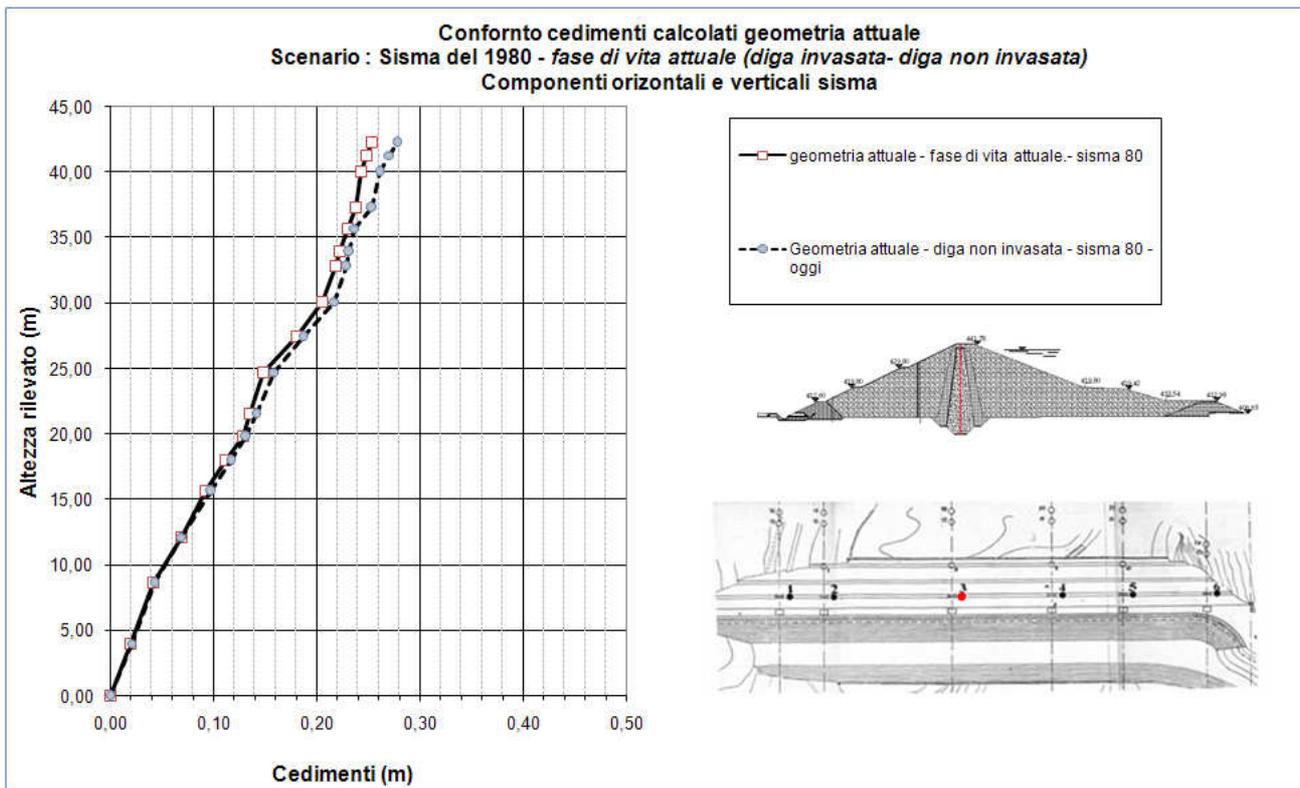
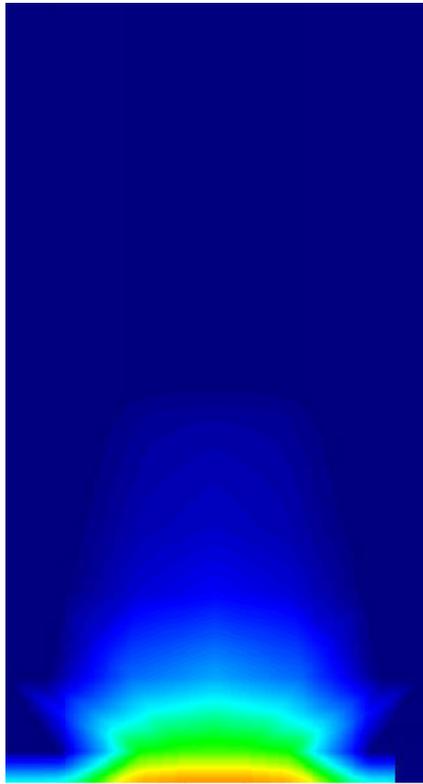


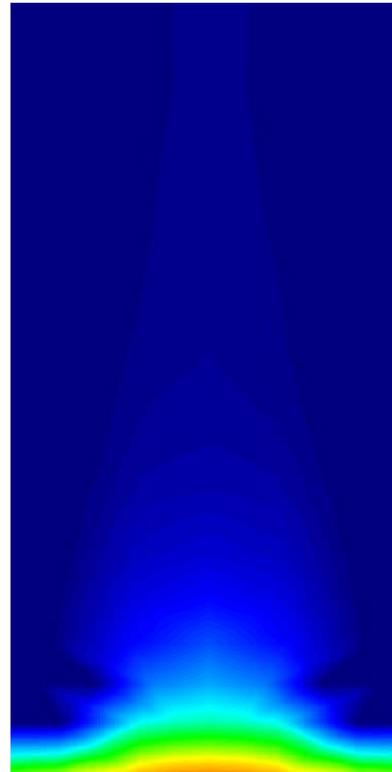
Fig.4.23 Previsioni teoriche scenari sismici non avvenuti nella realtà.



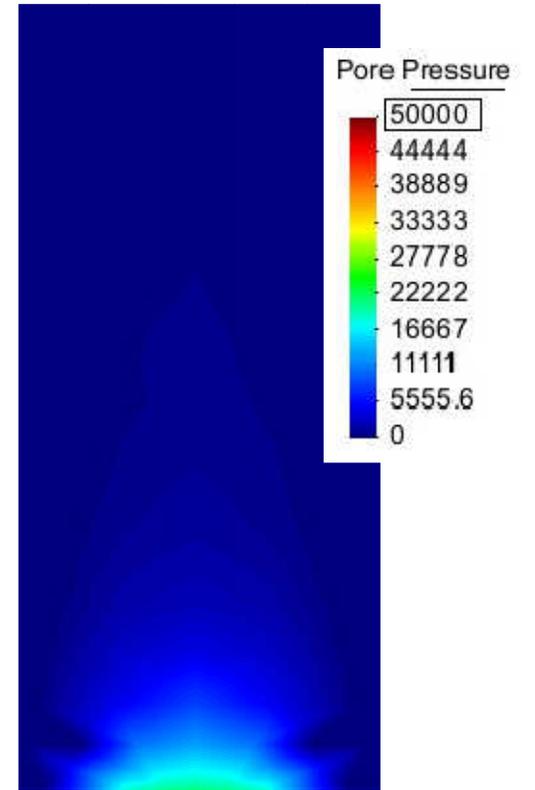
**Fig.4.24** Previsioni teoriche scenari sismici non avvenuti nella realtà.



Fine prima fase di costruzione

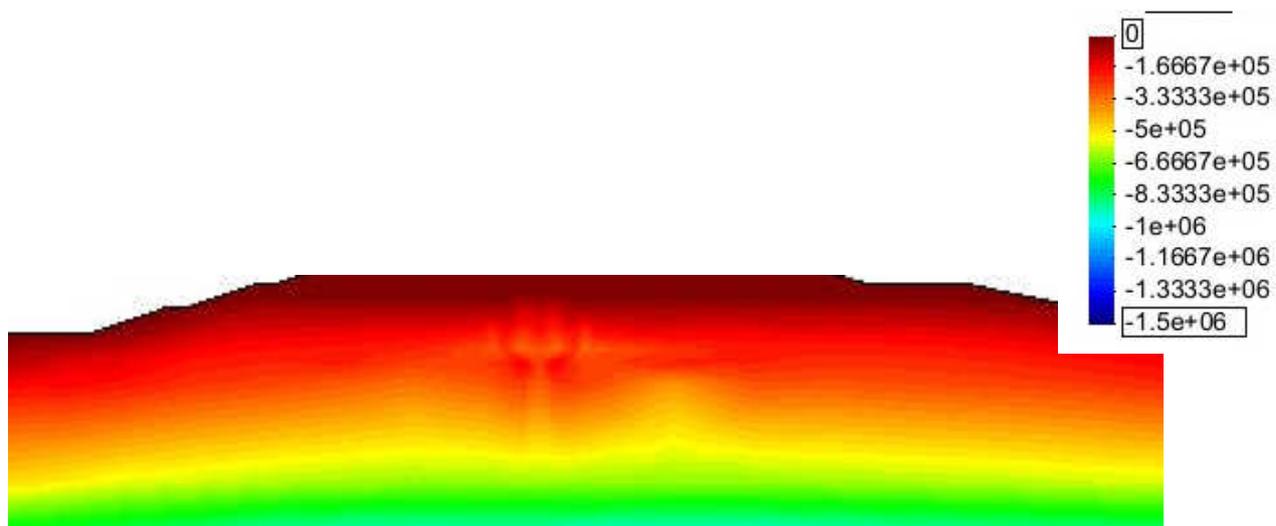


Fine seconda fase di costruzione

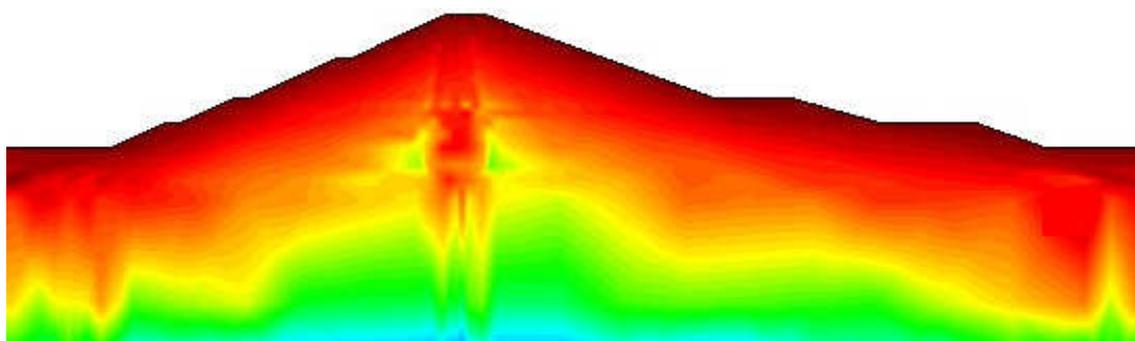


Fase attuale di vita dell'opera  
– inizio invaso ottobre 1993

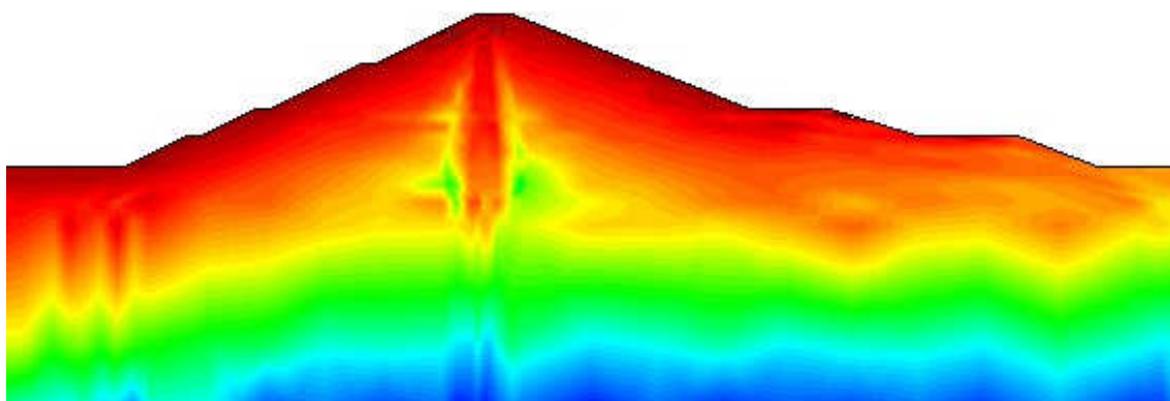
**Fig. 4.25** Contorno di pressione neutra (pa) nel Nucleo)



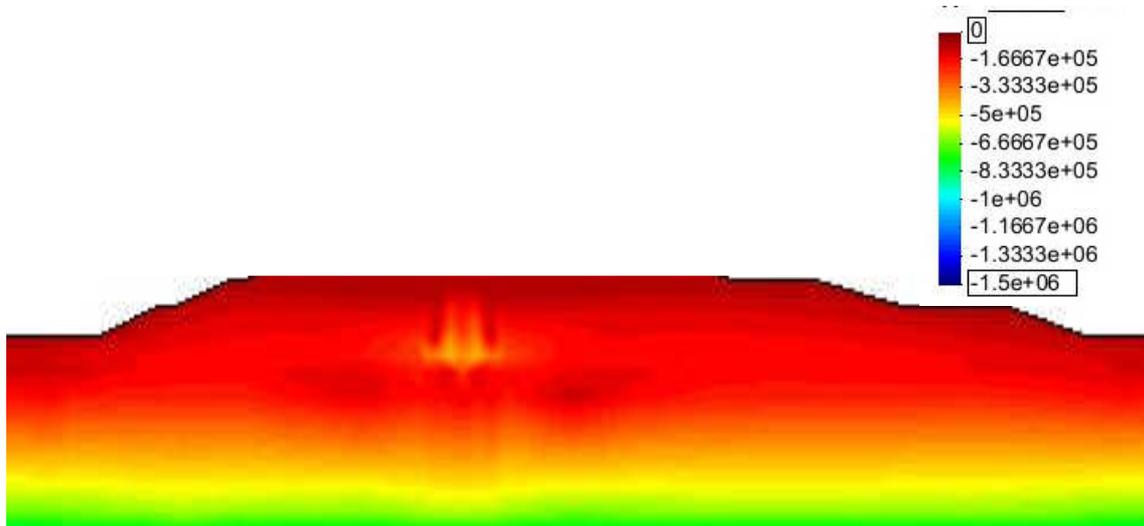
Fine prima fase di costruzione



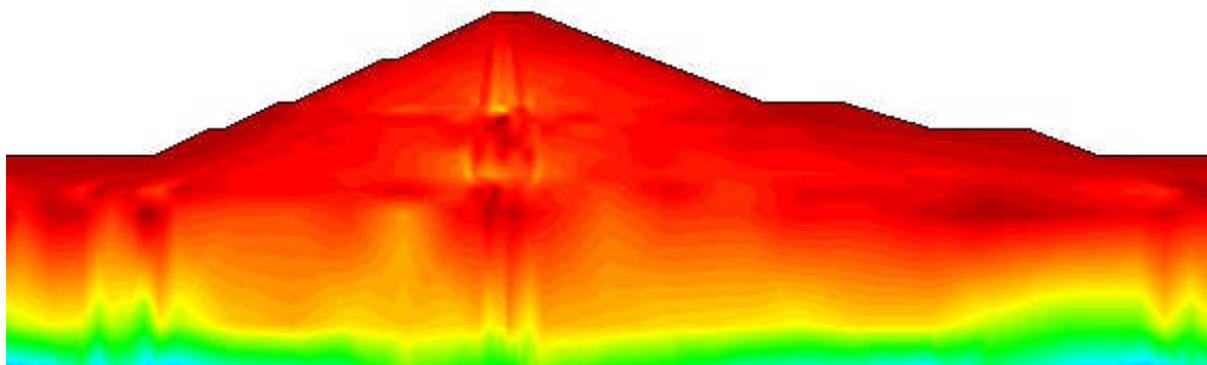
Fine seconda fase di costruzione



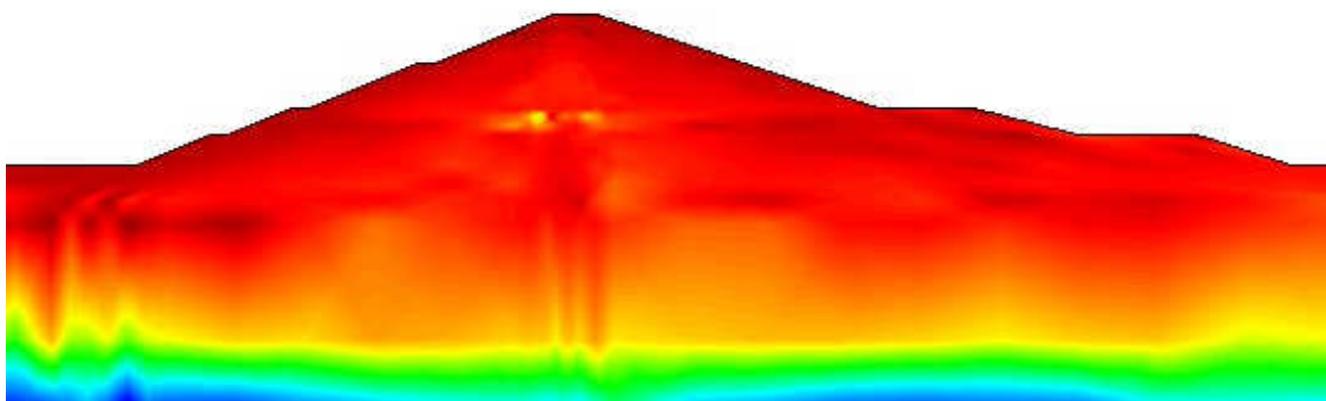
Fase di vita attuale – data di inizio invaso ottobre 1993



Fine prima fase di costruzione



Fine seconda fase di costruzione



Fase di vita attuale – data di inizio invaso ottobre 1993

# CAPITOLO 5

## SISTEMA DI ALLARME SISMICO

### 5.1- PREMESSA

Nel caso di dighe in terra è ormai assodato che i fenomeni di collasso possono essere previsti con un anticipo tale da rendere possibile una riduzione significativa del fattore espositivo. Anche nel caso di fenomeni sismo indotti è ormai assodato come intercorrano alcune ore tra l'istante in cui terminano le accelerazioni sismiche e l'istante in cui i fenomeni da esse innescati (cedimenti oltre il limite di trascinamento, fratture ed erosione, liquefazione, instabilità globale) si evolvono fino a determinare il collasso dell'opera.

Per queste opere è quindi possibile implementare dei sistemi di allarme che acquisiscono nella diga le grandezze fisiche ritenute significative le trasmettono a distanza e le interpretano in automatico giudicando se la probabilità che si inneschino e si sviluppino meccanismi di collasso siano significative al punto da rendere necessario l'allarme.

Gli ingredienti di un sistema di allarme sismico per dighe in terra sono pertanto il modello matematico numerico dell'opera, un modello previsionale semplificato per la stima degli effetti sismo indotti e la strumentazione per il monitoraggio sismico installata in sito.

Nei seguenti paragrafi verranno descritti, pertanto, il modello previsionale semplificato e la strumentazione di monitoraggio installata in sito per l'implementazione di un sistema di allarme sismico per la diga di Conza della Campania.

### 5.1.1 ELABORAZIONE DI UN MODELLO PREVISIONALE SEMPLIFICATO PER LA STIMA DEGLI EFFETTI SISMO INDOTTI

Un modello previsionale semplificato che permette di stimare gli effetti sismo indotti su una diga in terra, è l'elemento critico di un sistema di allarme sismico pensato per queste opere. Esso infatti dovrebbe, in linea teorica, interpretare le grandezze fisiche registrate in sito e stabilire in automatico se la probabilità che si inneschino e si sviluppino meccanismi di collasso è significativa al punto tale da rendere necessario l'allarme.

E' opportuno sottolineare però che per quanto si possa sviluppare un sistema di trasmissione dei dati di monitoraggio registrati in sito sismoresistente è opportuno svincolare il sistema di allarme sismico da queste registrazioni. Nel caso in cui si verificasse un sisma di forte intensità e si interrompesse la trasmissione dei dati dalla diga alla centrale di monitoraggio non sarebbe più possibile valutare se è necessario o meno dare l'allarme.

Se il centro di monitoraggio è ubicato in prossimità della diga è possibile, invece, utilizzare delle stazioni accelerometriche installate presso il centro per registrare l'evento sismico a cui è sottoposta l'opera ed utilizzare, quindi, i segnali sismici registrati come input del modello previsionale del sistema di allarme. I dati di monitoraggio registrati in sito devono, invece, essere utilizzati per confermare le stime del modello previsionale.

Il modello previsionale deve, quindi, relazionare i parametri dell'evento sismico registrato ( accelerazione massima, intensità di Arias, frequenza fondamentali) agli effetti sismo indotti.

Sulla base di queste considerazioni attraverso il modello matematico numerico validato per mezzo dell'analisi a ritroso dell'opera sono stati estrapolati i cedimenti indotti durante la fase di vita attuale dell'opera da sismi di diversa frequenza e durata. Questi sismi sono stati, inoltre, scalati per analizzare il comportamento sismico dell'opera al variare dell'accelerazione di massima del sisma e dell'intensità di Arias.

Come si può osservare in Fig. 5.1 fissando un valore massimo accettabile di cedimento pari all'uno per cento dell'altezza del rilevato (43 cm) , come suggerito nelle linee guida dell'AGI, è possibile individuare un'intensità di Arias pari 4,75 m/s oltre la quale si registrano cedimenti superiori al valore di soglia stabilito. Tale valore può essere utilizzato quindi come valore soglia sismica per il sistema di allarme della diga.

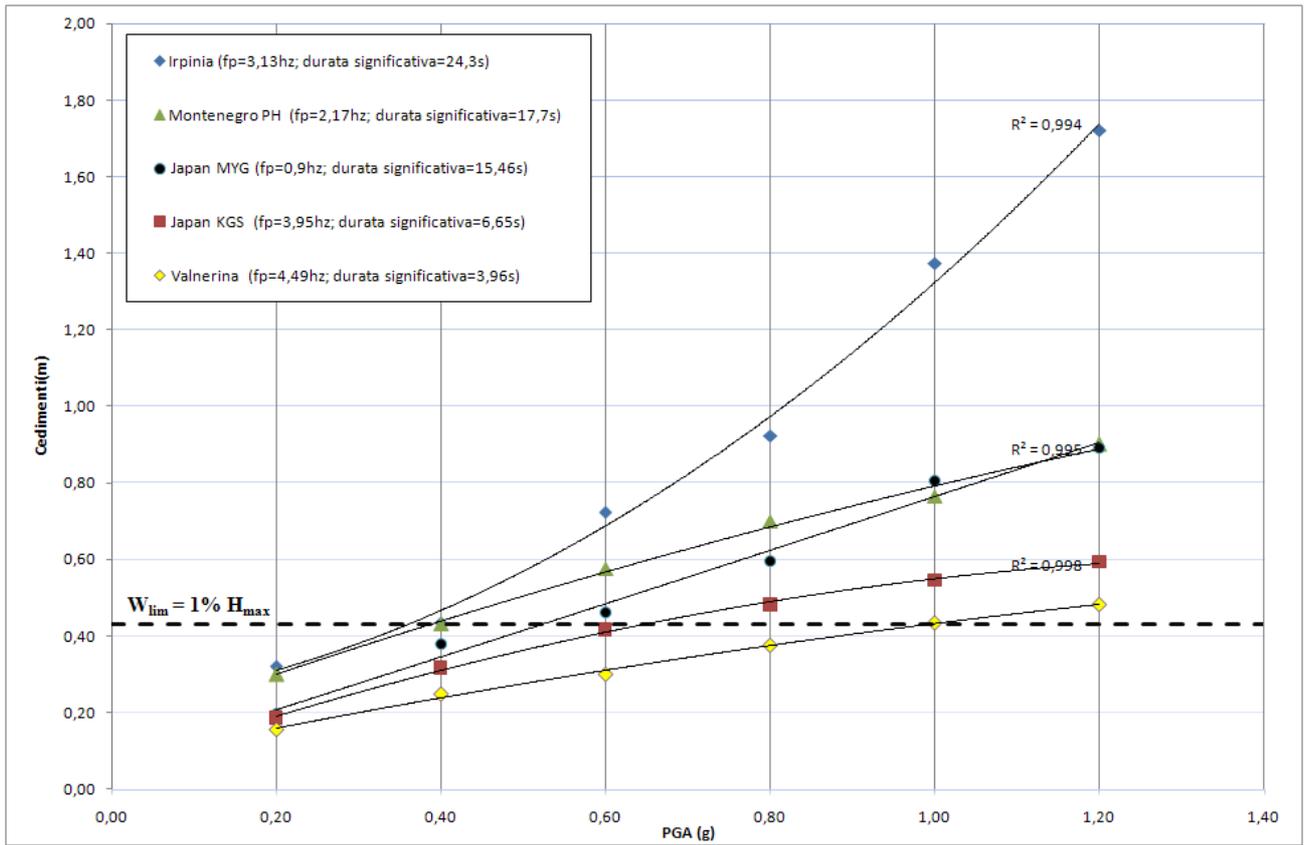


Fig.5.1 Abachi teorici Cedimenti /PGA.

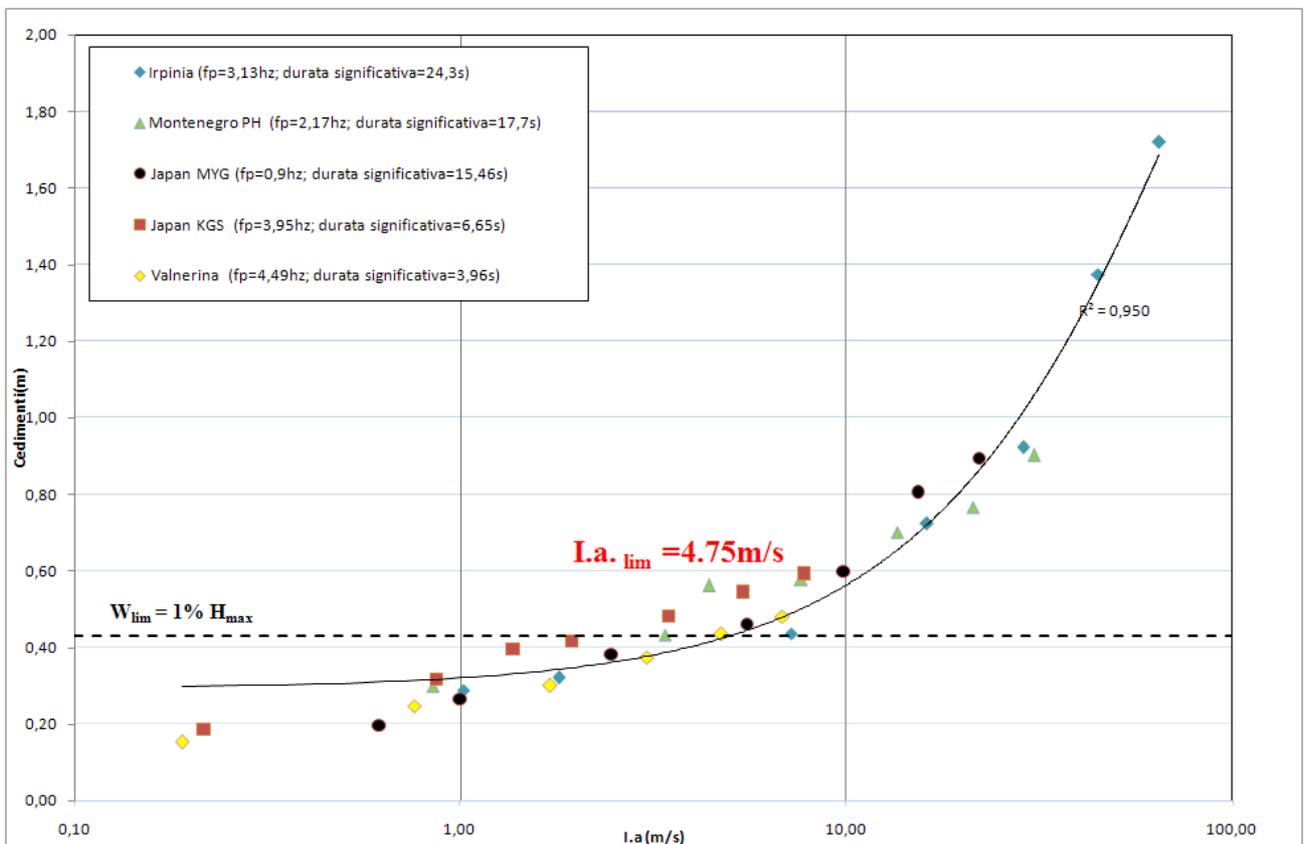


Fig.5.2 Previsioni teoriche scenari sismici non avvenuti nella realtà.

Si è visto quindi come utilizzando un modello matematico numerico, validato con opportune procedure di analisi a ritroso è possibile costruire un abaco che lega i parametri sismici agli effetti sismo indotti. Si è definita quindi una procedura teorica per lo sviluppo di un modello previsionale semplificato da implementare in un sistema di allarme sismico per dighe in terra.

### 5.1.2 STRUMENTAZIONE INSTALLATA SULLA DIGA

Parte integrante di un sistema di allarme sismico è la strumentazione di monitoraggio installata in sito. I dati di monitoraggio registrati devono, infatti, essere trasmessi al centro di monitoraggio ed interpretati per verificare le stime ottenute attraverso un modello previsionale degli effetti sismo indotti che utilizza come input le accelerazioni sismiche registrate attraverso delle stazioni accelerometriche installate presso il centro stesso.

Durante il presente lavoro di ricerca, la strumentazione installata sulla diga di Conza della Campania durante le fasi costruttive dell'opera (: assestimetri USBR, celle piezometriche a corda vibrante, celle di tensione totale, assestimetri a piastra e piezometri a tubo aperto ) è stata integrata, al fine di implementare un sistema di allarme sismico sull'opera, con 4 sensori accelerometrici triassiali FBA, una stazione totale ad alta precisione per la misura degli spostamenti in corrispondenza di 50 mire ottiche ubicate sul paramento di valle della diga, un sensore GPS geodetico per monitoraggio in postazioni fisse ed una stazione meteorologica.

E' stata in più installata una stazione accelerometrica presso il centro di monitoraggio di Sant'angelo dei Lombardi, ubicato in prossimità della diga e sede del CIMA. E' in fase di sviluppo, inoltre, un sistema di trasmissione dati dalla diga al CIMA sismo resistente.

Si riporta di seguito una sintetica illustrazione di tutti gli strumenti di monitoraggio installati sulla diga, durante il presenta lavoro di ricerca.

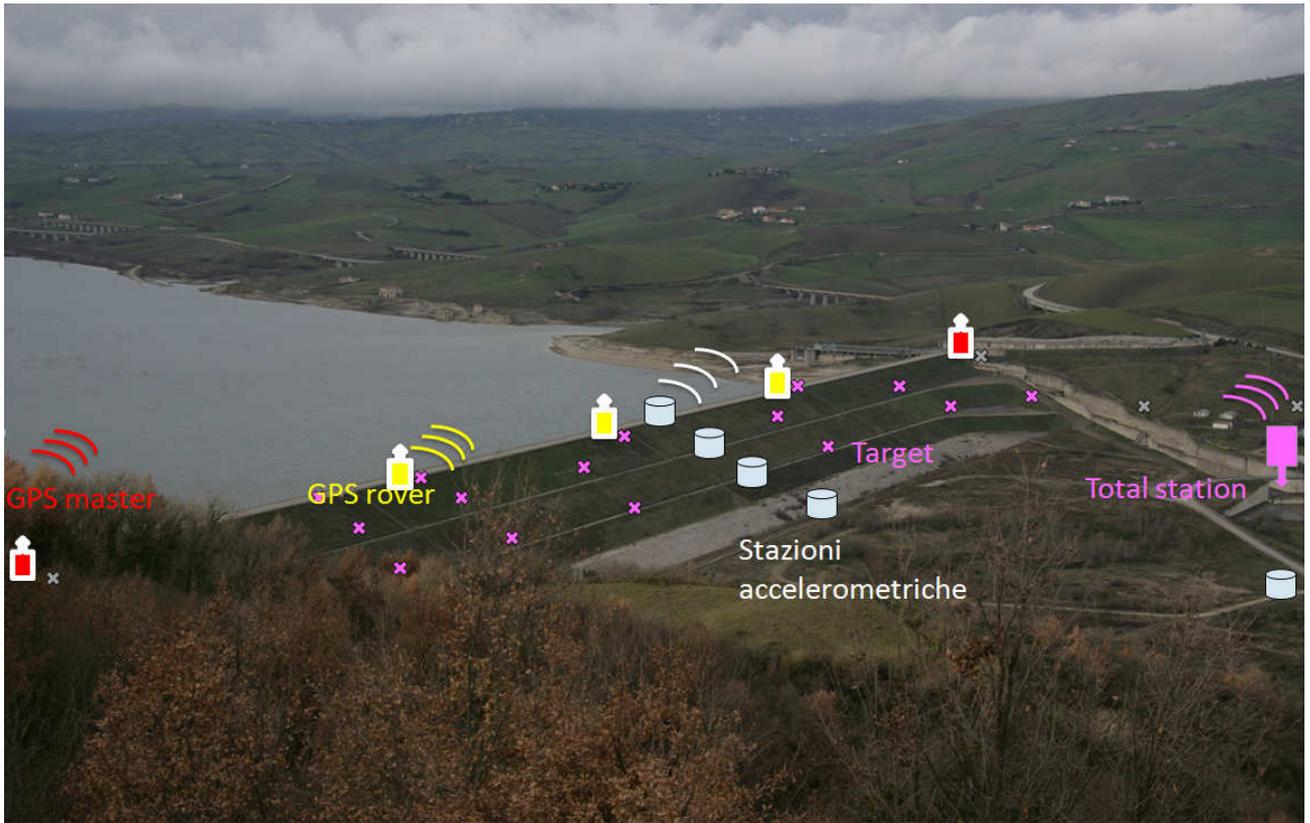


Fig.5.3 Strumentazione installata in sito durante il presente lavoro di ricerca

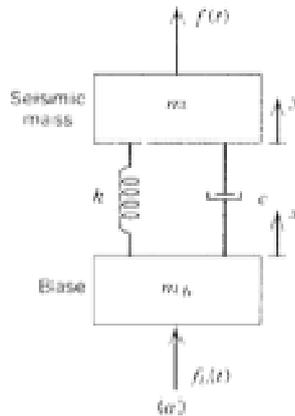
### Stazione accelerometrica

L'accelerometro è uno strumento in grado di misurare le accelerazioni al suolo in seguito ad un sisma.

Esso è costituito da un sensore la cui grandezza d'uscita (output) varia proporzionalmente all'ampiezza dell'accelerazione del moto a cui è soggetto. Il principio di funzionamento è quello di trasformare lo spostamento della massa sismica in accelerazione, traducendo quindi un segnale meccanico in uno elettrico.

Quasi tutti gli accelerometri sono basati sul principio dell'oscillatore armonico smorzato.

Un accelerometro può essere schematizzato come in figura.



**Fig.5.4** Schema tipo accelerometro

Una massa sismica  $m$  è collegata alla massa di base  $m_b$  tramite una molla  $k$  ed un elemento di smorzamento  $c$ .

L'involucro dell'accelerometro è rigidamente fissato al suolo. Quando il suolo si muove a causa dell'arrivo di onde sismiche, produce uno spostamento dell'involucro, ed il moto della massa è ritardato rispetto a quello dell'involucro a causa della sua inerzia. La forza elastica dovuta alla molla tende a riportare la massa in equilibrio.

Il moto della massa sismica, in un sistema di riferimento inerziale, è dato dalla somma del moto del suolo  $x(t)$  più la deviazione della massa dalla sua posizione di equilibrio  $z(t)$ :

$$y(t) = z(t) + x(t) \quad 5.1$$

Le forze che agiscono sulla massa sismica lo fanno attraverso la molla e lo smorzatore. La forza esercitata dalla molla è  $-K \cdot z(t)$  ed è direttamente proporzionale agli spostamenti della massa sismica rispetto alla sua posizione di equilibrio e comporta accorciamenti e allungamenti della molla di costante  $K$ . La forza di smorzamento,  $-\gamma \cdot \dot{z}(t)$ , è direttamente proporzionale alla

velocità della massa, con  $\gamma$  pari al coefficiente di smorzamento.

Applicando la legge di Newton ( $F = m \cdot a$ ), si ha che

$$m \cdot \ddot{y}(t) = -K \cdot z(t) - \gamma \cdot \dot{z}(t) \quad 5.2$$

essendo  $y(t)=z(t)+x(t)$  lo spostamento totale a cui è sottoposta la massa del sistema inerziale, si può scrivere che:

$$m \frac{\partial^2(x+z)}{\partial t^2} + Kz + \gamma \cdot \frac{\partial z}{\partial t} = 0 \quad 5.3$$

$$\frac{\partial^2 z}{\partial t^2} + \frac{\gamma}{m} \cdot \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{k}{m} z = -\frac{\partial^2 x}{\partial t^2} \quad 5.4$$

Poniamo:

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad 5.5 \quad \text{frequenza propria}$$

$$\beta = \frac{\gamma}{2m\omega_0} \quad 5.6 \quad \text{coefficiente di smorzamento}$$

si ha:

$$\frac{\partial^2 z}{\partial t^2} + 2\beta\omega_0 \frac{\partial z}{\partial t} + \omega_0^2 z = -\frac{\partial^2 x}{\partial t^2} \quad 5.7$$

$$\ddot{z} + 2\beta\omega_0 \dot{z} + \omega_0^2 z = -\ddot{x} \quad 5.8$$

La  $x$  è l'equazione caratteristica che descrive il moto del sistema, essa mette in relazione il moto relativo  $z(t)$  della massa sismica rispetto al supporto, con il moto del suolo  $x(t)$ . Il moto  $z(t)$ , convenientemente amplificato, viene registrato come una funzione del tempo.

Nel caso in cui il moto del suolo  $x(t)$  sia espresso da un moto armonico con frequenza  $\omega$ :

$$x(t) = X \sin(\omega t)$$

la 5.8 diviene

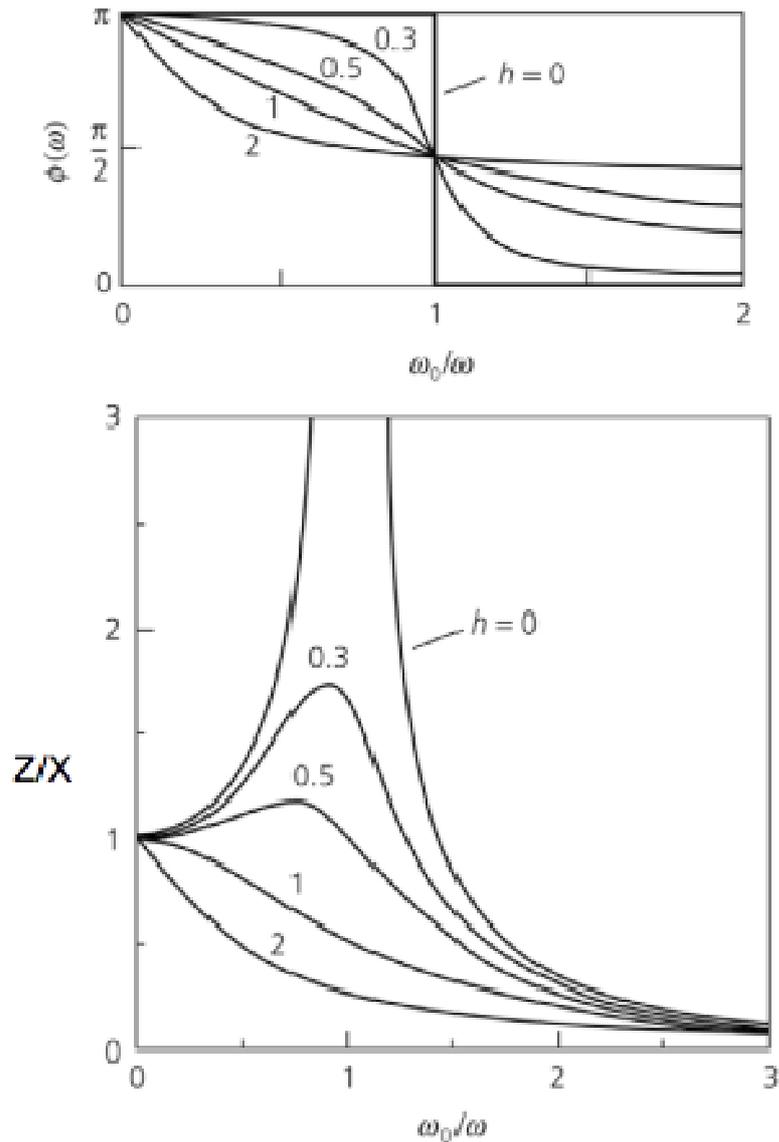
$$\ddot{z} + 2\beta\omega_0 \dot{z} + \omega_0^2 z = X\omega^2 \sin(\omega t) \quad 5.9$$

una soluzione a questa equazione è data da:

$$z = Z \sin(\omega t + \varphi) \quad 5.10$$

in cui  $Z$  e  $\varphi$ , sono l'ampiezza e la fase del moto relativo tra la massa e il supporto.

Dai grafici di fig.5.5 si nota che la frequenza propria del trasduttore è un parametro importante di cui tenere conto nella valutazione del range di frequenze che intendiamo valutare.



**Fig.5.5** Variazione ampiezza e fase al variare della frequenza

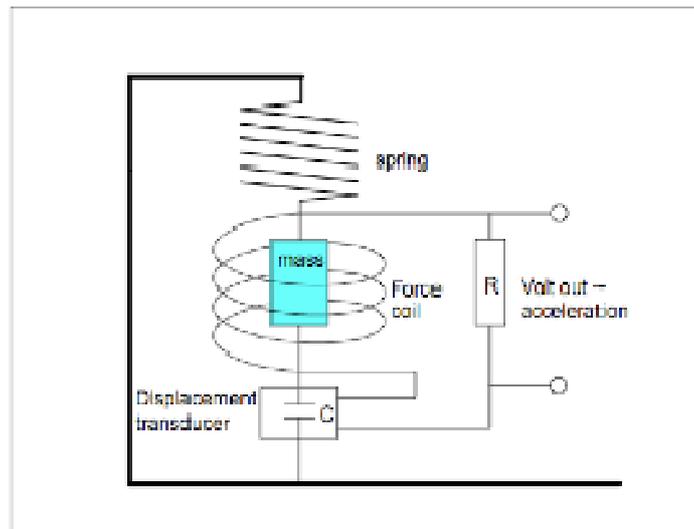
La frequenza propria del trasduttore dovrà essere, quindi, tanto più grande quanto maggiori saranno le frequenze che vorremo valutare. Dalla fig.5.5 si nota inoltre che per frequenze basse, inoltre, questo tipo di accelerometro non è in grado di fornire una stima accettabile dei parametri del moto sismico. Infatti :

$$\ddot{u} \propto f^2 u$$

dove  $u$  è lo spostamento del suolo ed  $f$  la frequenza.

€

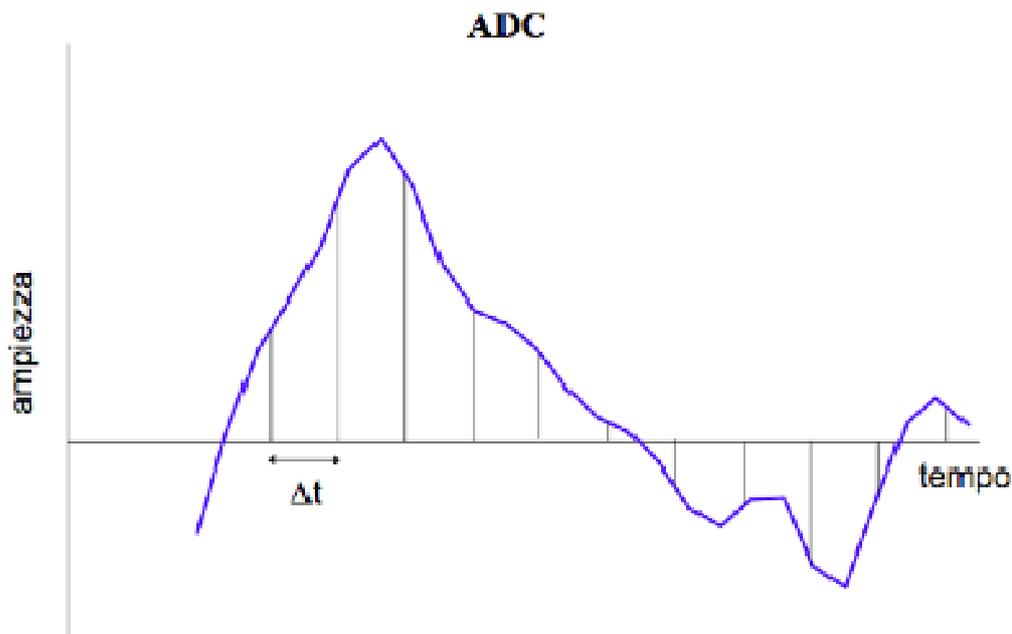
Per ovviare a tale problema, nel campo della sismica, vengono spesso utilizzati degli accelerometri force balanced (FBA), basati sul principio di bilanciamento delle forze.



**Fig.5.6** Schema accelerometro FBA

L’FBA ha una bobina di retroazione (feedback) che può esercitare una forza proporzionale ed opposta alla forza dovuta alla massima accelerazione che si vuole registrare. Questo principio di funzionamento è alla base degli accelerometri e sensori a larga banda (0.01-50-hz).

Gli accelerometri devono essere poi collegati a dei convertitori analogici-digitali. Un ADC converte un segnale analogico in una serie di numeri rappresentante il segnale ad intervalli regolari di tempo Delta T.



**Fig. 5.7** Conversione analogico-digitale

Un ADC riceve in input uno specifico valore di tensione e fornisce in output un numero binario. Un buon ADC può discriminare valori di tensione pari a  $0.1 \mu\text{V}$  e fornire in output un range di valori di  $\pm 2^{24}$ .

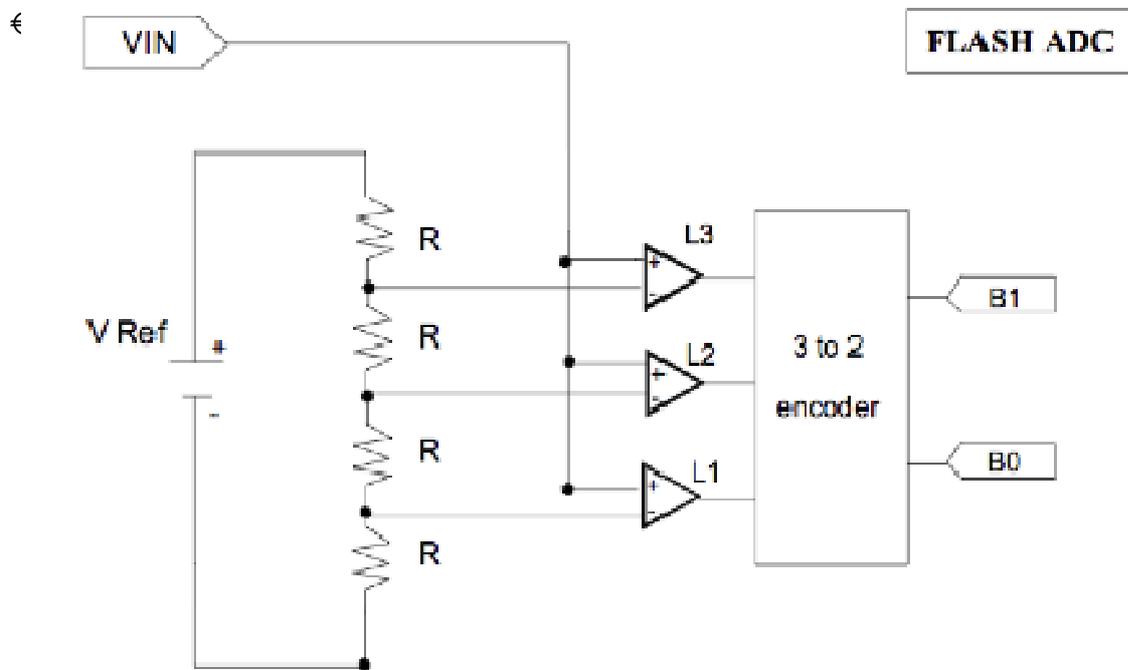


Fig.5.8 Schema tipo ADC

In figura 5.8 è rappresentato uno schema del più semplice convertitore analogico digitale. La tensione di riferimento determina un livello di riferimento di input a tre comparatori (L1, L2, L3). Se  $V_{IN}$  è nulla (non c'è tensione in ingresso), tutti i comparatori sono *off*. Appena la tensione di ingresso aumenta a  $V_{ref}/4$ , il primo comparatore va a *on*. Se la tensione  $V_{IN}$  continua ad aumentare in *steps* di  $V_{ref}/4$ , i comparatori successivi vanno ad *on*.

I possibili stati di (L1, L2, L3) sono:

- (0, 0, 0)
- (1, 0, 0)
- (1, 1, 0)
- (1, 1, 1)

Se si utilizza una  $V_{ref}$  di 1 i livelli di transizione di tensione di ingresso sono tre ( $1/4, 2/4, 3/4$  V) e quattro possibili intervalli (0-0.25, 0.25-0.5, 0.5-0.75, >0.75) corrispondenti ai numeri 0-3. In

codice binario, ciò corrisponde ai numeri 00, 01, 10,11. Poiché i dati sono contenuti in una parola di 2 bit, tale ADC è un convertitore a 2 bit.

I valori di output di un ADC vengono comunemente definiti conteggi (*counts*).

<i>V input to ADC</i>	<i>ADC out</i>	<i>output code</i>
0.00 to 0.25	0	00
0.25 to 0.5	1	01
0.5 to 0.75	2	10
0.75 to 1	3	11

Tab. 5.1

Una grandezza caratteristica degli ADC è il numero di bit. Ad esempio ADC a 12 bit significa che le ampiezze del segnale possono variare da 0 a  $2^{12}$  ( $2^{11}$ , 2048 *counts*, quando il primo bit è utilizzato per il segno (modo bipolare)). In sismologia comunemente si usano convertitori a 12, 16 e 24 bit. Tuttavia per un ADC a 24 bit non più di 17—22 bit sono realmente disponibili (*noise-free*)

La stazione accelerometrica installata sulla diga è costituita da quattro sensori analogici “Episensor” (accelerometri triassiali force balanced) della Kinematics, con fondo scala diversi. L’episensor posizionato sulla cresta della diga ha fondo scala 2g con con una sensibilità dello strumento pari a 10V/g, i due episensor sulle banchine centrali della diga hanno fondo scala 1g con sensibilità pari a 20v/g e l’episensor posto alla base della diga ha fondo scala pari a 1/4G con una sensibilità pari a 80v/g. I 4 episensor sono collegati in coppia a due diverse centraline Q330 della Kinematics. Questa centralina, dotata di un ricevitore GPS integrato per la corretta localizzazione spaziale e un’accurata sincronizzazione del segnale temporale, acquisisce a 24 bit con 22 bit realmente disponibili quindi  $2^{22} = 4194300$  Counts/volt . . Fig.5.9, Fig.5.10.



**Fig. 5.9** EpiSensor FBA Kinemetriks



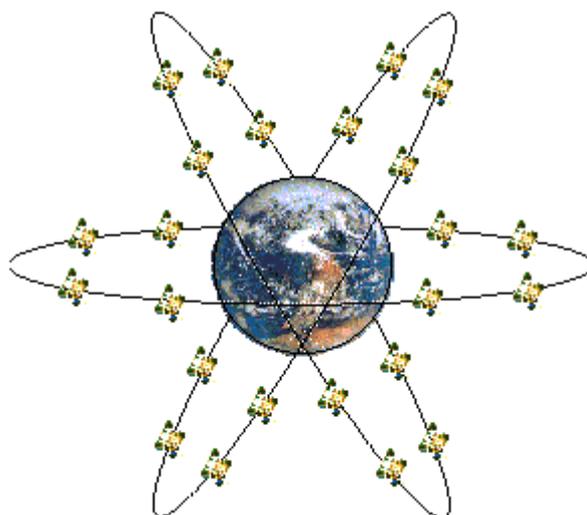
**Fig. 5.10** Stazione accelerometrica Kinemetriks

## GPS

Il **G.P.S.** è un sistema satellitare in grado di fornire ad un ricevitore elettronico le coordinate spaziali (latitudine, longitudine e altezza s.l.m.) del punto in cui è posizionato, su un qualunque punto del globo. Il principio di funzionamento del sistema è basato sulla misura della distanza del ricevitore da più satelliti contemporaneamente.

Il sistema GPS si avvale di un insieme di 24 satelliti divisi in gruppi di quattro ( $6 \times 4 = 24$ ) che ruotano attorno alla terra alla quota di circa 20.200 Km in orbite distanti fra loro di un angolo di  $60^\circ$  ( $6 \times 60^\circ = 360^\circ$ ) e formanti un angolo di  $55^\circ$  rispetto al piano equatoriale. Tali orbite sono state definite in modo che da qualsiasi punto del globo risultino contemporaneamente visibili più di tre satelliti.

Di questi satelliti, 21 sono attivi, mentre tre sono di scorta, cioè sono in attesa di entrare in funzione quando qualcuno dei 21 cesserà di essere attivo. I satelliti artificiali, infatti, hanno una vita media che per quelli di questa serie è di circa dieci anni.

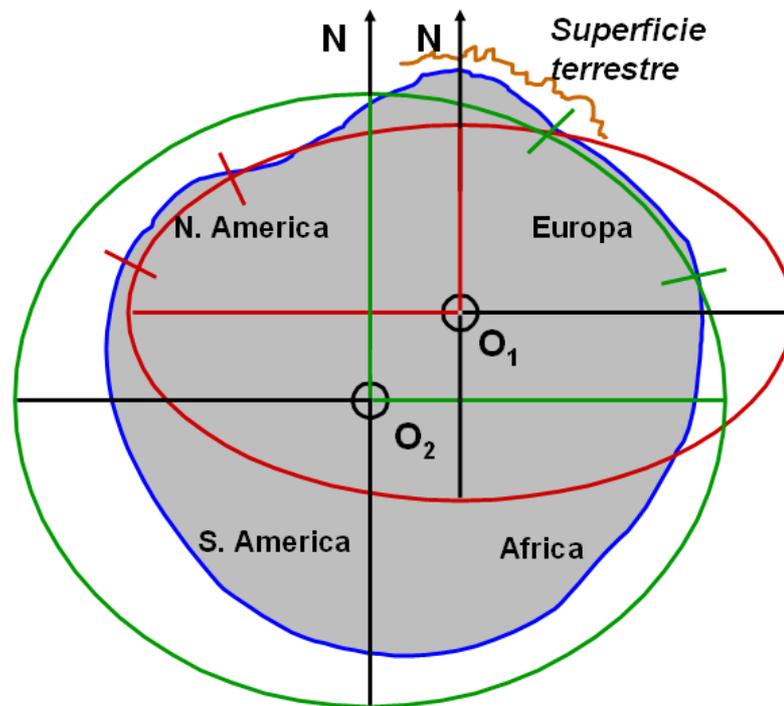


**Fig.5.11** Satelliti orbitanti intorno la terra

I satelliti trasmettono costantemente due onde portanti collocate nella banda L (utilizzata per le radiotrasmissioni) alla velocità della luce la cui frequenza deriva dalla frequenza fondamentale dell'orologio atomico dei satelliti.

E' bene precisare che le quote determinate con l'utilizzo del GPS sono ellissoidiche ovvero fanno riferimento ad un ellissoide. Un ellissoide è una superficie matematica definita da un

semiasse maggiore e da un semiasse minore . In cartografia si utilizzano diversi ellissoidi. Le quote del GPS sono riferite all'ellissoide WGS84.



**Fig. 5.12** Ellissoidi terrestri

L'Origine coincide del WGS84 coincide con il Centro di Massa della terra (Geocentrico) Se la Posizione è nota nel Sistema WGS 84 abbiamo Latitudine, Longitudine e Quota Ellissoidica. La superficie terrestre in realtà non può essere descritta da un ellissoide perfetto ma è bensì descritta dal geoide che rappresenta appunto la superficie fisica della Terra. Note, però, la coordinate ellissoidiche e lo scostamento tra queste è quella geodetiche è possibile risalire alle coordinate di un punto rispetto al geoide.

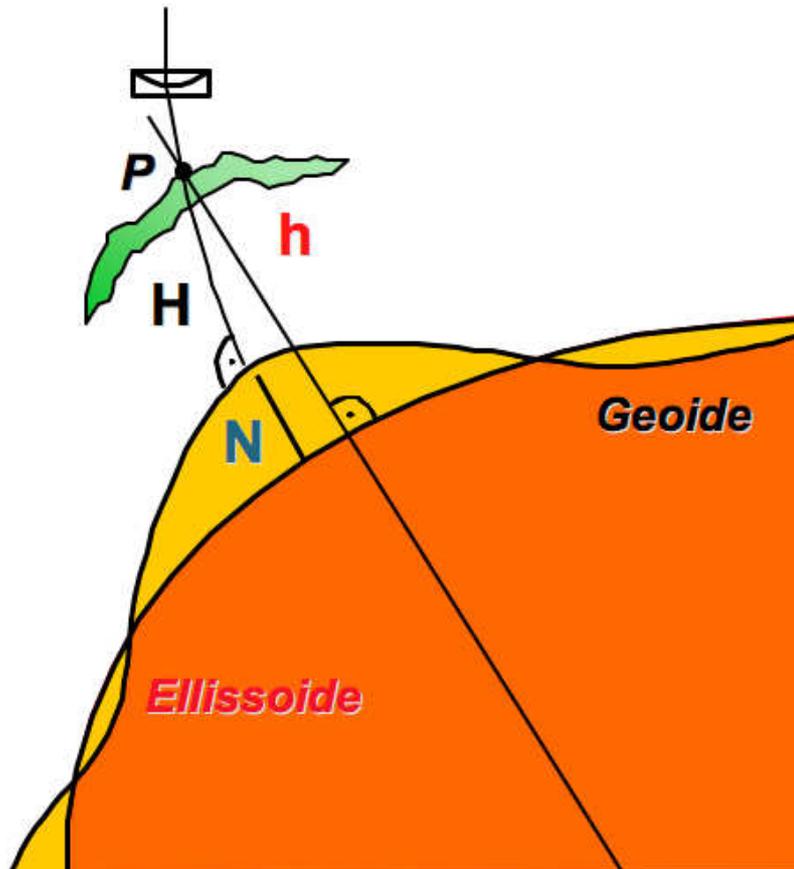


Fig. 5.13 Geoide terrestre

E' importante, inoltre, sottolineare che esistono diverse fonti d'errori che diminuiscono la precisione della posizione GPS di alcuni metri.

Tali fonti d'errore sono:

-Ritardi d'origine ionosferica ed atmosferica: Il segnale GPS attraversando l'atmosfera può subire un rallentamento, con un effetto simile alla luce che si rifrange attraverso un blocco di vetro. Tale rallentamento può introdurre un elemento di errore nel calcolo della posizione a terra in quanto la velocità del segnale viene alterata. La velocità della luce è costante, infatti, solo nel vuoto. La ionosfera non causa un ritardo costante del segnale, ma esistono vari fattori che contribuiscono ad influenzarne l'effetto, questi sono: l'elevazione del satellite, i segnali con bassa elevazione sono maggiormente soggetti a variazioni, rispetto ai satelliti con maggiore elevazione, ciò è dovuto alla maggiore distanza percorsa del segnale attraverso l'atmosfera; la densità della ionosfera subisce l'influenza del sole, diminuendo durante la notte e aumentando durante il giorno e causando come effetto il rallentamento del segnale, l'entità dell'incremento

della densità ionosferica varia a seconda dei cicli solari; il vapore acqueo contenuto nell'atmosfera influisce sul percorso del segnale GPS.

- Errori degli orologi del satellite e del ricevitore: Benché gli orologi operativi sul satellite siano molto accurati (fino a circa 3 nanosecondi), sono soggetti in alcuni casi a lievi variazioni che danno luogo a errori di minima entità che influiscono quindi sull'accuratezza della posizione.

-Errori nel Multipath: Il multipath del segnale GPS si verifica quando l'antenna del ricevitore è posizionata vicino ad un'ampia superficie riflettente, quale per esempio un lago o un edificio. Il segnale del satellite non si dirige direttamente sulla antenna, bensì colpisce l'oggetto vicino e viene riflesso sull'antenna, dando luogo quindi ad una falsa misurazione.

-La Diluizione della Posizione (DOP) è il parametro di valutazione della posizione dei satelliti e si riferisce alla distanza e alla posizione dei satelliti nel cielo. Il parametro DOP può amplificare l'effetto degli errori di rilevamento dei satelliti. Il grafico riportato di seguito illustra più chiaramente questo principio.

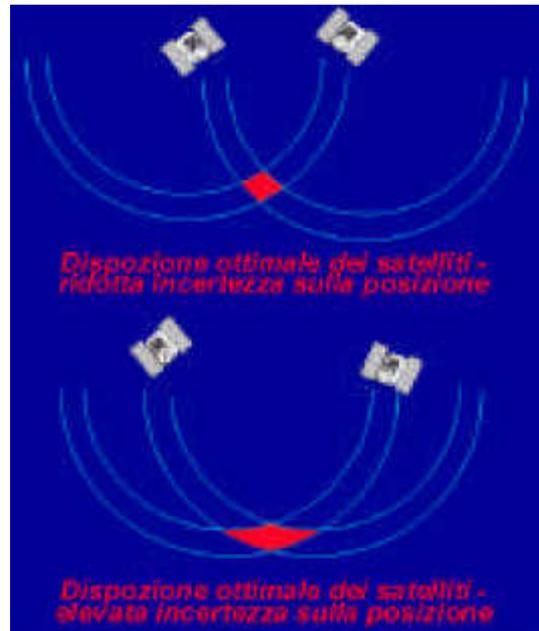


Fig. 5.14 Disposizione ottimale satelliti

Quando i satelliti sono correttamente distanziati la posizione è individuabile nell'ambito dell'area in ombra del diagramma e il margine di errore possibile è ridotto. Quando i satelliti sono eccessivamente ravvicinati le dimensioni dell'area in ombra aumentano e aumenta di

conseguenza anche l'incertezza della posizione. I diversi tipi di Diluizione della precisione sono calcolabili in base alle dimensioni, essi sono: VDOP – diluizione verticale della precisione in verticale; HDOP – diluizione della precisione in orizzontale; PDOP diluizione della precisione della posizione; GDOP – diluizione della precisione geometrica. Il dato più utile è il GDOP, trattandosi di una combinazione di tutti i fattori. Il miglior modo per ridurre al minimo gli effetti del GDOP consiste nell'osservare il maggior numero di satelliti possibili, inoltre, è meglio osservare i satelliti che si trovano a  $15^\circ$  sopra l'orizzonte.

-Disponibilità selettiva: La disponibilità selettiva è un algoritmo applicato al segnale GPS dal Dipartimento della Difesa statunitense, allo scopo di impedire ai civili e a potenze straniere ostili di usufruire al completo della capacità di localizzazione del sistema GPS; il processo consiste nell'introdurre una piccola alterazione nel funzionamento degli orologi dei satelliti.

-Anti-Spoofing: Anche questa è una tecnica applicata dal dipartimento della difesa statunitense allo scopo di negare l'accesso continuo ad una parte del segnale GPS.

Per i motivi indicati gli utilizzatori dei ricevitori militari GPS ottengono solitamente la posizione con un'accuratezza di circa 5m, mentre gli utilizzatori civili, con accuratezza non superiore a 15-20 m. Gran parte degli errori che influiscono sulla misurazione della posizione dei satelliti è completamente eliminabile, o può almeno essere significativamente ridotta, utilizzando diverse tecniche di misura. Per spiegare tali tecniche è opportuno definire le varie componenti dei segnali trasmessi dai satelliti.

Le due portanti trasmesse dai satelliti, indicate con il nome di L1 e L2, hanno le seguenti caratteristiche:

L1: frequenza  $f_1 = 154 f_0 = 1575.42$  MHz - lunghezza d'onda  $\lambda_1 = 19$  cm

L2: frequenza  $f_2 = 120 f_0 = 1227.60$  MHz - lunghezza d'onda  $\lambda_2 = 24$  cm

Tali frequenze sono state scelte semplicemente per il fatto di essersi dimostrate sperimentalmente scarsamente perturbabili nella fase di attraversamento della ionosfera e della troposfera.

Esistono tre codici mediante cui vengono modulate tali portanti: il codice P, il codice C/A e il codice D.

I codici binari P e C/A permettono la determinazione della distanza mediante una misura di tempo.

Il codice P, ottenuto dalla modulazione sia della portante L1 sia della portante L2, trasmette 10.23 Mbps e su di esso si basa la modalità del segnale trasmesso denominata PPS (Precise Positioning Service), che fornisce un elevato grado di precisione nel posizionamento assoluto per la navigazione. Questo è però un servizio non accessibile all'utenza civile, poiché il codice P, acquisito dai ricevitori di uso comune, è il segnale criptato del codice Y utilizzabile solo dai militari con particolari decoder (Anti-Spoofing).

Il codice C/A è attualmente ottenuto dalla modulazione della sola portante L1: pur essendoci in commercio ricevitori in grado di ricevere il codice C/A anche dalla portante L2, non ci sono ancora satelliti attivi che trasmettono tale codice su quest'ultima portante.

Questo codice trasmette 1.023 Mbps e su di esso si basa la modalità del segnale denominata SPS (Standard Positioning Service). A partire dal 2 maggio 2002 è stata tolta la degradazione della piena capacità del codice C/A, detta Selective Availability (SA), che era ottenuta mediante l'introduzione di errori di orologio e di effemeridi nel codice D; pertanto è di fatto aumentata la capacità di precisione del GPS da 100 m agli attuali 5-10 m.

Il codice D, detto anche segnale telemetrico, contiene una grande quantità di informazioni di cui le più importanti sono: le correzioni di orologio tra l'orologio dei satelliti e il tempo GPS delle stazioni di controllo (più precise nel caso di PPS rispetto a SPS), le effemeridi trasmesse (broadcast ephemeris), i termini di correzione dell'errore dovuto alla ionosfera, i coefficienti per convertire il tempo GPS in tempo assoluto (Universal Coordinated Time), i dati di almanacco e le notizie sullo stato di salute dei satelliti.

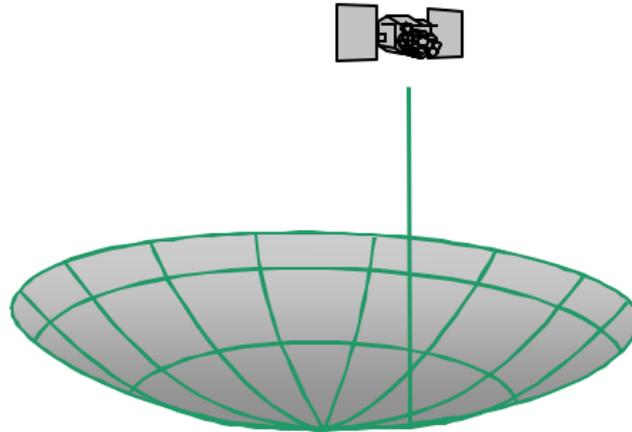
La determinazione della distanza satellite-ricevitore è in generale ottenibile generalmente in due modi: mediante una misura di tempo ovvero mediante una misura di differenza di fase.

Il C/A permette la determinazione della distanza mediante una misura di tempo.

Entrambe le portanti L1 e L2 vengono utilizzate per il calcolo della distanza in base alla differenza di fase.

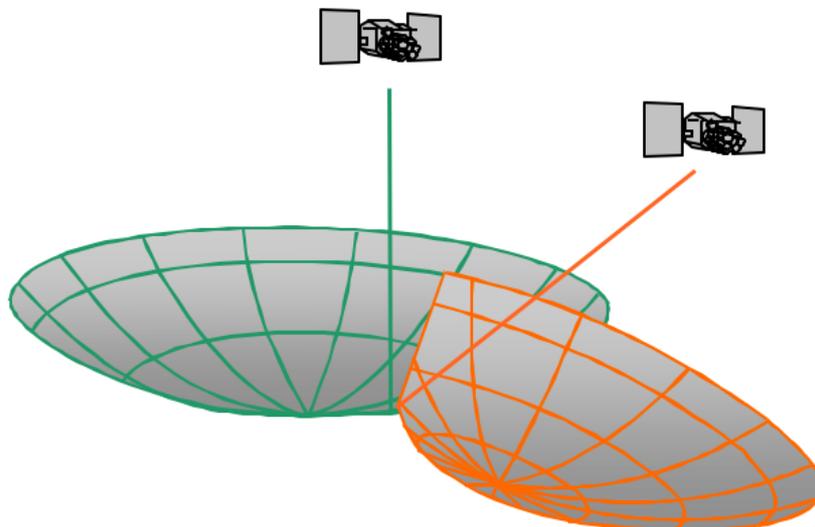
La tecnica basata sulla misura del tempo necessario al segnale radio proveniente dal satellite per raggiungere il ricevitore GPS è detta tecnica di navigazione autonoma ed è la tecnica con accuratezza minore. Per calcolare la distanza a cui si trova un satellite, si applica una delle leggi sulla dinamica di Isaac Newton;  $Distanza = Velocità \times Tempo$ . La velocità corrisponde alla velocità del segnale radio: le onde radio viaggiano alla velocità della luce pari a 290.000 km al secondo.

La conoscenza della distanza da un solo satellite è un dato del tutto insufficiente per determinare la propria posizione, in quanto non è nota la posizione azimutale né quella zenitale dello stesso.



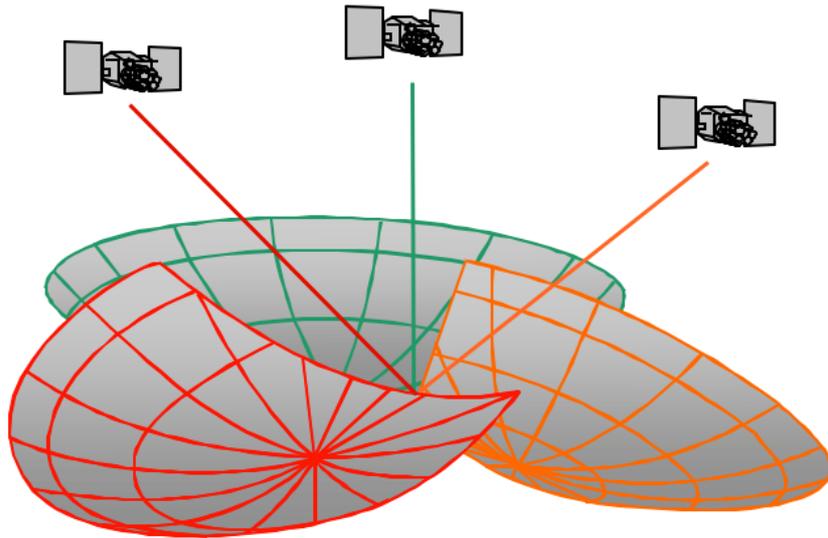
**Fig.5.15** Sfera di raggio noto ricavata tramite la distanza  $D$  del GPS dal satellite

Analogamente non è sufficiente conoscere la distanza da due satelliti; infatti, l'intersezione di due sfere di raggio noto, cioè le distanze calcolate, dà luogo ad un cerchio e non ad un punto.



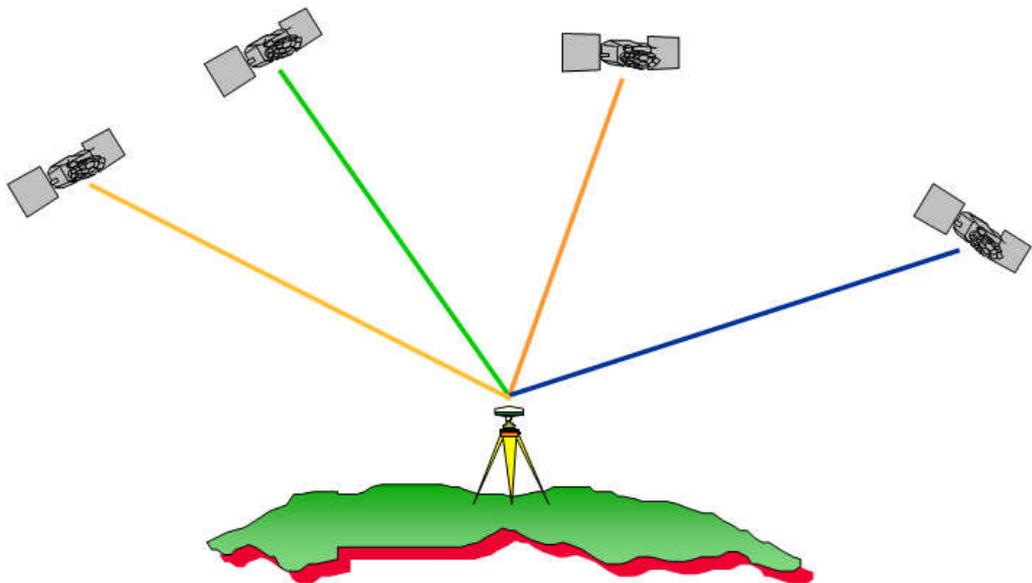
**Fig.5.16** Intersezione tra due sfere di raggio noto calcolate tramite la distanza di due satelliti

L'intersezione di tre sfere di raggio noto, invece, determina due punti, dei quali, invero, uno è di norma inaccettabile in quanto si trova ad altissima quota e risulta anche muoversi ad altissima velocità.



**Fig. 5.17** Intersezione tra tre sfere di raggio noto calcolate tramite la distanza di tre satelliti

Soltanto l'intersezione di quattro sfere di raggio noto, invece, consente con certezza, di determinare una posizione univoca nello spazio, il che spiega perché è necessario aspettare del tempo, anche se si tratta di minuti, per elaborare i dati, in quanto bisogna aspettare il passaggio di almeno quattro satelliti ed avere anche il tempo di effettuare numerosi calcoli ed approssimazioni successive.



**Fig. 5.18**

Per calcolare il tempo di volo è necessario sapere quando il segnale radio è partito dal satellite e quando ha raggiunto il ricevitore. Il segnale proveniente dal satellite modulato sul codice C/A è basato sull'ora fornita dall'orologio atomico dei satelliti. Anche il ricevitore contiene un orologio, utilizzato per generare un corrispondente codice C/A. Il ricevitore GPS è quindi in grado di far corrispondere o correlare il codice proveniente dal satellite al codice generato da esso.

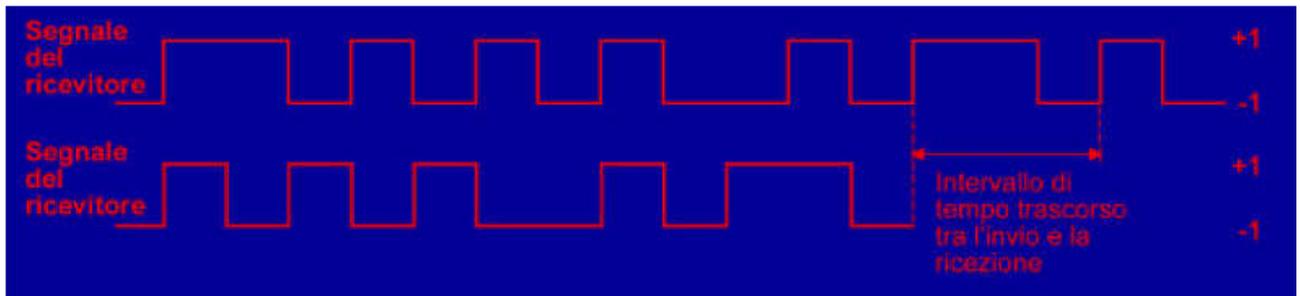


Fig. 5.19 Geoide terrestre

Il codice C/A è un codice binario di tipo pseudo-casuale, cioè apparentemente casuale. In realtà si ripete mille volte al secondo. In questo modo il tempo necessario al segnale radio per il percorso del satellite al ricevitore GPS può essere calcolato.

In realtà poi le cose sono un po' più complicate, in quanto le orbite non sono note con precisione assoluta e la misura della distanza si tramuta in una misura di intervallo di tempo e pertanto si presuppone sia possibile sincronizzare i satelliti con il ricevitore a terra in modo da conoscere esattamente l'istante di invio del segnale elettromagnetico per determinarne il tempo  $\Delta t_i$  di propagazione. In realtà lo sfasamento  $\delta t$  tra gli orologi del satellite e del ricevitore inficia il calcolo di  $\Delta t_i$  nell'equazione  $\Delta t_i \text{ misurato} = \Delta t_i \text{ vero} + \delta t$ . L'utilizzo del 4° satellite non solo risolve il problema dell'ambiguità della soluzione della posizione ottenuta con 3 satelliti, ma contribuisce come quarta equazione del sistema a ricavare uno dei  $\Delta t_i$ . Utilizzando il valore così ottenuto come  $\Delta t_i \text{ vero}$  si ricava una stima per  $d$ .

La tecnica di navigazione autonoma consente, comunque, di calcolare la posizione con un'accuratezza non superiore a 15-20 m.

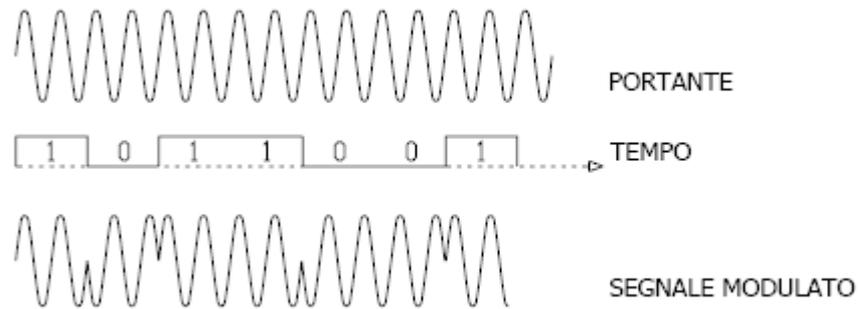
Una tecnica che consente un'accuratezza molto superiore è la tecnica di misurazione differenziale. Il concetto base di questa tecnica è l'impiego di dati registrati contemporaneamente di almeno due ricevitori. La correzione differenziale (DPGS) consente all'utente civile di estendere l'impiego del GPS a molte applicazioni civili. L'antenna del ricevitore di riferimento è montata in un punto misurato in precedenza e con coordinate note. Il ricevitore installato in questo punto è noto come ricevitore di riferimento o Master. Il ricevitore

viene attivato e inizia il rilevamento dei satelliti. Tale ricevitore è in grado di calcolare la propria posizione assoluta. Poiché si trova su un punto di coordinate note, il ricevitore di riferimento può stimare molto precisamente quale dovrebbe essere la reale distanza dai vari satelliti, individuando la differenza esistente fra i valori calcolati e i valori misurati. Tale differenza è nota come “correzione”. Il ricevitore di riferimento è in genere dotato di un collegamento radio che si utilizza per trasmettere tali correzioni. Il ricevitore Rover può essere equipaggiato con un collegamento radio per la ricezione delle correzioni trasmesse dal ricevitore di riferimento. Quando entra in tracciamento con i satelliti, il ricevitore calcola direttamente la distanza dai satelliti e applica direttamente le correzioni ricevute dal ricevitore di riferimento, ottenendo in questo modo le coordinate corrette della propria stazione. Si specifica, inoltre, che più ricevitori Rover possono ricevere i dati di correzione da una singola Stazione di Riferimento. Questa tecnica consente un’accuratezza nel calcolo della posizione nell’ordine dei 5 metri.

Per ridurre ulteriormente il margine di errore nel rilevamento della posizione un’altra tecnica utilizzata è la “tecnica a posizione differenziale di fase”. Questa tecnica permette di ottenere livelli di precisione del posizionamento di 0.5-2cm. Il Master è sempre posizionato in un punto avente coordinate fisse mentre il Rover può essere liberamente spostato. Si utilizzano sempre contemporaneamente minimo due ricevitori GPS, analogamente al metodo della correzione differenziale di codice. La differenza principale riguarda il metodo di calcolo di tali distanze. Il risultato del calcolo sarà la misura della baseline compresa tra ricevitore fisso e ricevitore mobile.

In questa tecnica la distanza dei satelliti dal ricevitore si calcola mediante una misura di differenza di fase.

Le onde portanti hanno lo scopo di trasportare i codici binari C/A e P in un processo noto come modulazione, tramite il quale i codici vengono sovrapposti all’onda portante. In corrispondenza di ciascuna variazione del valore del codice C/A si verifica uno sfasamento della fase della portante di  $90^\circ$ .



Le equazioni che reggono il problema della determinazione della distanza del ricevitore dal satellite sono :

$$D_i = c \Delta t_i = \sqrt{(X_p - X_i)^2 + (Y_p - Y_i)^2 + (Z_p - Z_i)^2} + c \delta\tau_{ip} + \delta_{ionosf} + \delta_{troposf}$$

$$\Delta t_{i \text{ misurato}} = \Delta t_{i \text{ vero}} + d\tau$$

Dove con il pedice i si fa riferimento alle coordinate dei satelliti e con il pedice p alle coordinate del ricevitore.

Le correzioni per  $\delta_{ionosf}$  e  $\delta_{troposf}$  sono apportate sempre in tempo reale dal software del ricevitore fisso, in quanto i parametri necessari per calcolare le deviazioni indotte dalla ionosfera e dalla troposfera sono forniti dallo stesso segnale GPS sulla base di modelli matematici aggiornati dalle stazioni di controllo a terra.

La quantità  $\delta_{tip}$  rappresenta la correzione da apportare a causa sia dagli errori di sincronizzazione dell'orologio a bordo del satellite i-esimo e sia da quelli dovuti all'orologio del ricevitore posto nel punto P.

Moltiplicando l'equazione della distanza del ricevitore dai satelliti per  $f / c = 1 / \lambda$ , essendo c la velocità della luce  $\lambda$  la lunghezza d'onda della portante L1, pari a circa 19 cm si ottiene al primo membro la distanza del satellite i-esimo espressa in numero di lunghezze d'onda della portante:

$$\frac{f D_i}{c} = f \Delta t_i = \frac{D_i}{\lambda} = \frac{f}{c} \sqrt{(X_P - X_i)^2 + (Y_P - Y_i)^2 + (Z_P - Z_i)^2} + f \delta\tau_{iP} + \frac{f}{c} (\delta_{\text{ionosf}} + \delta_{\text{troposf}})$$

Tale numero ha una parte intera  $N_i$  e una parte decimale  $dN_i$ , corrispondente a una frazione di lunghezza d'onda e che coincide, a meno di  $2\pi$ , con la fase  $\phi$  della portante.

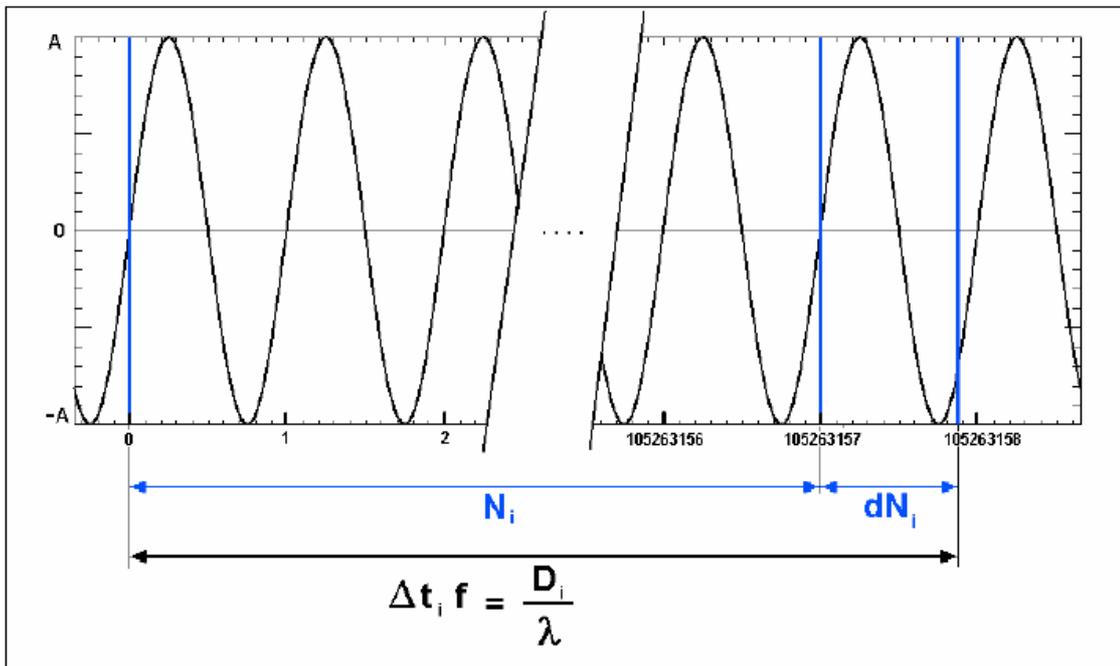


Fig. 5.20

Si supponga che il ricevitore, ottenendo il  $\Delta t_i$  riesca a contare il numero dei periodi della portante che transitano in quello stesso arco di tempo. Otterrebbe proprio il valore  $N_i$ , oltre ad una frazione di periodo aggiuntiva  $dN_i$ . La (espressione sopra) si trasforma così in una relazione di fase:

$$dN_i = \frac{f}{c} \sqrt{(X_P - X_i)^2 + (Y_P - Y_i)^2 + (Z_P - Z_i)^2} + f \delta\tau_{iP} + \frac{f}{c} (\delta_{\text{ionosf}} + \delta_{\text{troposf}}) - N_i$$

Introducendo per una rappresentazione più sintetica la grandezza  $D_{Pi}$  che rappresenta la distanza teorica effettiva tra il punto P e il satellite i-esimo:

$$D_{Pi} = \sqrt{(X_P - X_i)^2 + (Y_P - Y_i)^2 + (Z_P - Z_i)^2}$$

Si ottiene quindi:

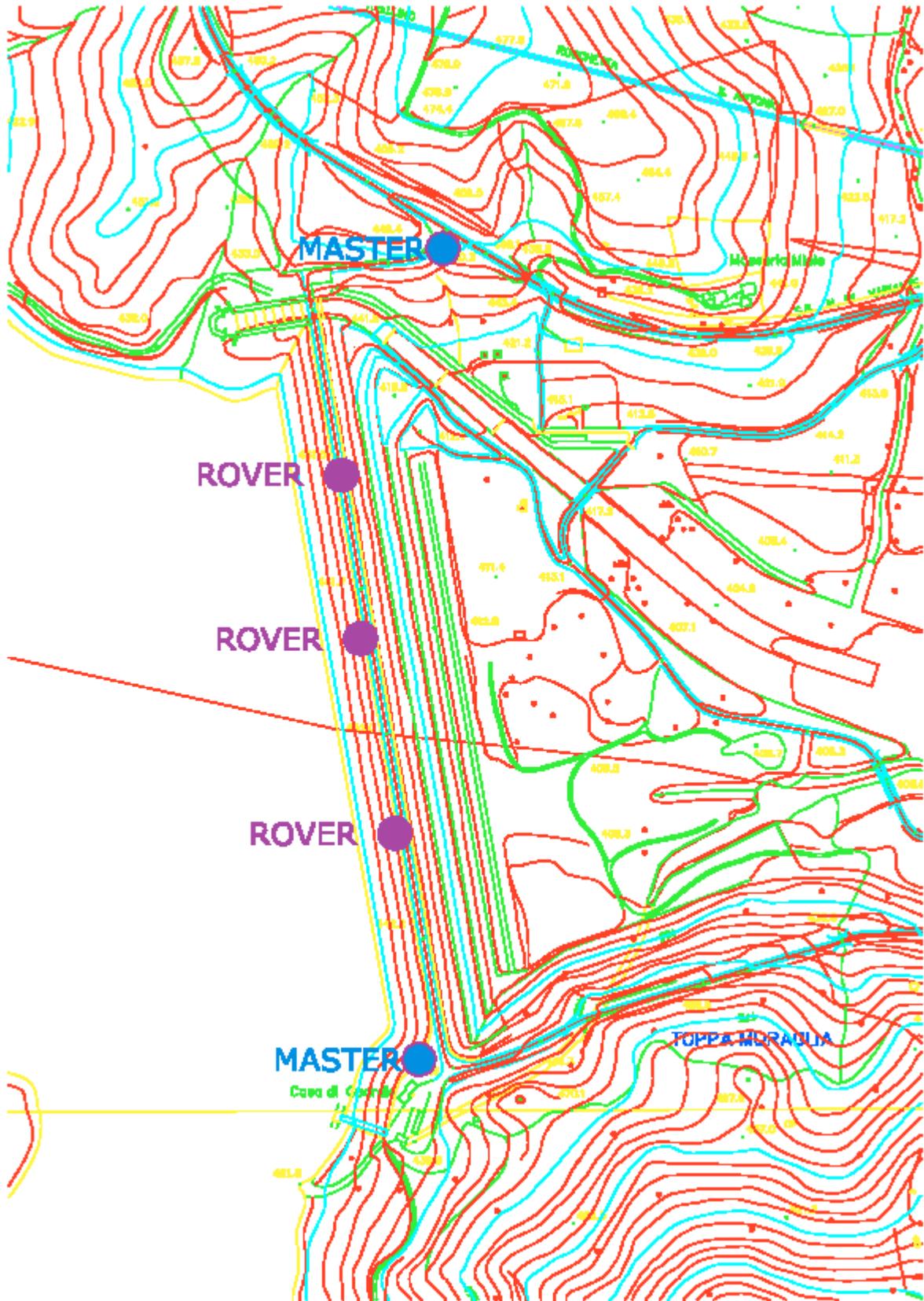
$$dN_i = \frac{f}{c} D_{Pi} + f \delta\tau_{iP} + \frac{f}{c} (\delta_{ionosf} + \delta_{troposf}) - N_i$$

Se ora il segnale dello stesso satellite i-esimo fosse ricevuto da due ricevitori posti nei punti P1 e P2, non troppo distanti tra loro (entro circa una decina di Km, in modo da considerare il loro percorso identico ai fini degli errori di propagazione nell'atmosfera), e si effettuasse la differenza delle due fasi, si otterrebbe:

$$dN_{P1i} - dN_{P2i} = \Delta N_i = \frac{f}{c} (D_{P1i} - D_{P2i}) + f (\delta\tau_{P1} - \delta\tau_{P2}) - (N_{P2i} - N_{P1i})$$

Nella differenza i contributi indesiderati dovuti agli errori provenienti dall'orologio del satellite e dalla propagazione atmosferica vengono così rimossi. Restano gli errori dovuti all'orologio dei ricevitori ed una quantità legata al numero intero di lunghezze d'onda che intercorrono tra il satellite i-esimo e i due ricevitori.

Come sensore GPS geodetico per monitoraggio in postazioni fisse sulla diga sono stati installati 3 GPS aventi la funzione di rover e 2 aventi la funzione di master, posizionati come in fig.5.21, utilizzando per il rilevamento della posizione la tecnica a posizione differenziale di fase.



**Fig. 5.21** Planimetria GPS installati sulla diga di Conza

## Stazione totale

La *stazione totale* è lo strumento utilizzato per il rilievo degli spostamenti superficiali. Essa è costituita da un *distanziometro* ed un *teodolite*, compattati all'interno di un unico strumento..

Il *distanziometro* permette di determinare le distanze dello strumento da determinati punti di misura. Il principio su cui si basa tale tecnologia è il calcolo del tempo di volo (time-of-flight) di un impulso laser. L'impulso elettrico prodotto dal generatore, collimato da un diodo laser trasmittente, crea un raggio di luce infrarossa; il segnale riflesso dall'oggetto colpito viene captato da un fotodiodo ricevitore che genera un segnale elettrico di ricezione. Il tempo di volo, ossia l'intervallo di tempo che intercorre tra l'impulso trasmesso e l'impulso ricevuto, calcolato tramite un orologio con una frequenza stabilizzata al quarzo, consente di individuare la distanza d'ogni singolo punto rilevato. Il *teodolite* è uno strumento ottico a cannocchiale per la misurazione degli angoli azimutali (distanza angolare di un punto dalla direzione del Nord) e zenitali (distanza angolare di un punto dall'intersezione della perpendicolare al piano dell'orizzonte passante per l'osservatore con l'emisfero celeste visibile).

Il teodolite è costituito essenzialmente da una base, da un cerchio graduato orizzontale ed uno verticale e da un'alidada.(strumento di misura degli angoli). L'alidada è montata sulla base in modo da poter ruotare attorno all'asse verticale ed a sua volta è munita di un cannocchiale che ruota su un asse orizzontale. I cerchi graduati orizzontale e verticale sono solidali rispettivamente al basamento o all'alidada e all'asse di rotazione del cannocchiale. Le misurazioni azimutali sono fatte sul cerchio orizzontale mentre quelle zenitali sono effettuate su quello verticale. Nei teodoliti di ultima generazione, ovvero quelli elettronici, i cerchi orizzontali e verticali sono costituiti da depositi metallici in modo da costituire sistemi binari (luce-buio). La lettura elettronica dei cerchi "codificati" avviene attraverso la misura della intensità di energia passante fra i tratti della graduazione dei cerchi.

Il valore degli angoli azimutali e zenitali è visualizzato su un apposito display assieme a quello della distanza e del dislivello. I dati rilevati, inoltre, sono in genere registrati su una apposita memoria ed elaborati da un microprocessore per eseguire la correzione degli errori strumentali del teodolite; la determinazione del punto di stazione, il calcolo delle coordinate polari e cartesiane dei punti rilevati.

Sulla diga verrà installata la stazione totale di Altissima Precisione Leica TCA2003. Questa stazione è dotata di un sistema automatico di puntamento con tecnica di autocollimazione con i prismi installati.

Per eseguire misure di spostamenti precise ed affidabili sulla diga sarà utilizza una rete di controllo costituita da un punto di stazione in cui sarà installata la stazione totale , 3 mire ottiche installate in aree stabili che forniscono i dati di riferimento e 46 mire ottiche ubicate all'interno dell'area da monitorare Fig. 5.22,5.23, 5.24,5.25.



**Fig.5.22** Stazione totale



**Fig. 5.23** Monumentazione per installazione prismi ottici



Fig. – 5.24 Prisma circolare Leica .

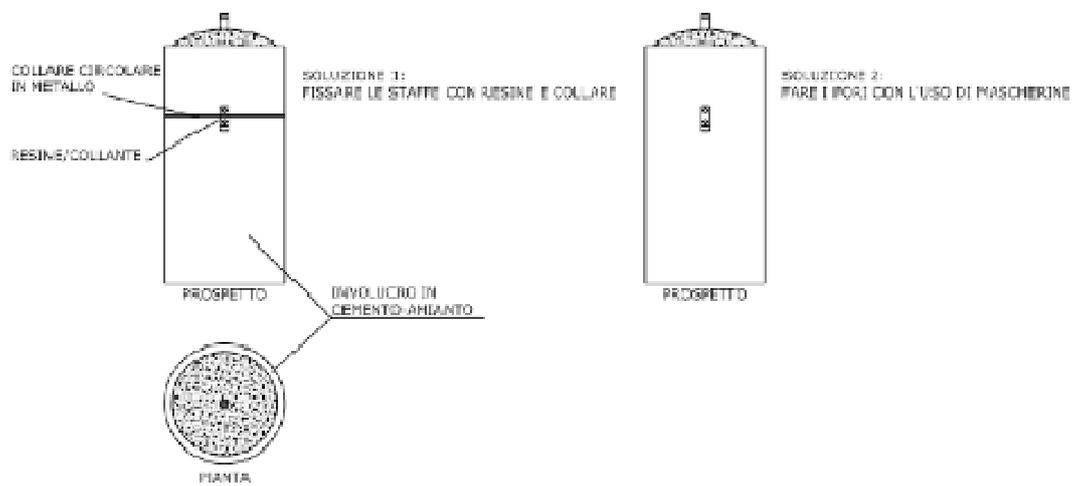


Fig. 5.25 Schema installazione delle mire ottiche

# CAPITOLO 6

## CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

La problematica ingegneristica verso la quale sono principalmente rivolti gli interessi del presente lavoro di ricerca è la previsione ed il monitoraggio degli effetti sismo indotti su dighe in terra.

L'obbiettivo della tesi è stato, quindi, quello di ricercare gli effetti sismo-indotti che possono verificarsi in Italia su dighe, in particolare, in quei rari casi in cui terremoti di forte intensità si verificano in prossimità del sito di ubicazione dell'opera.

L'attività è stata condotta non in astratto ma con riferimento ad un reale caso applicativo: la diga di Conza della Campania interessata dal sisma del 1980.

Dopo aver back-analizzato il comportamento dell'opera durante le fasi di costruzione e quando assoggettata al sisma irpino del 1980, per validare un modello matematico numerico che riproducesse fedelmente il comportamento del rilevato, è stato studiato il comportamento che la diga avrebbe avuto per scenari sismici non avvenuti nella realtà.

Le motivazioni che hanno spinto a sviluppare questo tema di ricerca sono connesse alla necessaria attenzione che è opportuno porre sulla possibilità di prevenzione rispetto alle catastrofi che l'eventuale collasso di queste strutture potrebbero causare. Opere che, per di più, sono state per la maggior parte costruite senza tener conto dei criteri antisismici.

Ci si è approcciati, inoltre, al problema dell'early warning per dighe in terra. Si è installato sulla diga di Conza un sistema di monitoraggio, parte integrante del sistema di allarme e si è elaborata una possibile procedura teorica per lo sviluppo di un modello previsionale semplificato.

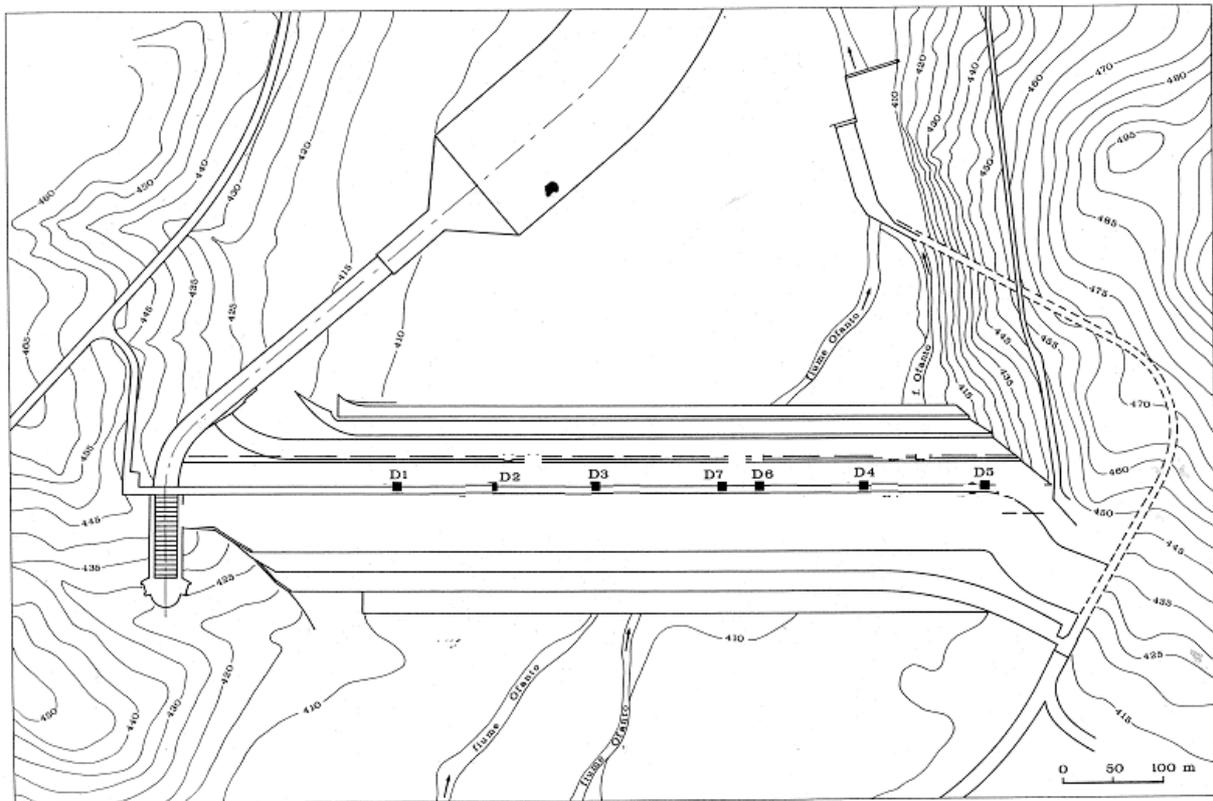
Lo sviluppo di un sistema di allarme sismico per dighe in terra è un problema di grande spessore che richiede, quindi, maggiori approfondimenti ed applicazioni a dighe con case histories differenti ciò al fine di esprimere un giudizio sull'affidabilità delle procedure proposte in questo lavoro di ricerca.

# APPENDICE

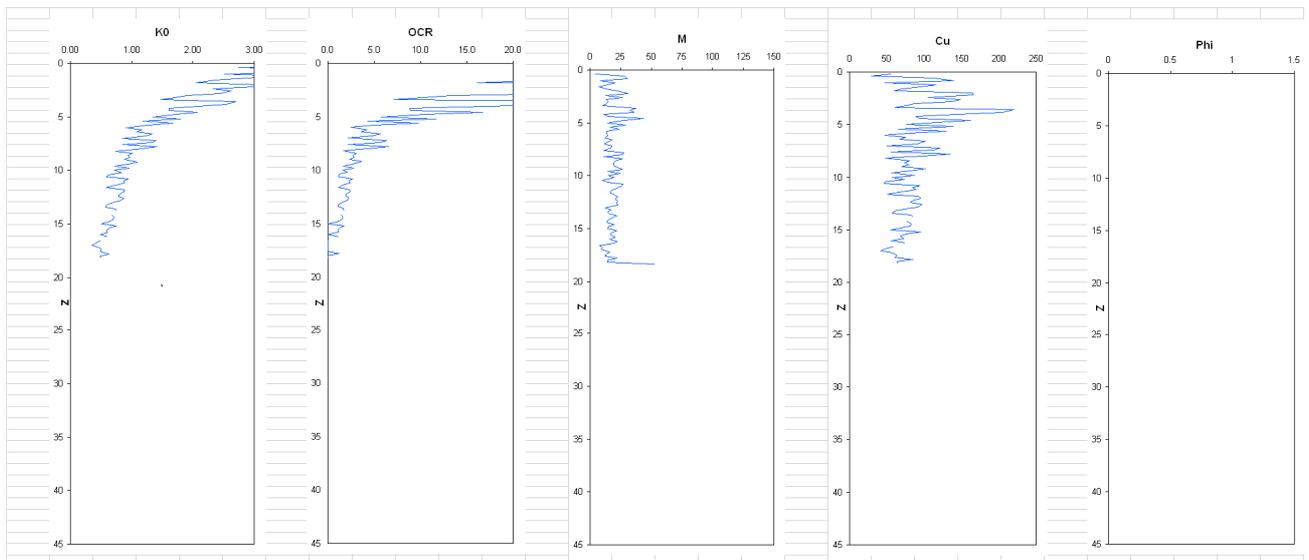
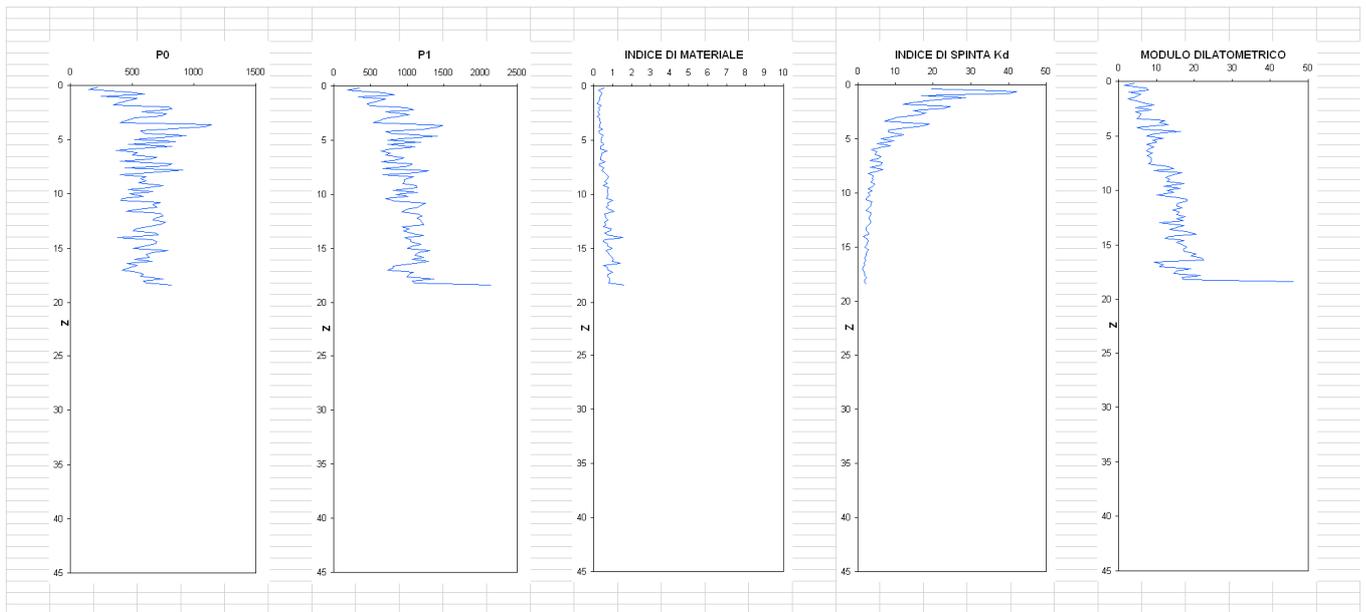
A.1

Prove Dmt 1982

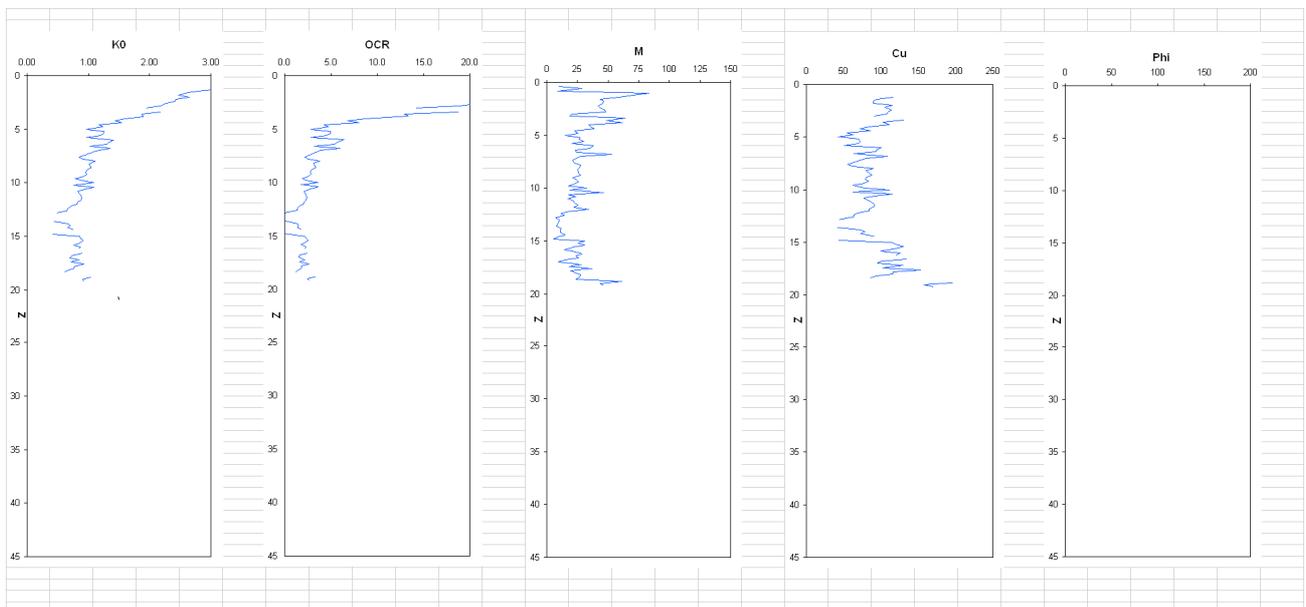
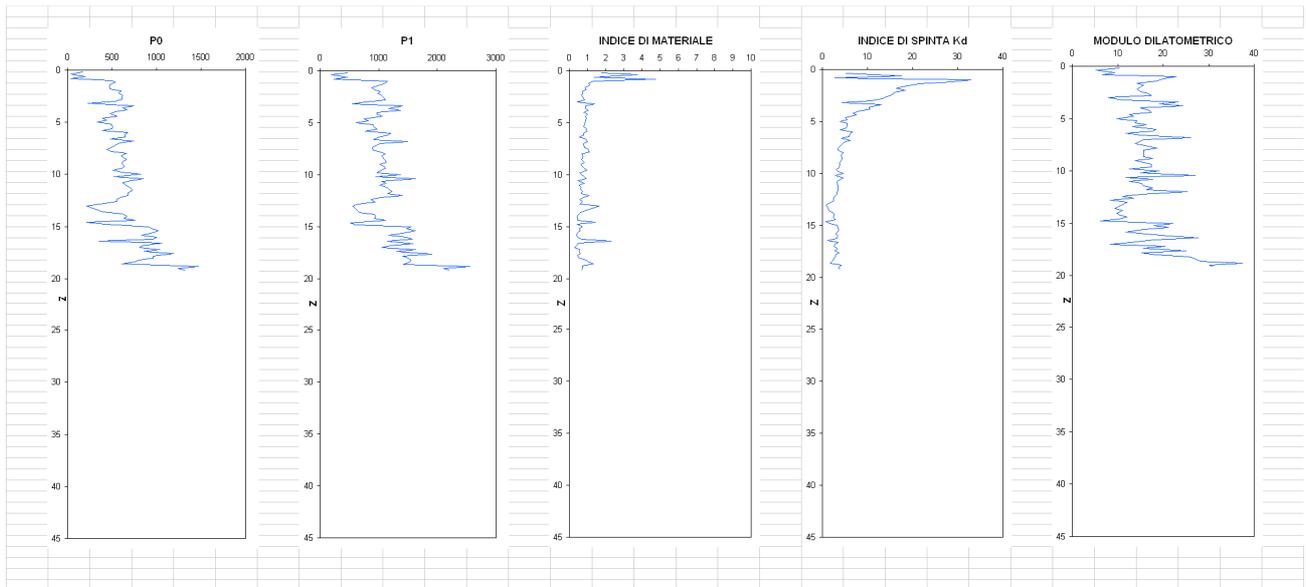
Ubicazione sondaggi



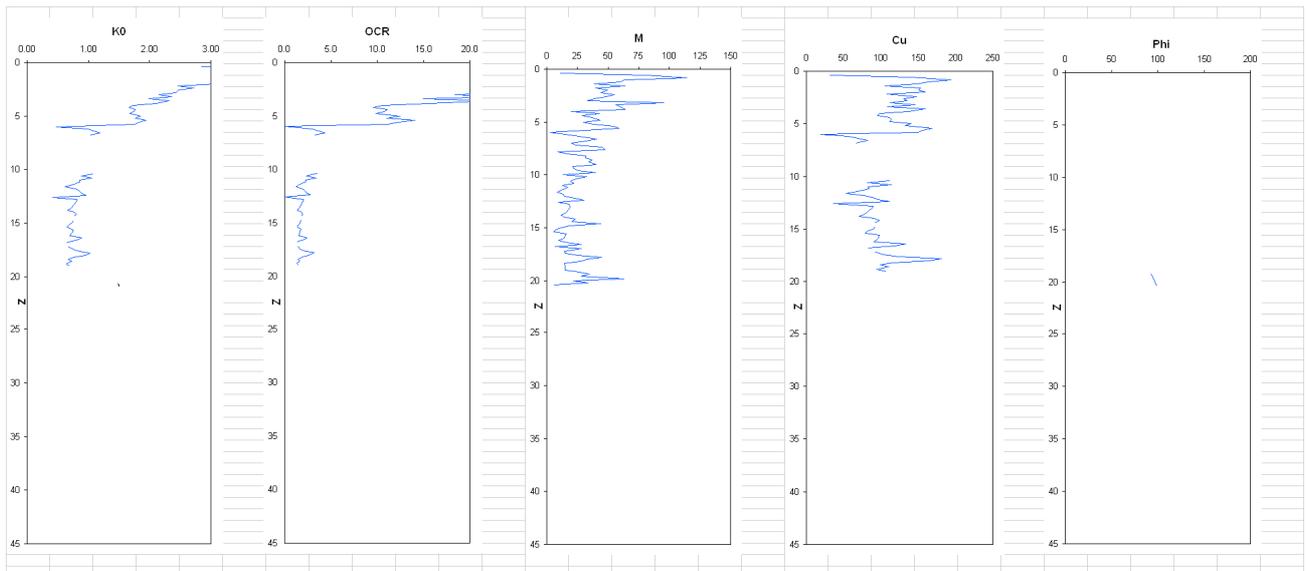
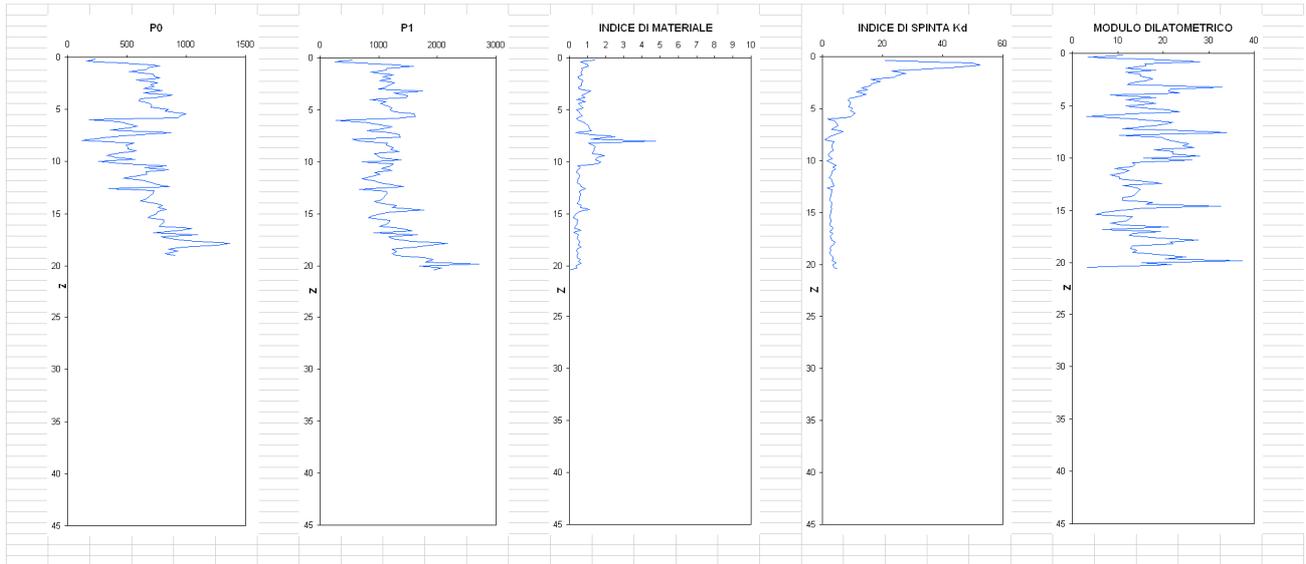
# DMT 1



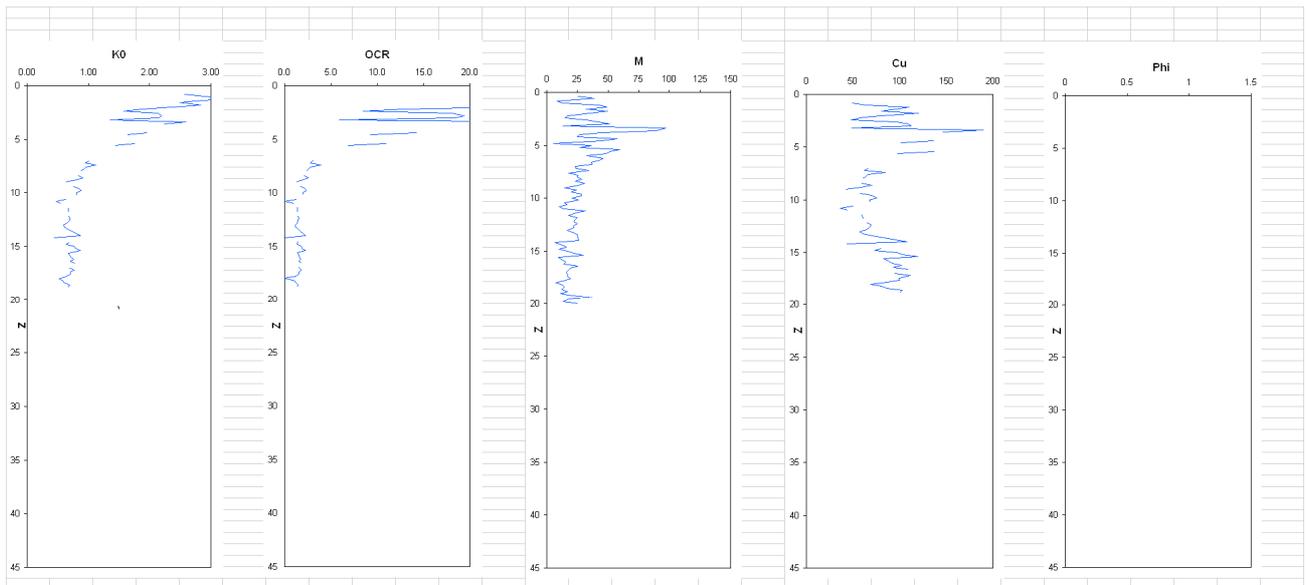
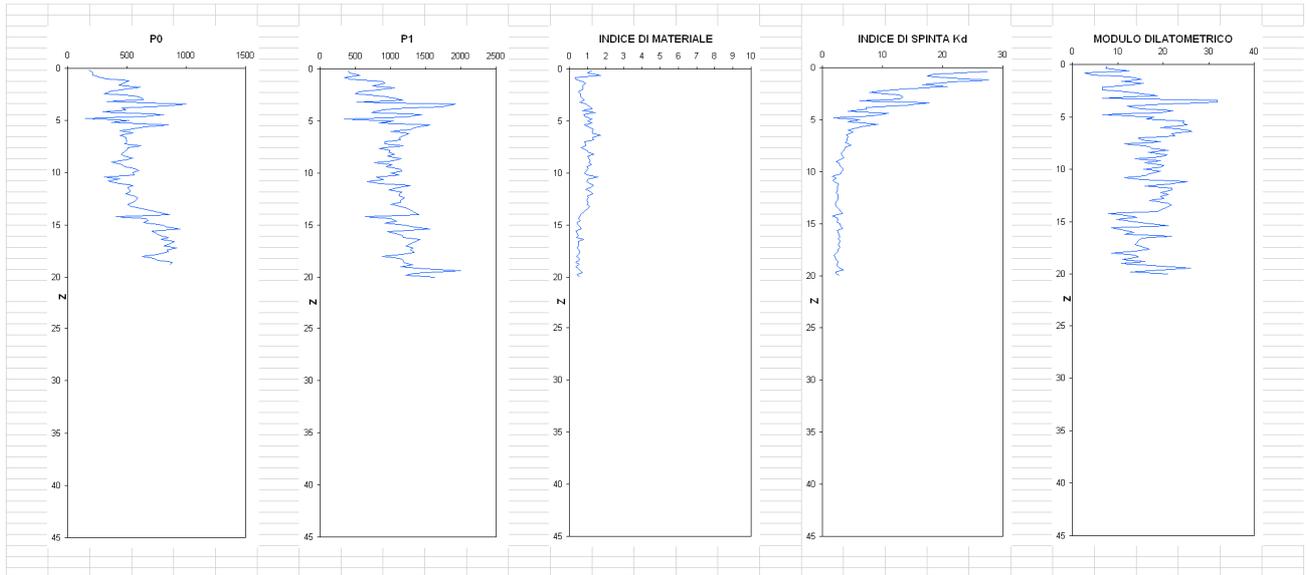
## Dmt 2



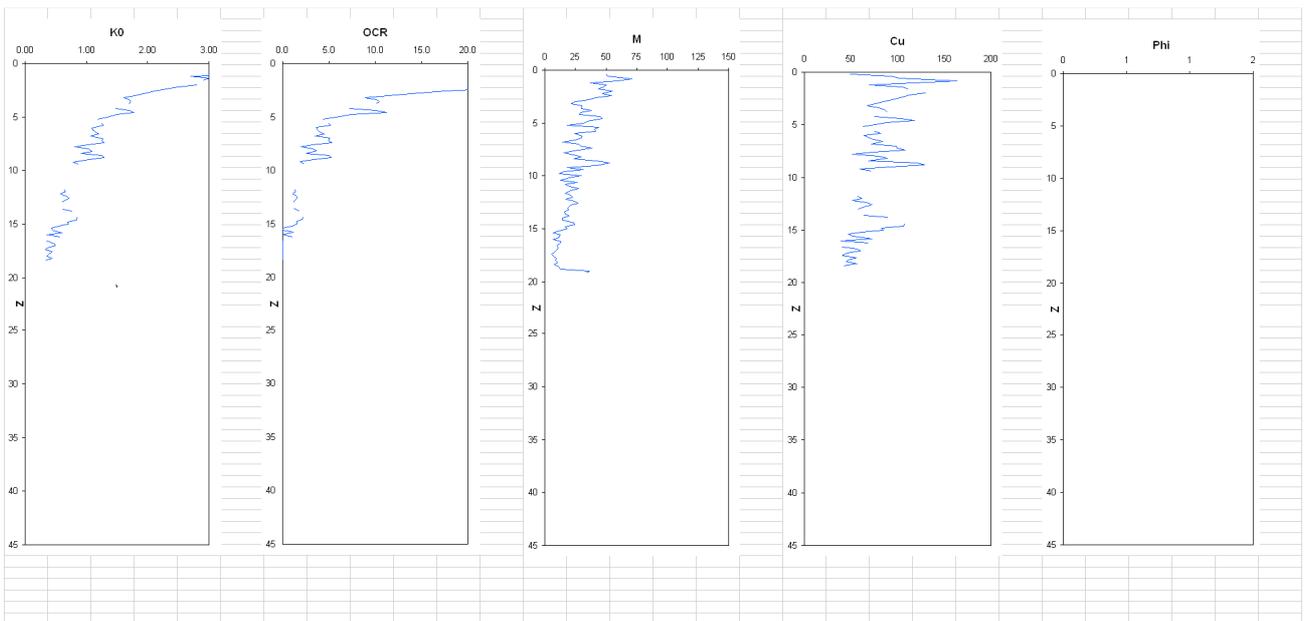
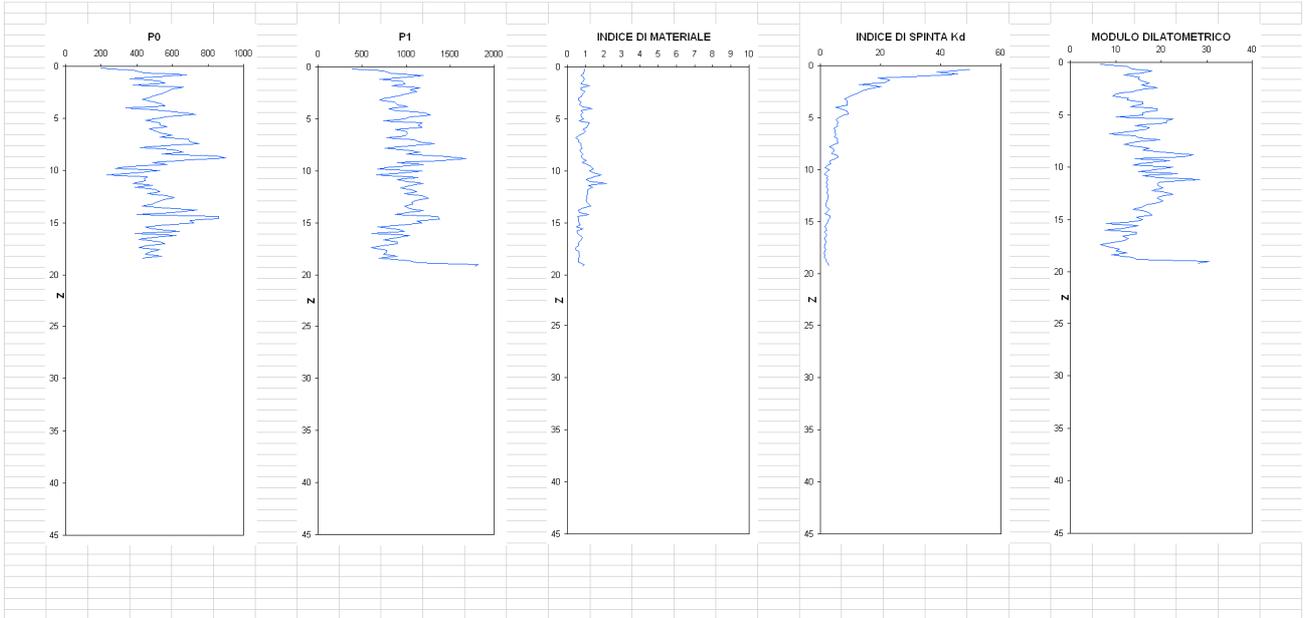
# DMT 3



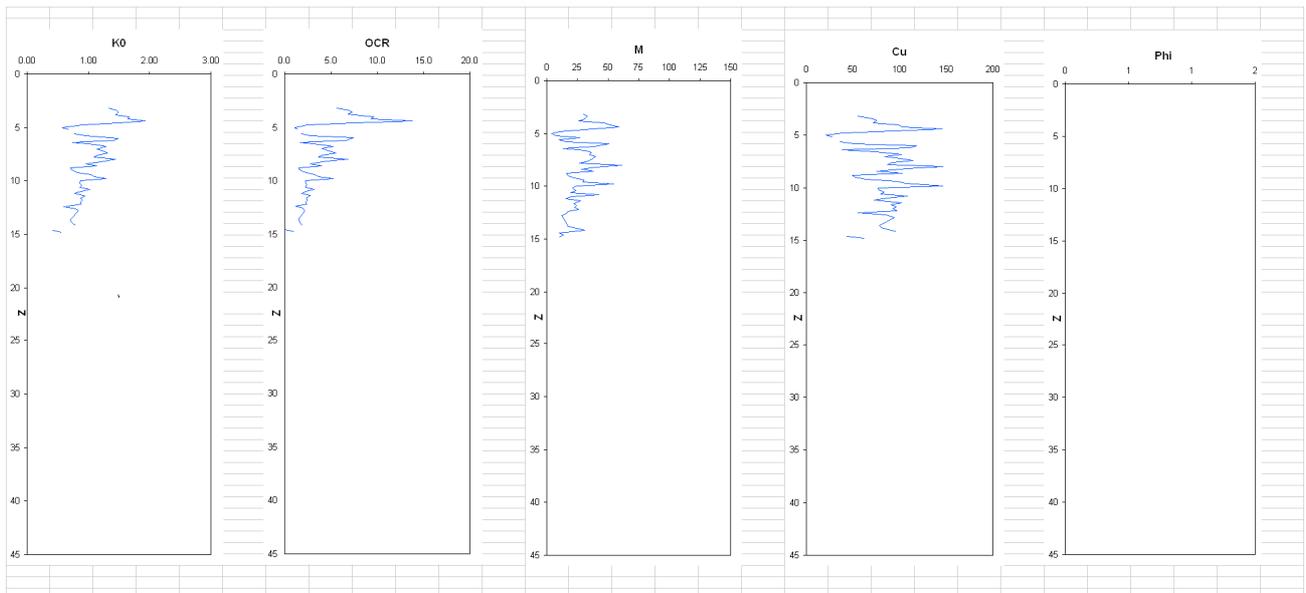
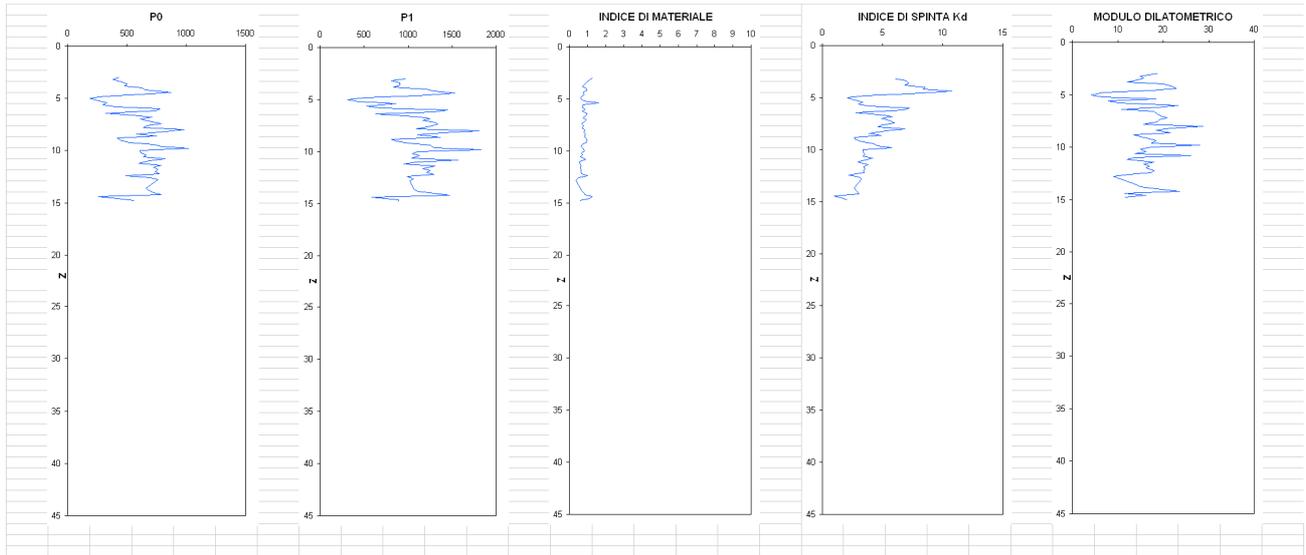
# DMT 4



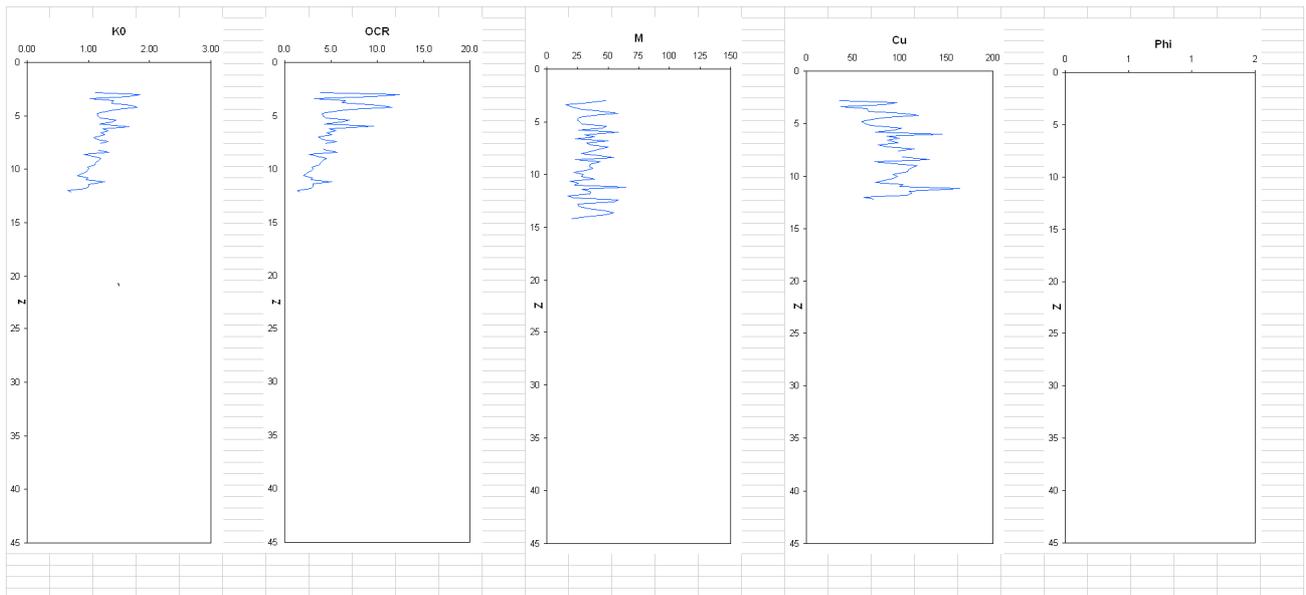
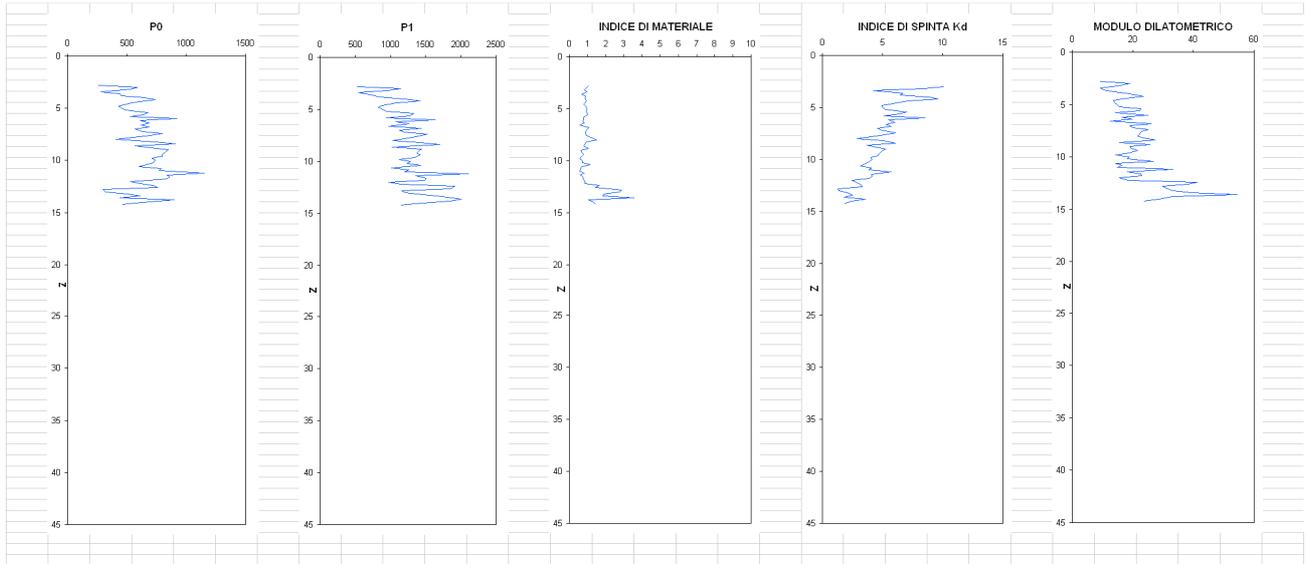
# DMT 5



# DMT 6



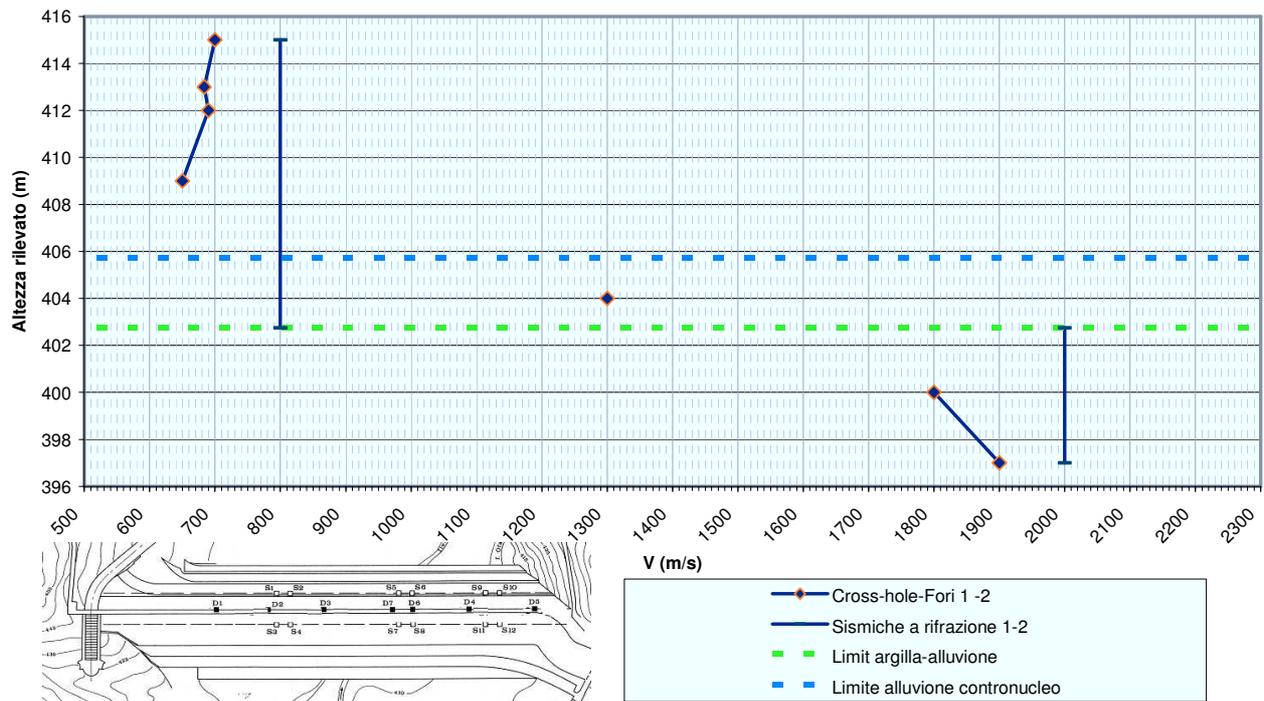
# DMT 7



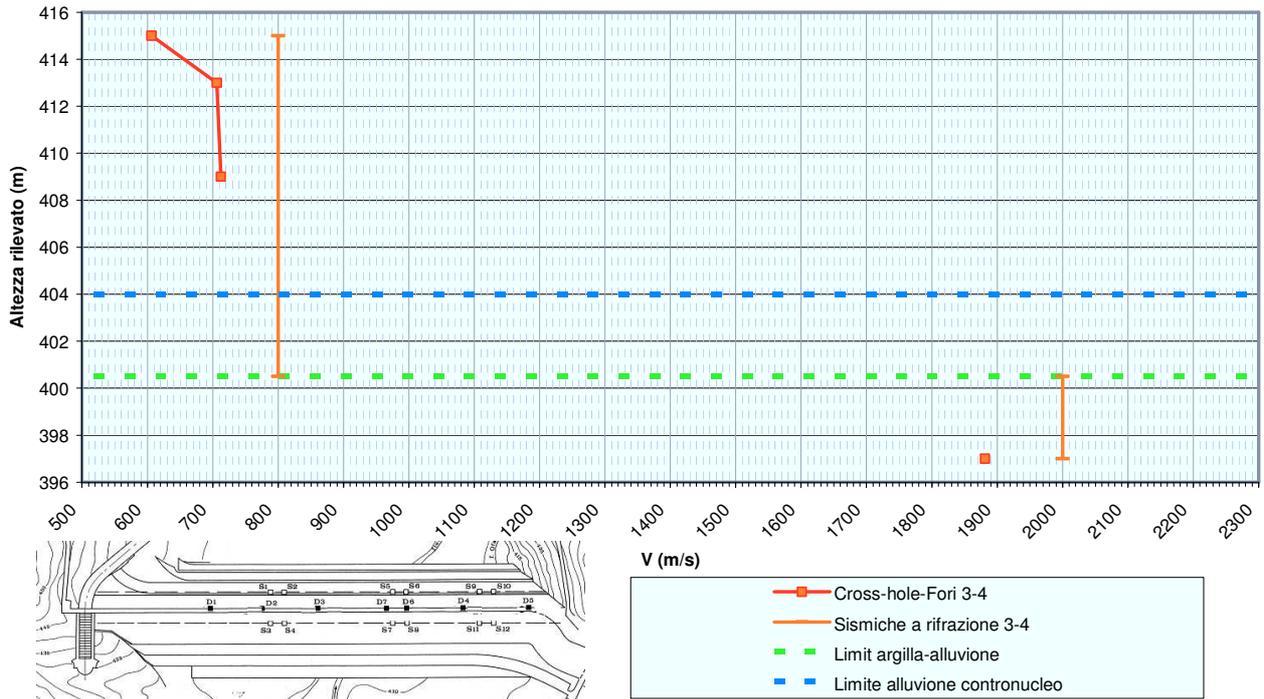
A.2

## Indagini geofisiche 1982

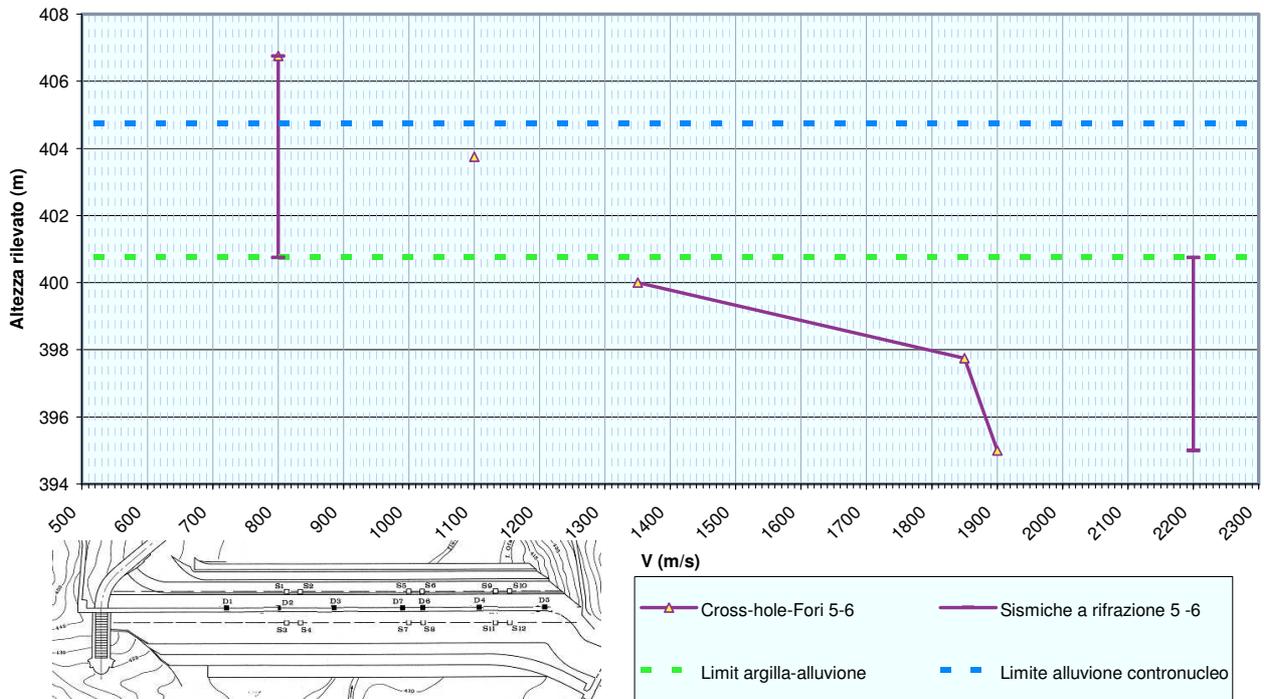
### Profili di velocità (1-2)



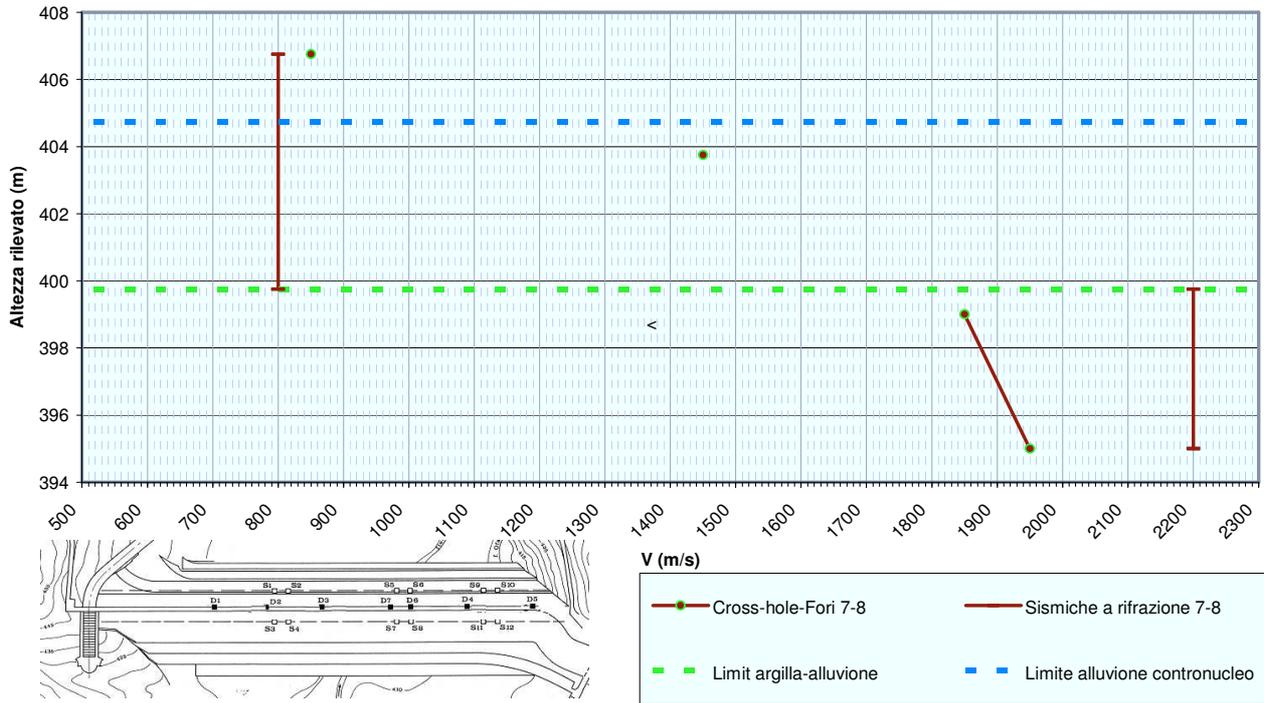
### Profili di velocità (Fori 3-4)



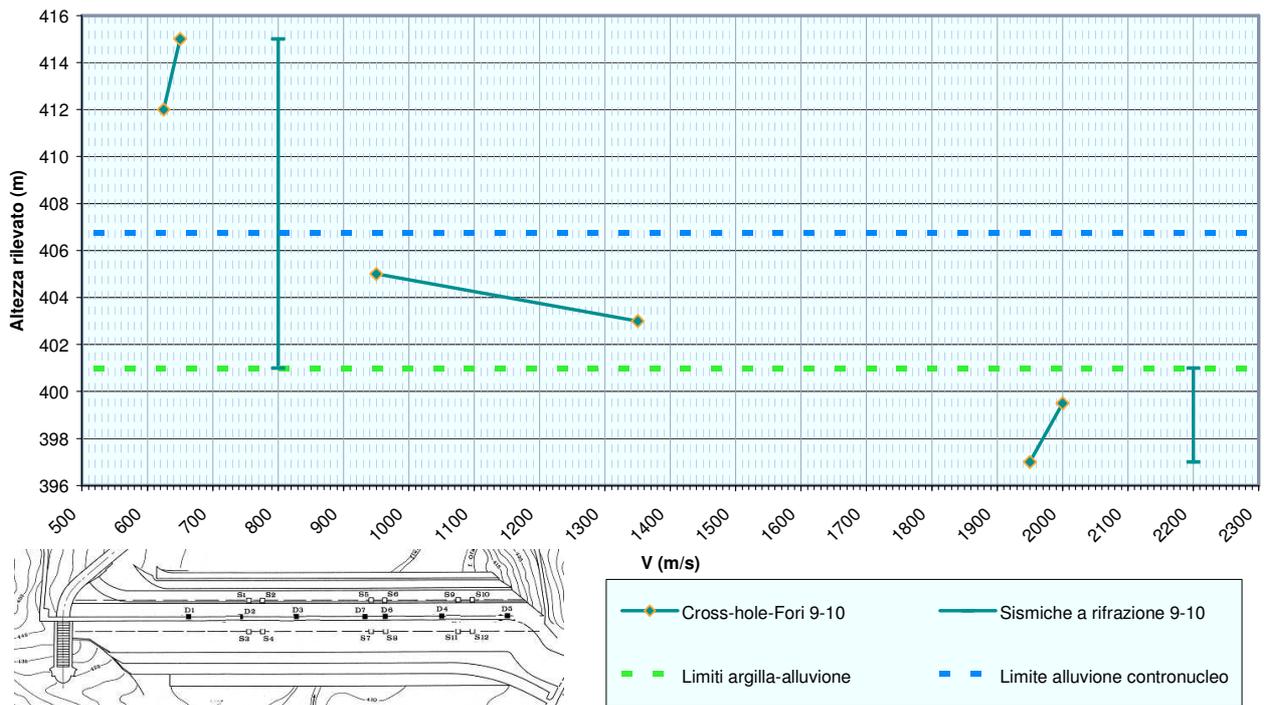
### Profili di velocità (Fori 5-6)



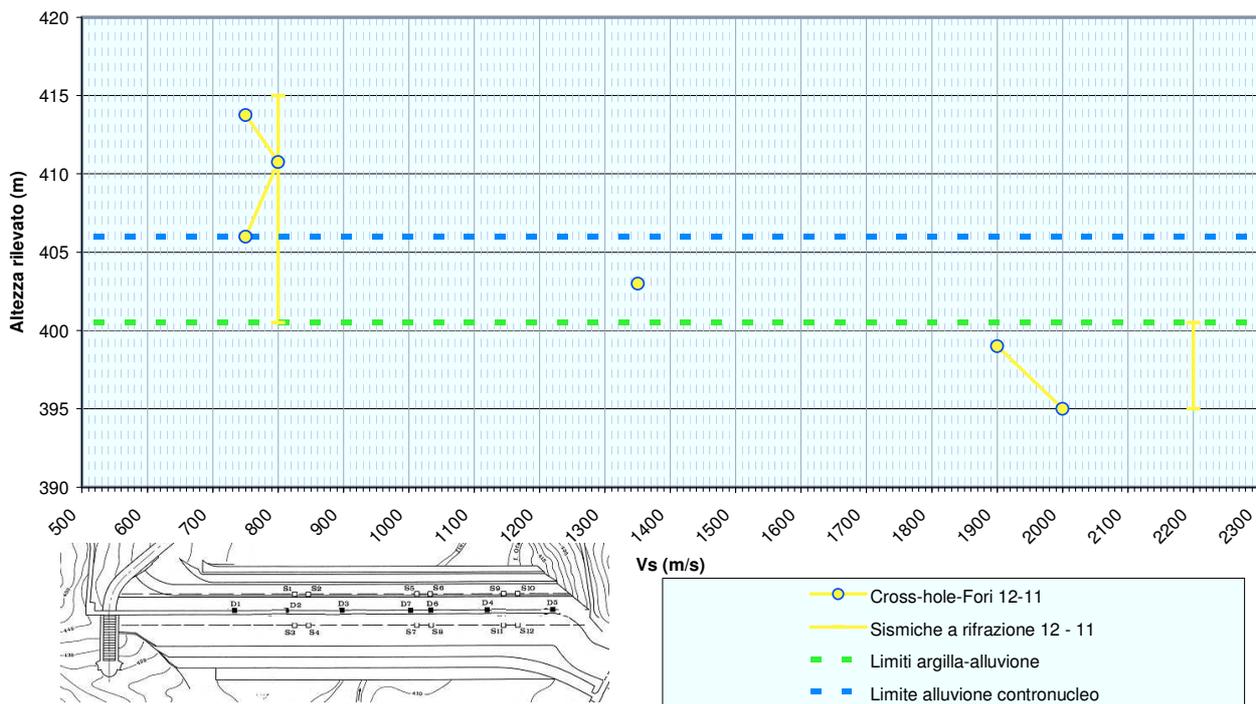
### Profili di velocità (Fori 7 - 8)



### Profili di velocità (Fori 9-10)



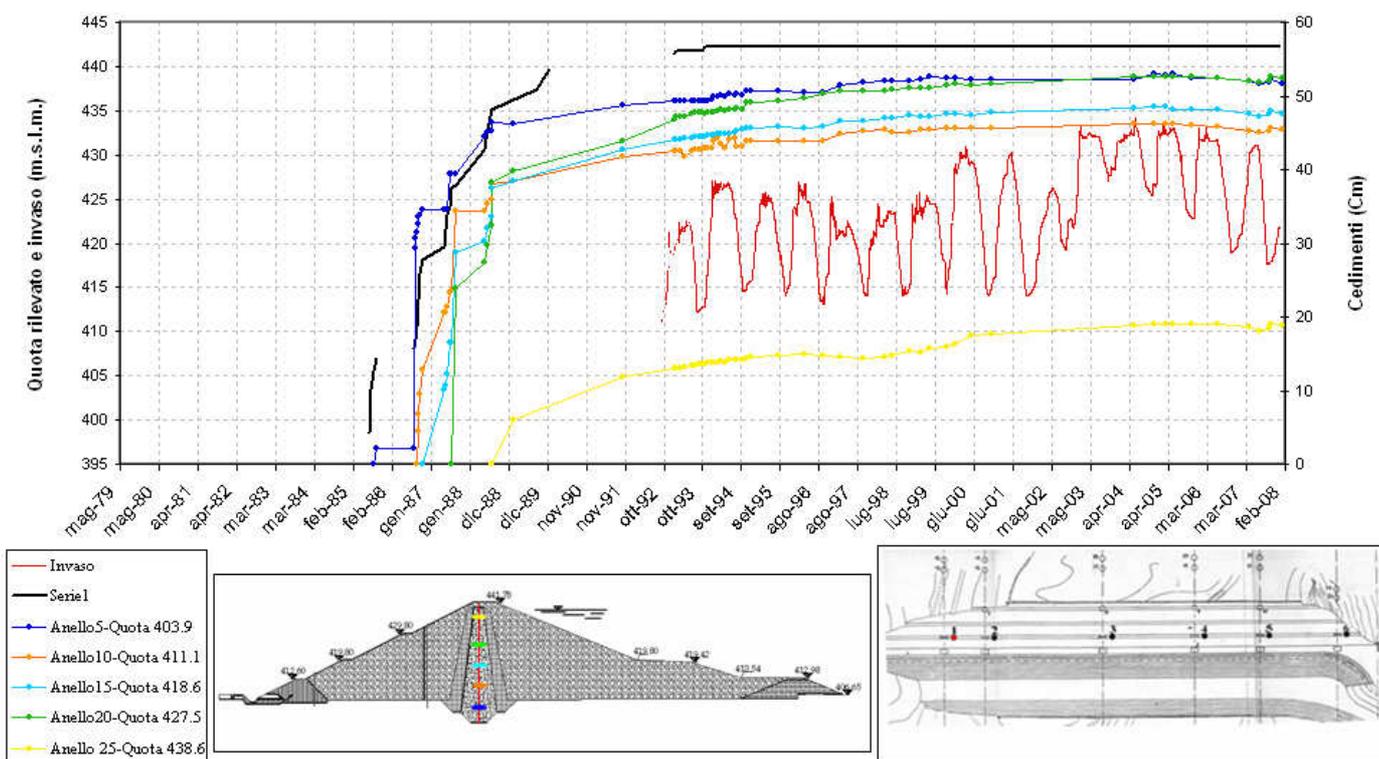
### Profili di velocità (Fori 12 - 11)



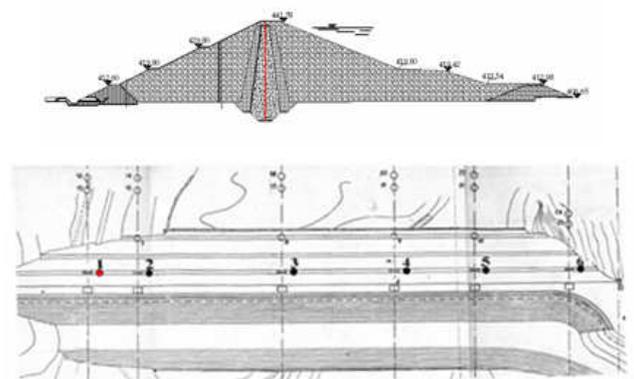
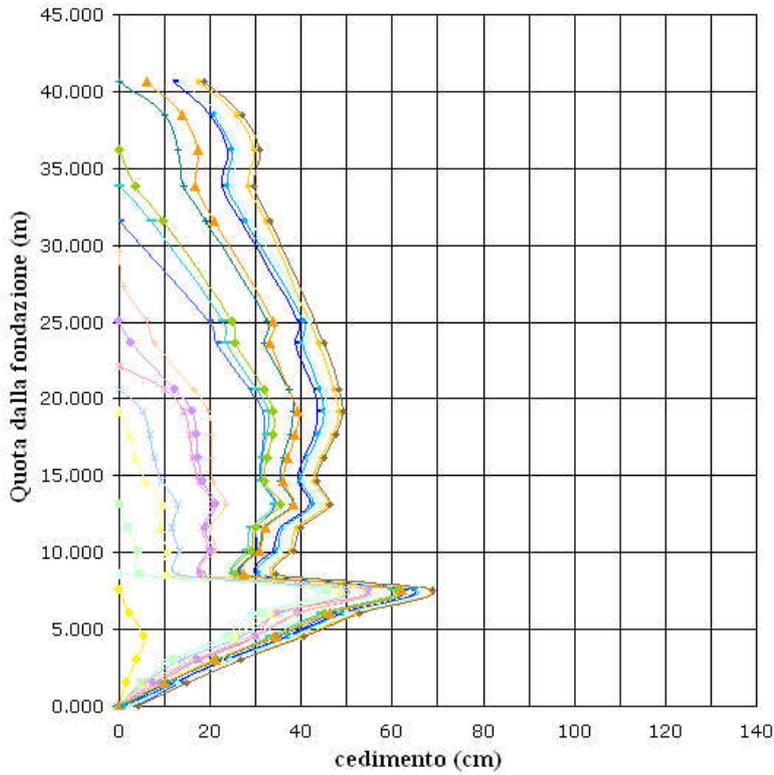
A.3

### Cedimenti rilevato

Grafico Cedimenti assestimetro 1

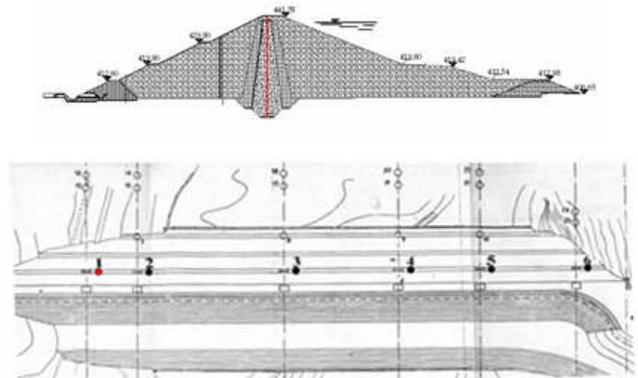
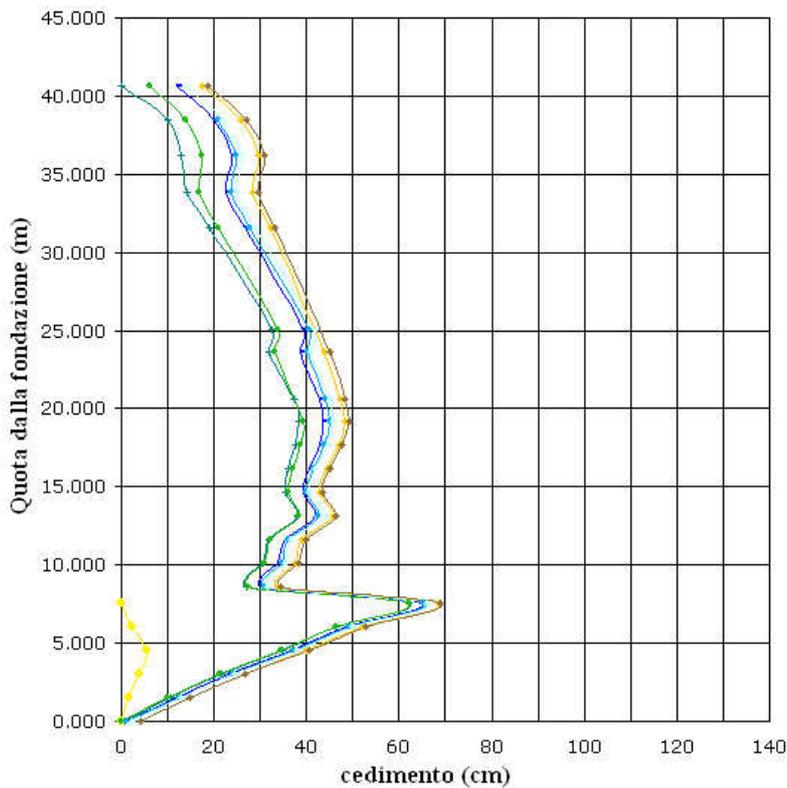


Profili di cedimento Assestimetro 1



- |                              |                                   |
|------------------------------|-----------------------------------|
| ● -set-85                    | ● ago-86                          |
| ● set-86                     | ● ott-86                          |
| ● nov-86                     | ● mag-87                          |
| ● giu-87                     | ● lug-87                          |
| ● settembre87                | ● mag-88                          |
| ● giu-88                     | ● lug-88-fine-costruzione-II-fase |
| ● febb-89-fine costr.II fase | ● ott-91                          |
| ● genn-93inizio invaso       | ● feb-94-max.inv.I                |
| ● magg-00-max.inv.II         | ● giu-04-max.inv.III-1            |

Profili di cedimento Assestimetro 1



- |                        |                                   |
|------------------------|-----------------------------------|
| ● -set-85              | ● lug-88-fine-costruzione-II-fase |
| ● febb-89              | ● ott-91                          |
| ● genn-93inizio invaso | ● feb-94-max.inv.I                |
| ● magg-00-max.inv.II   | ● giu-04-max.inv.III-1            |

Profili di cedimento Assestmetro 1- Costruzione-II fase

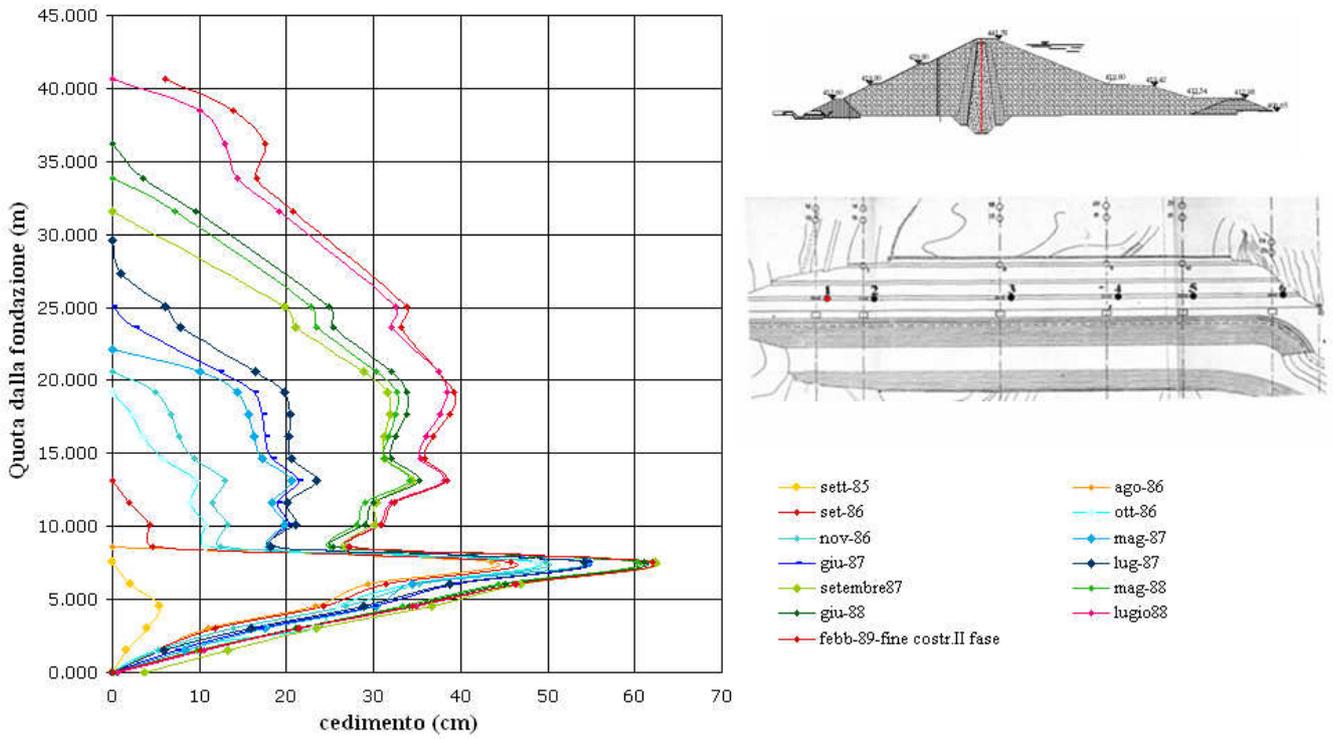
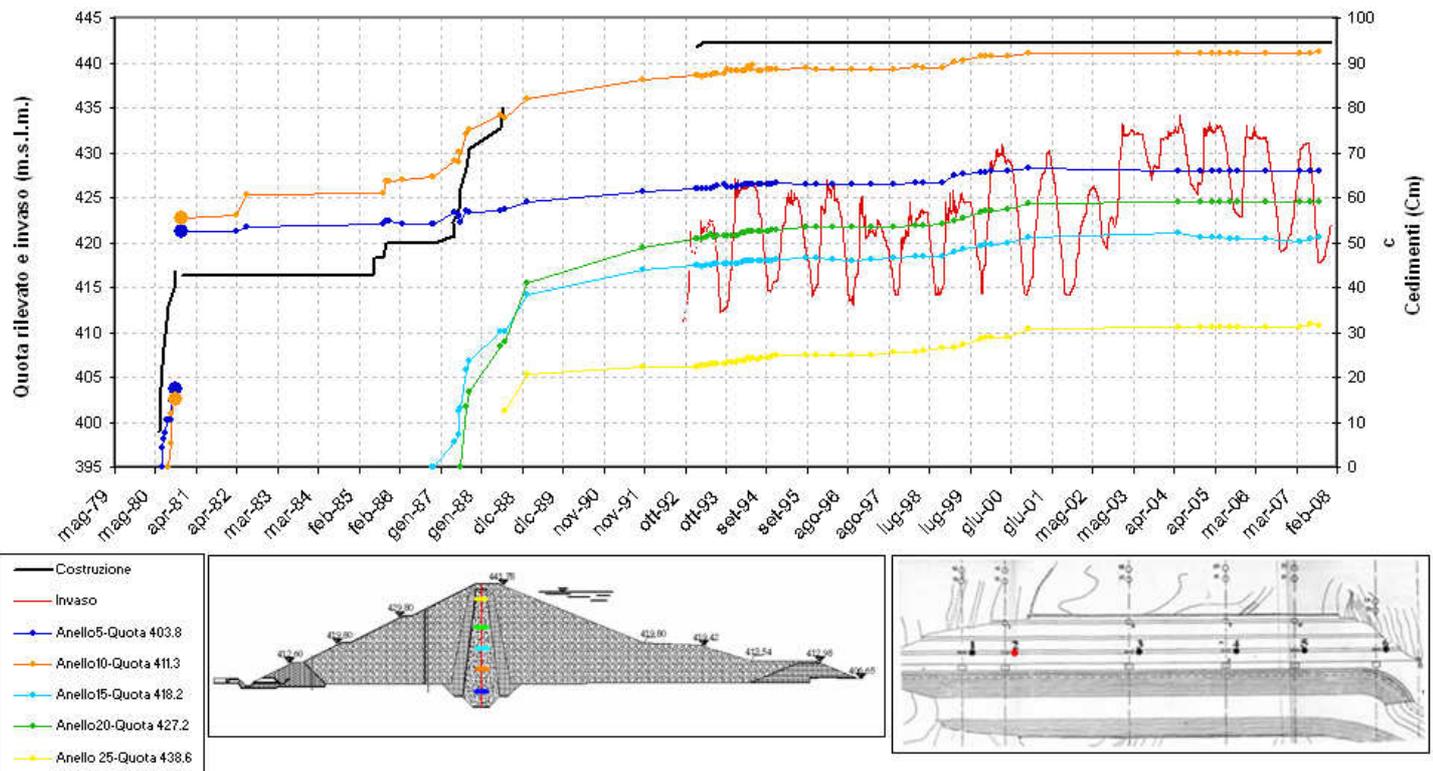
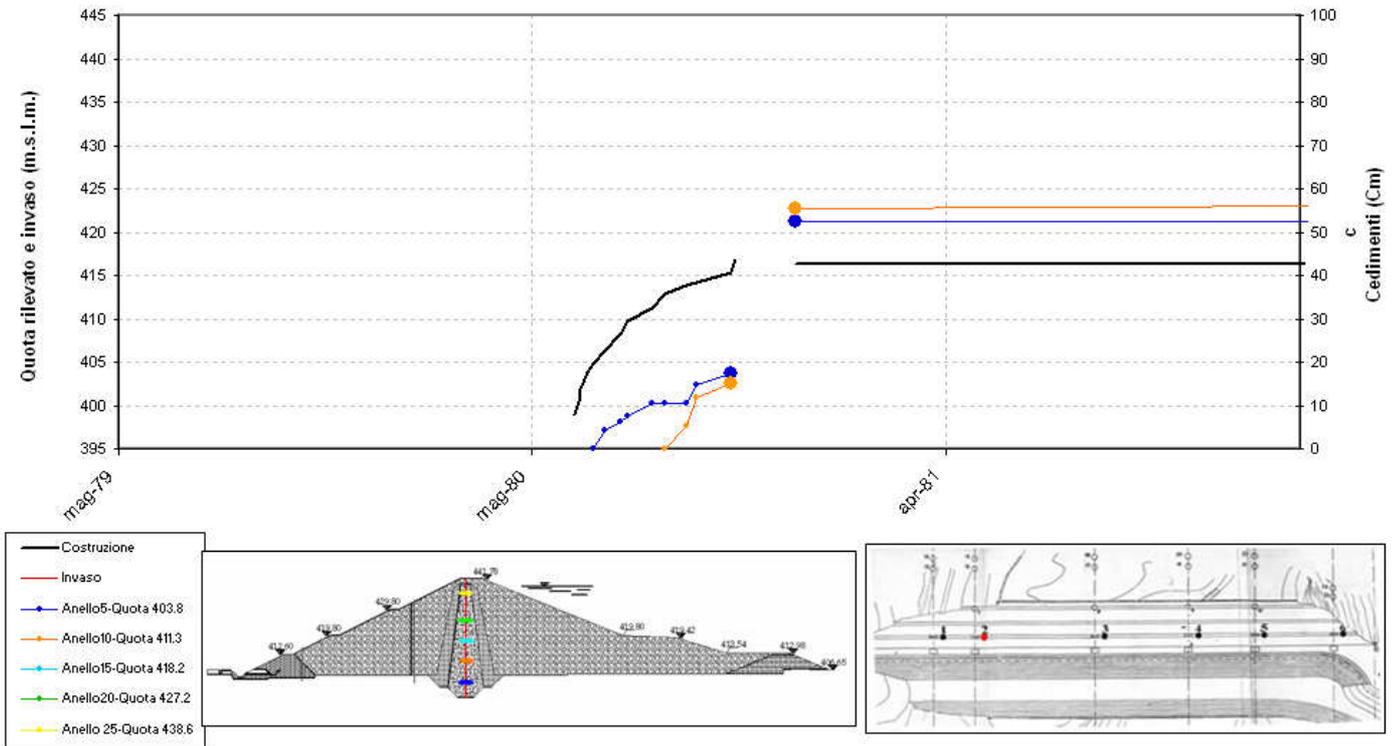


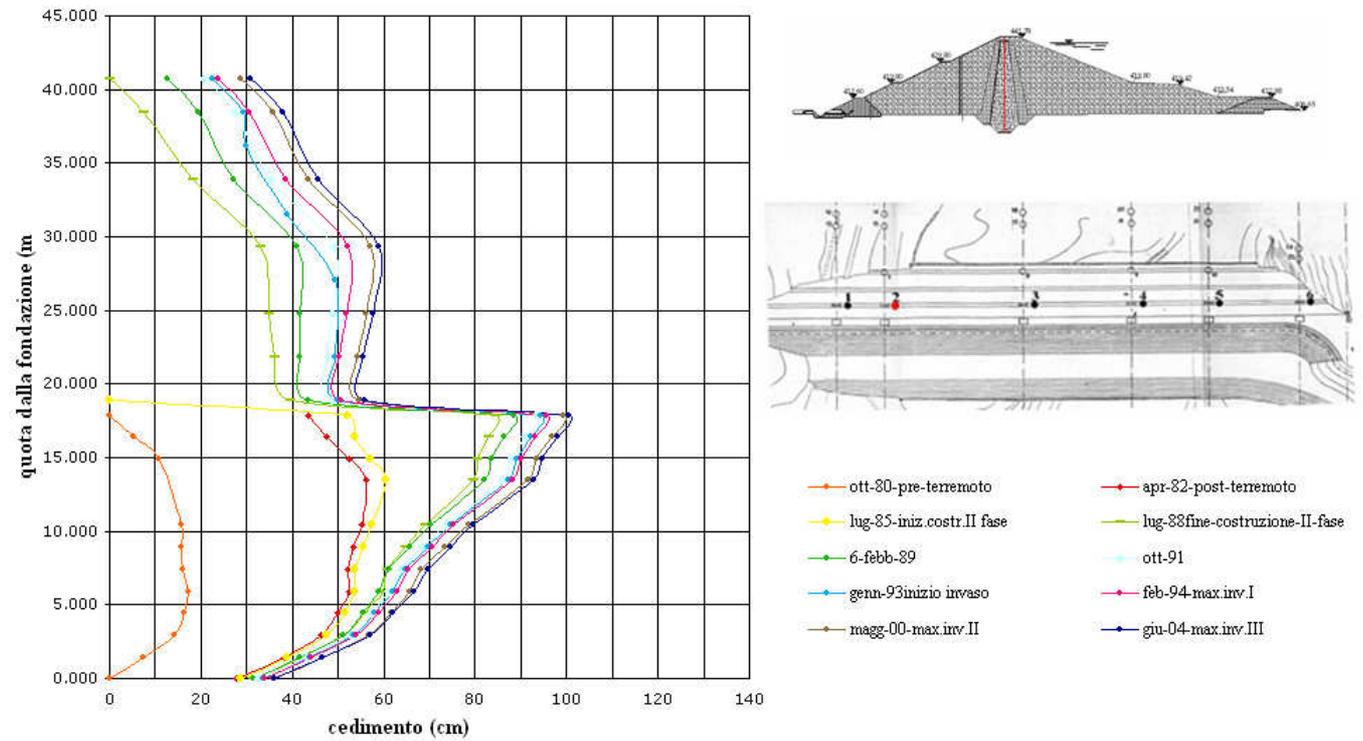
Grafico Cedimenti: Assestmetro 2



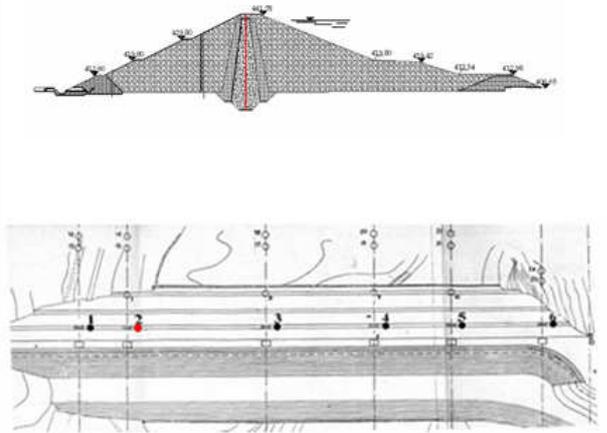
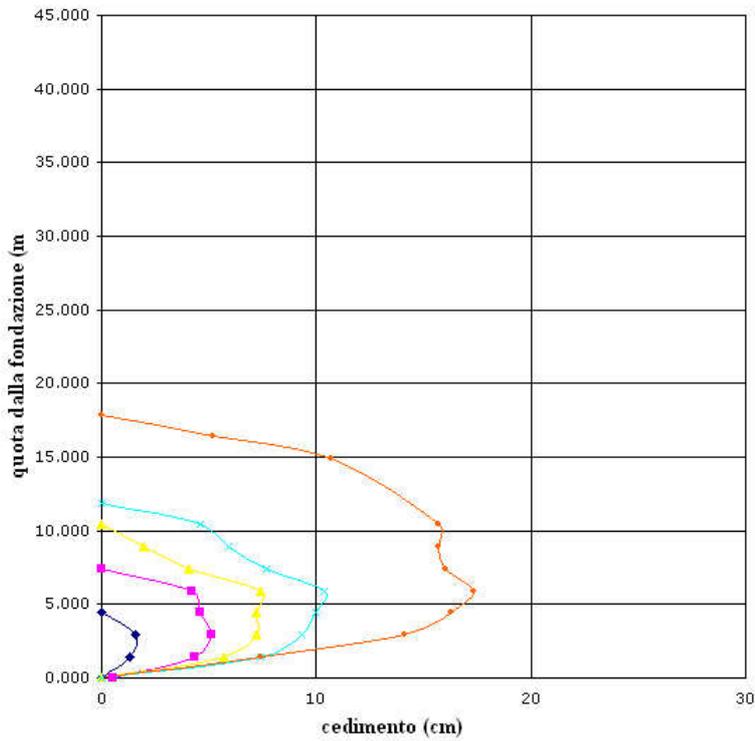
### Grafico Cedimenti: Assestmetro 2



### Profili di cedimento Assestmetro 2

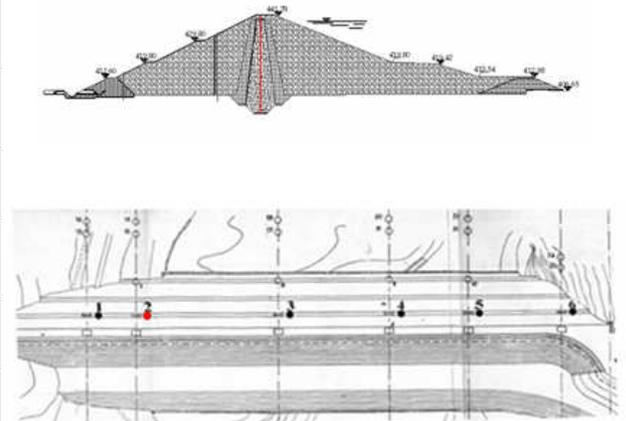
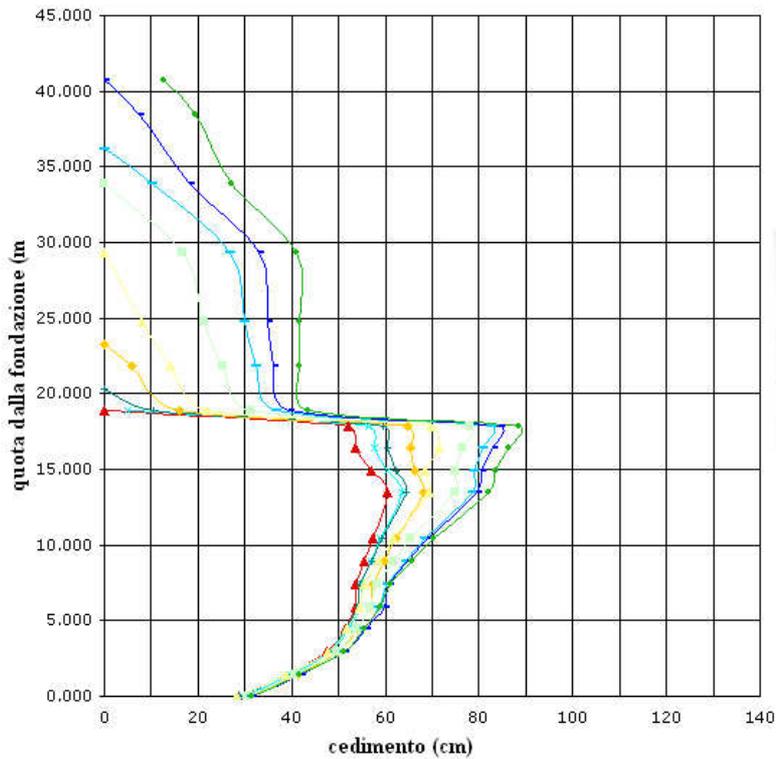


Profili di cedimento Assestimetro 2 - Costruzione - I-fase



◆ giu-80    ■ Lugio-80    ▲ Lulio-30    ◆ ago-80    ◆ ott-80-pre-terremoto

Profili di cedimento Assestimetro 2 - Costruzione - II - fase



◆ lug-85-iniz.costr.II fase    ◆ nov-85  
 ◆ nov-86    ◆ mag-87  
 ◆ lug-87    ◆ set-87  
 ◆ giu-88    ◆ lug-88-fine costr.II fase  
 ◆ 6-febb-89

Grafico Cedimenti: Assestimetro 3

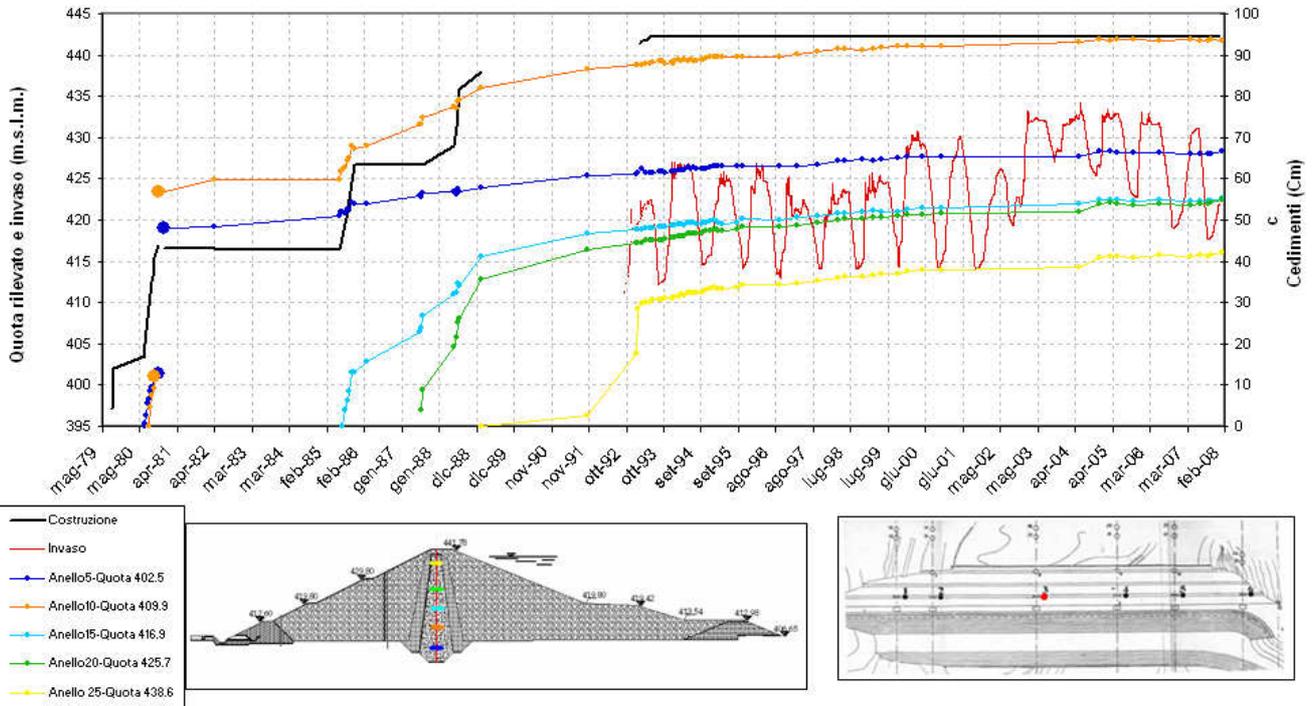
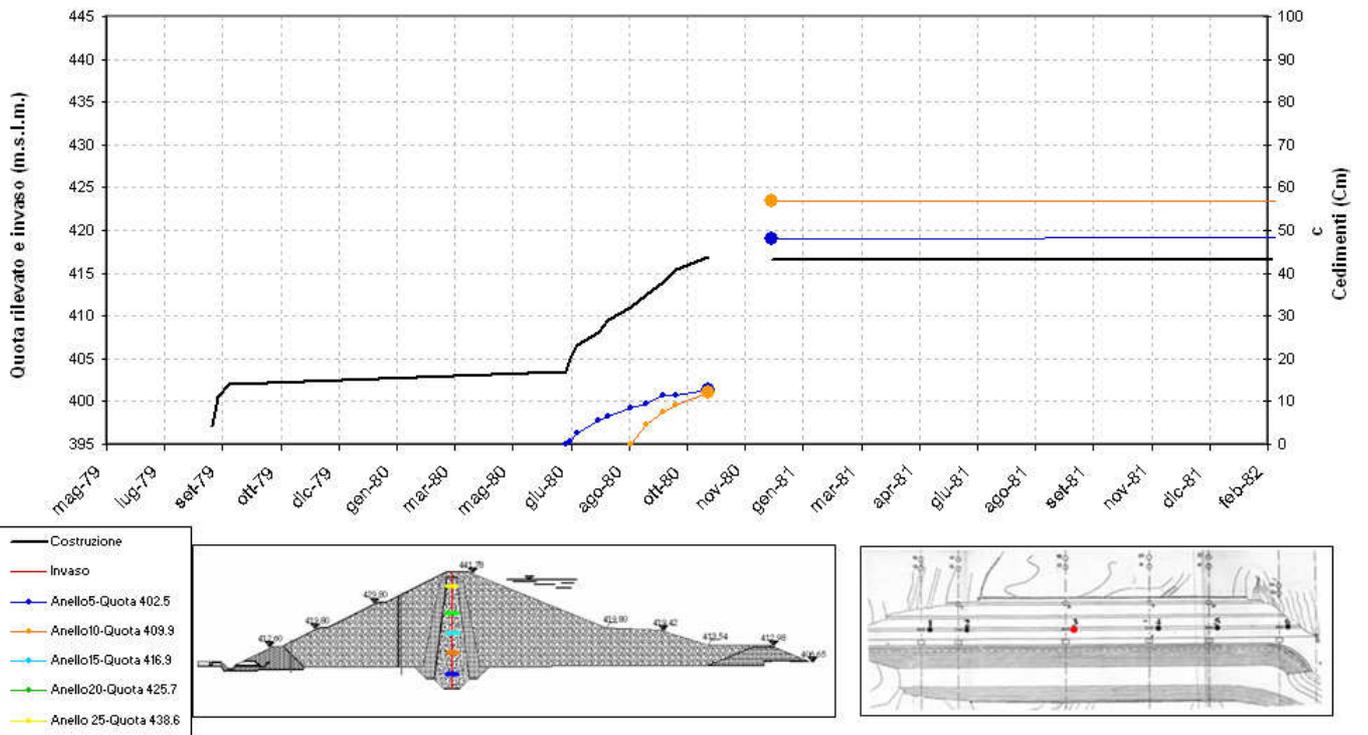
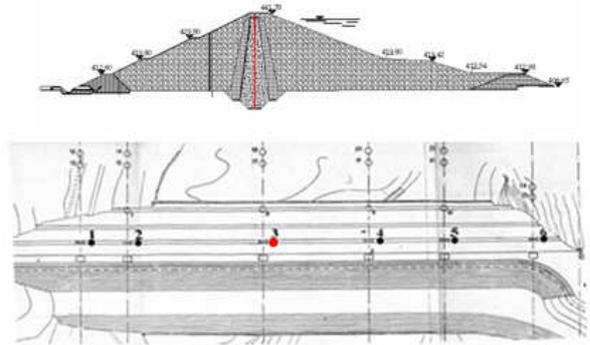
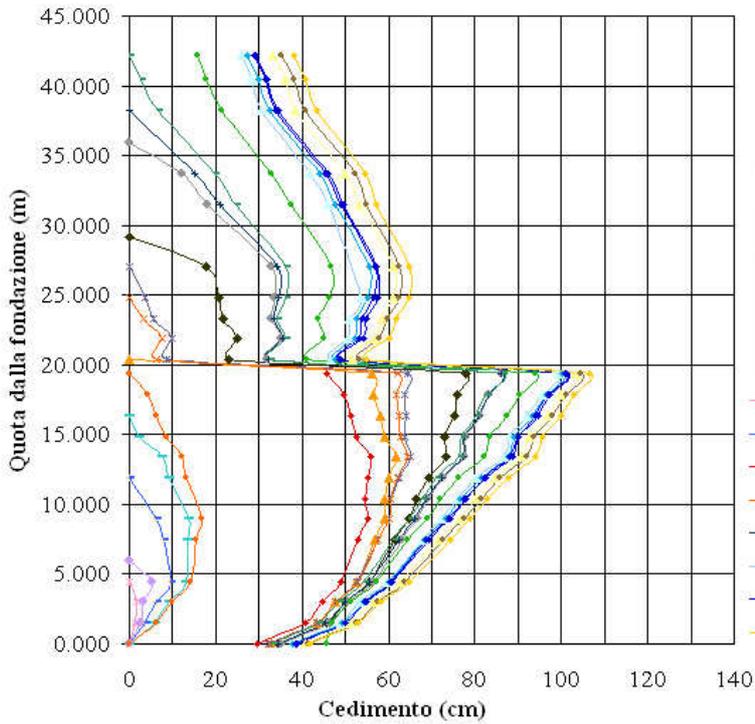


Grafico Cedimenti: Assestimetro 3

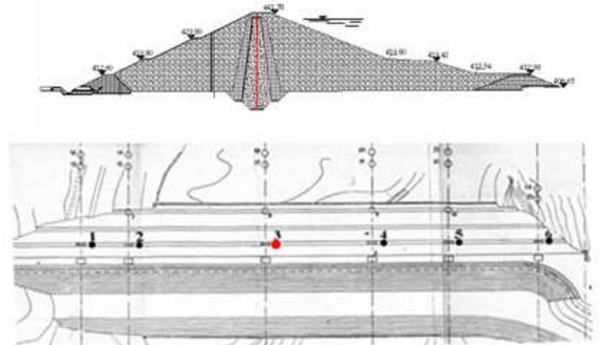
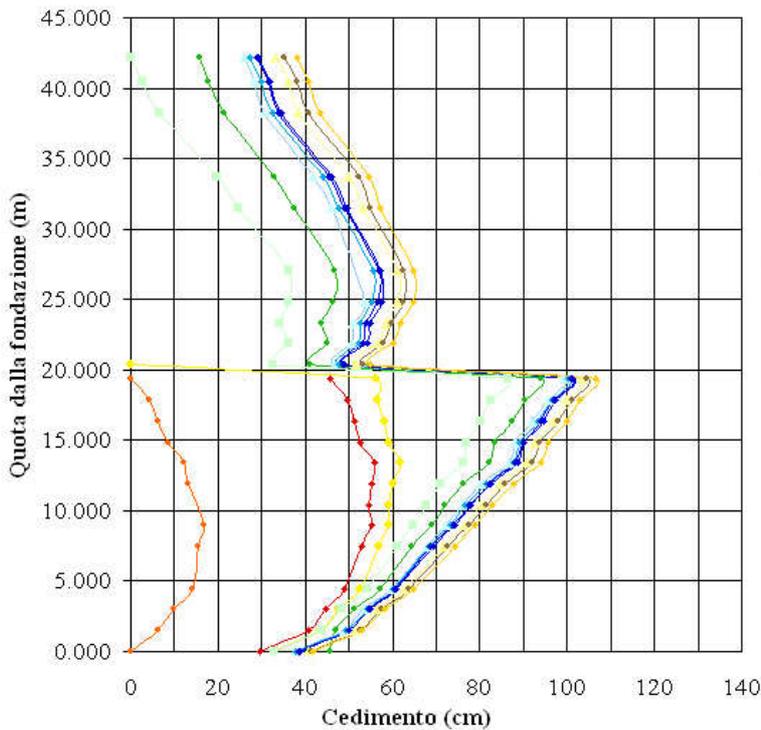


Profili di cedimento Assestimetro 3



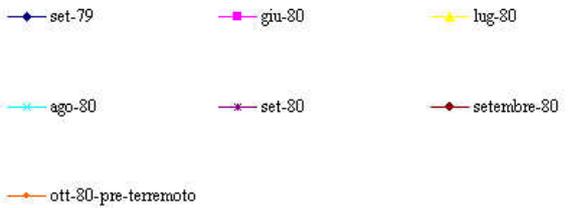
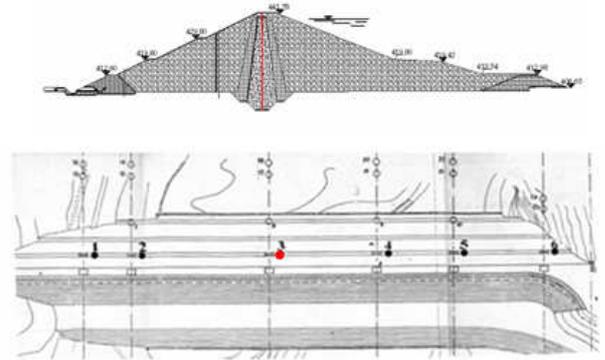
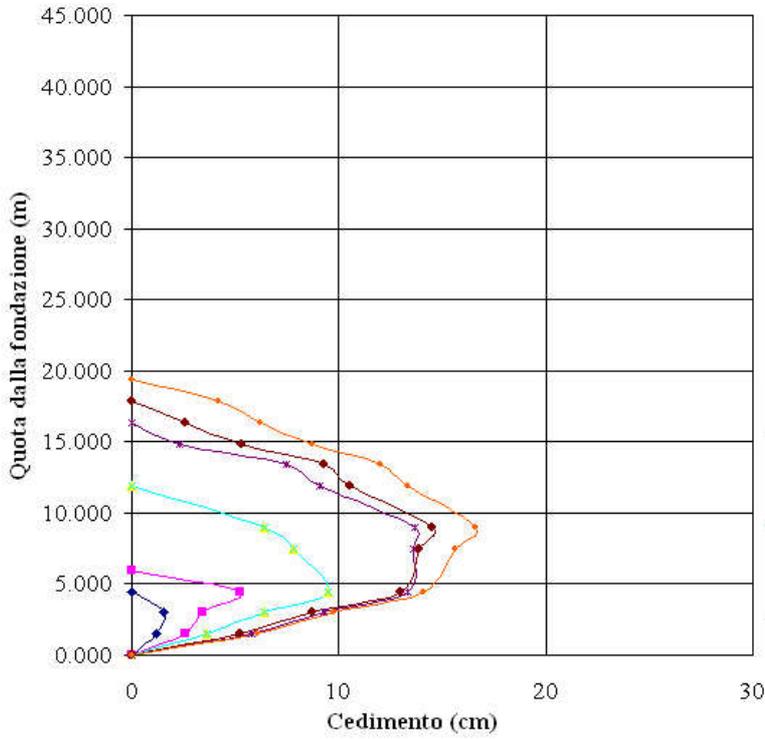
- set-79
- ago-80
- apr-82-post-terremoto
- ago-85
- giu-88
- ott-91
- feb-94-max.inv.I
- giu-04-max.inv.III
- giu-80
- set-80
- lug-85
- lug-87
- lug-88-fine costr II fase
- genn-93inizio invaso
- set-97
- lug-80
- ott-80-pre-terremoto
- set-85
- mag-88
- febb-89
- ott-93-Min.-invaso
- magg-00-max.inv.II

Profili di cedimento Assestimetro 3



- ott-80-pre-terremoto
- luglio-85
- febb-89
- genn-93inizio invaso
- feb-94-max.inv.I
- magg-00-max.inv.II
- apr-82-post-terremoto
- lug-88-fine-costruzione-II-fase
- ott-91
- ott-93-Min.-invaso
- set-97
- giu-04-max.inv.III

Profili di cedimento Assestimetro 3-costruzione-I-fase



Profili di cedimento Assestimetro 3-costruzione-II-fase

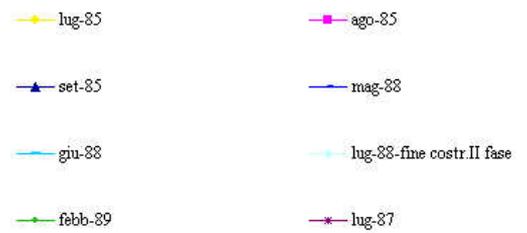
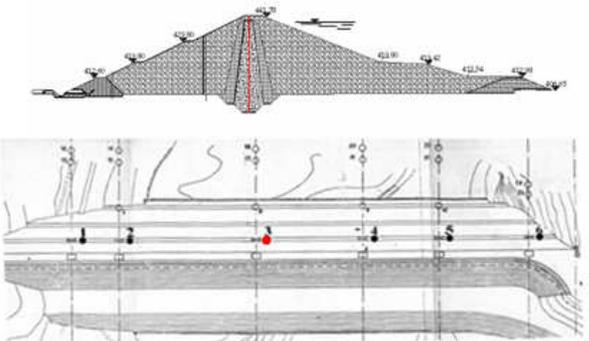
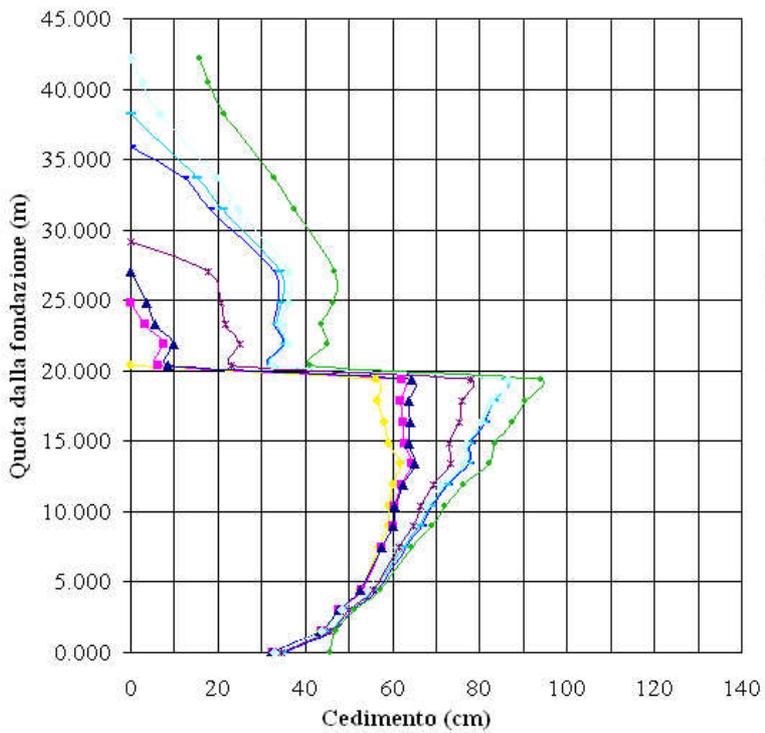


Grafico Cedimenti assestmetro 4

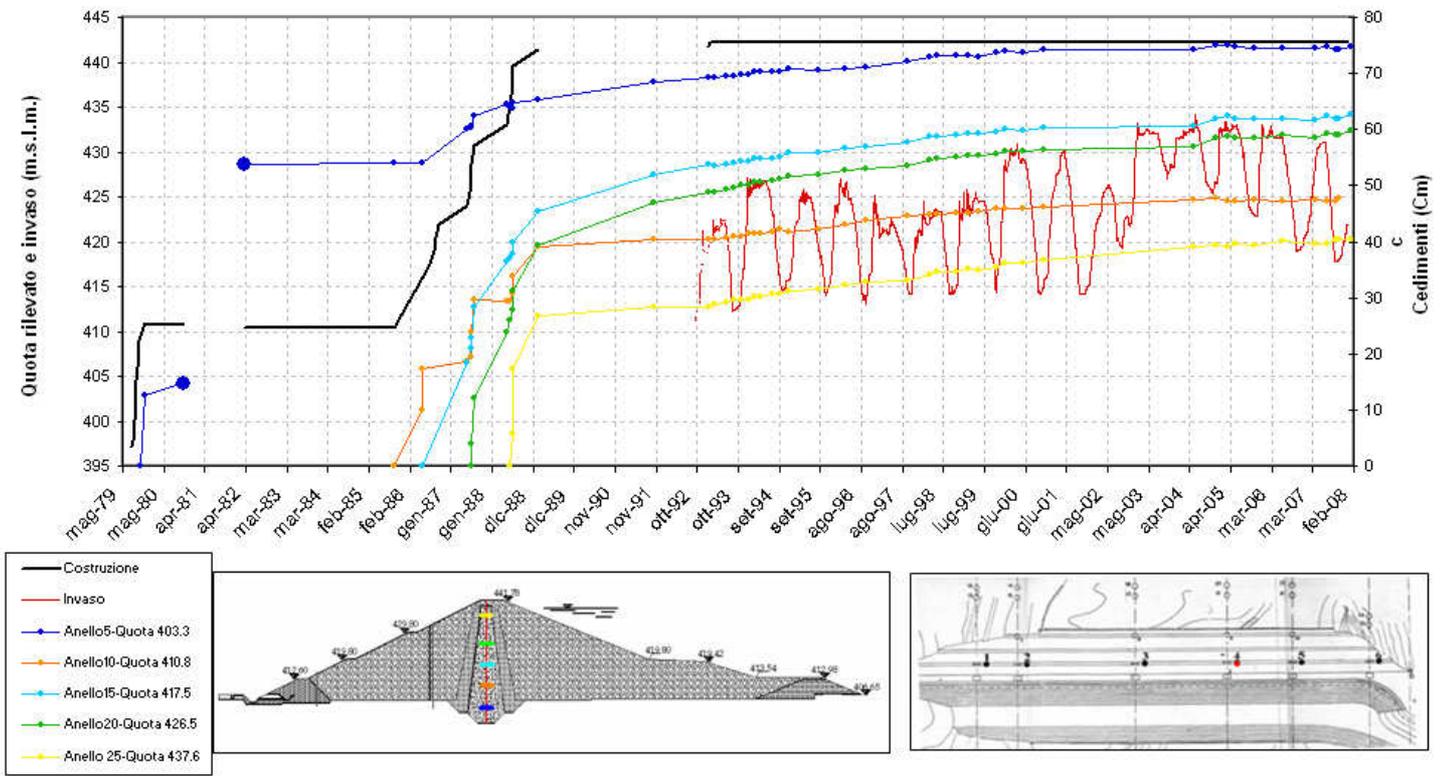
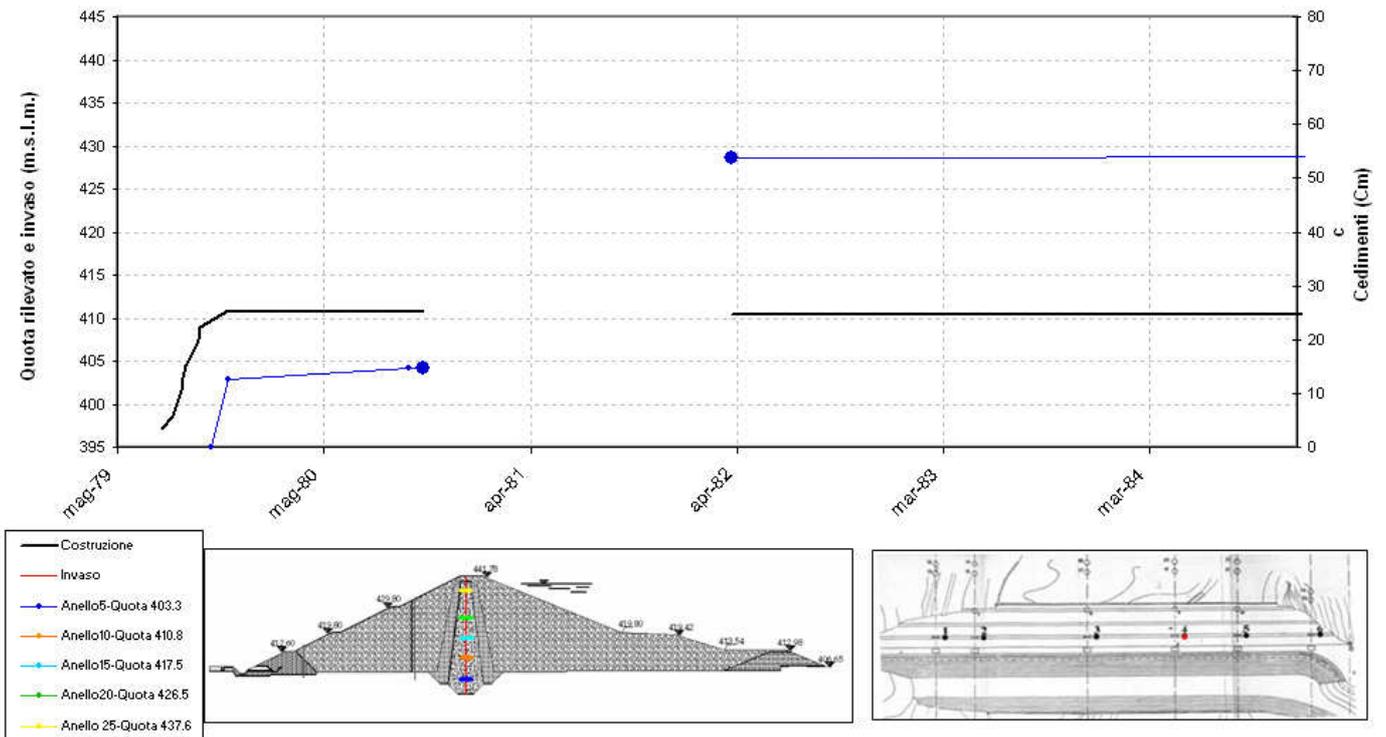
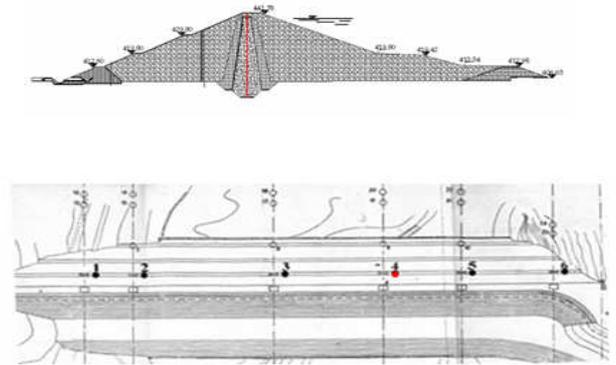
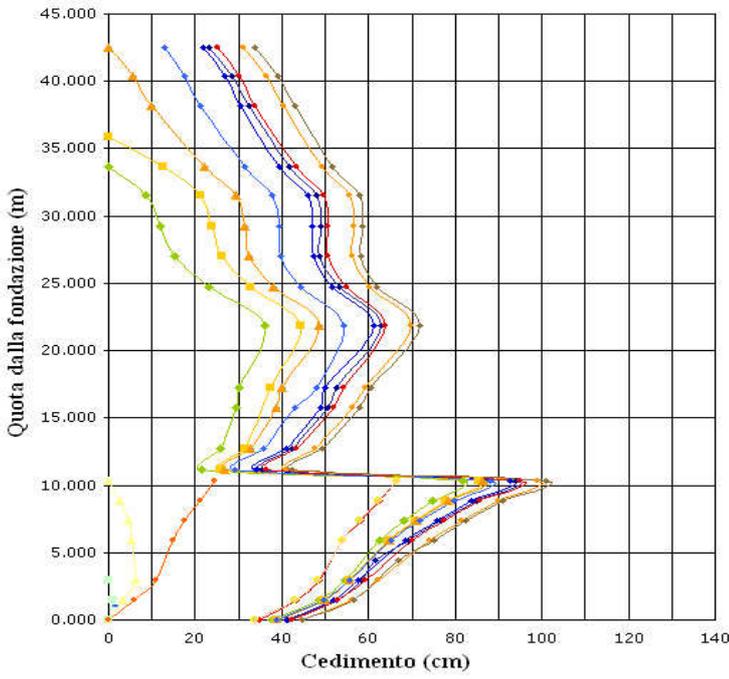


Grafico Cedimenti assestmetro 4

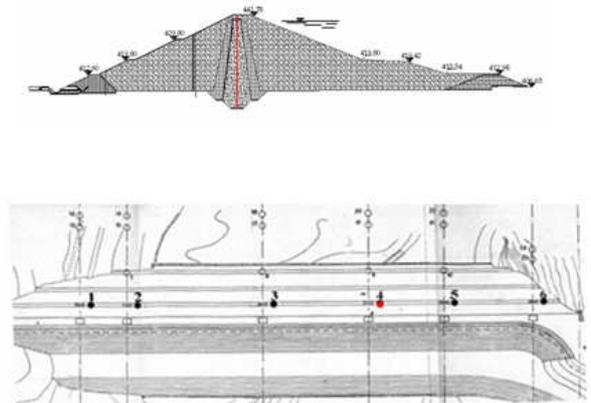
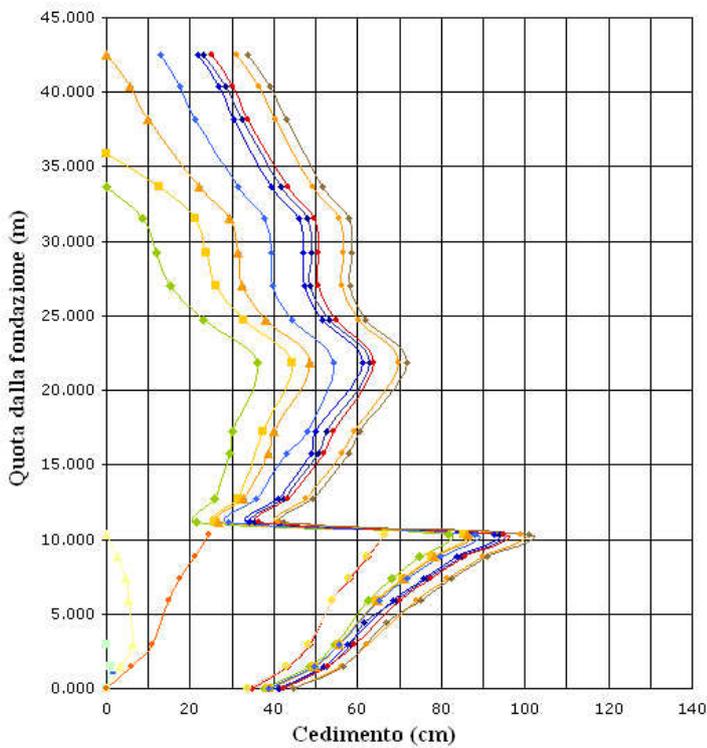


Profili di cedimento Assestmetro 4



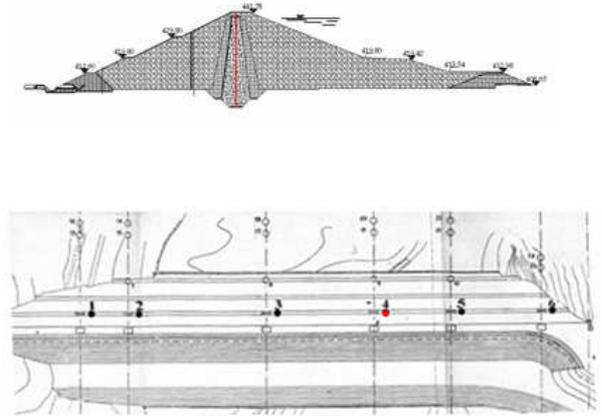
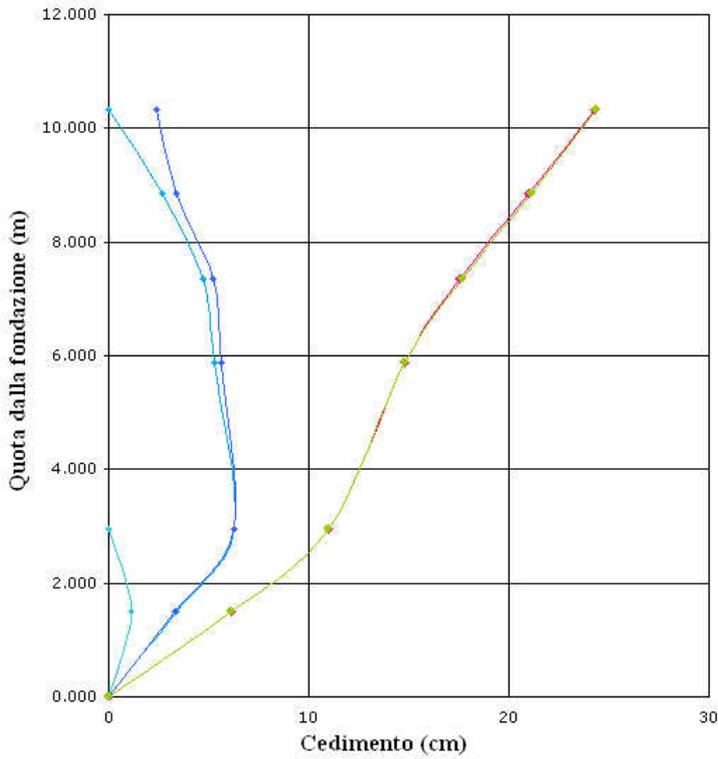
- set-79
- ott-79
- ott-80-pre-terremoto
- apr-82-post-terremoto
- sett-85
- sett-85-iniz.costr.II fase
- mag-86
- ago-87
- mag-88
- lug-88-fine-costruzione-II-fase-
- lug-88
- 6-febb-89
- ott-91
- genn-93inizio invaso
- 22-feb-94-max.inrv.I
- 30-magg-00-max.inrv.II
- giu-04-max.inrv.III

Profili di cedimento Assestmetro 4



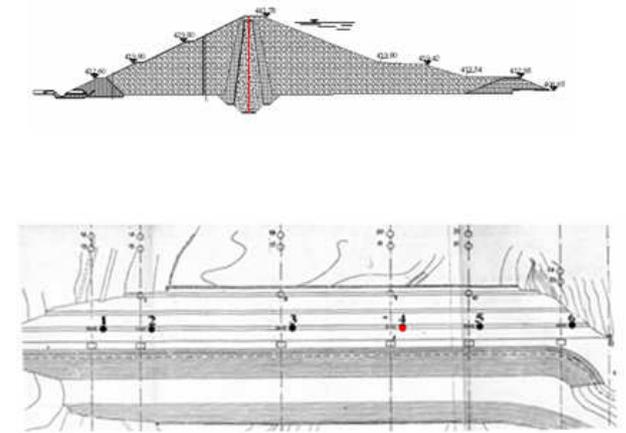
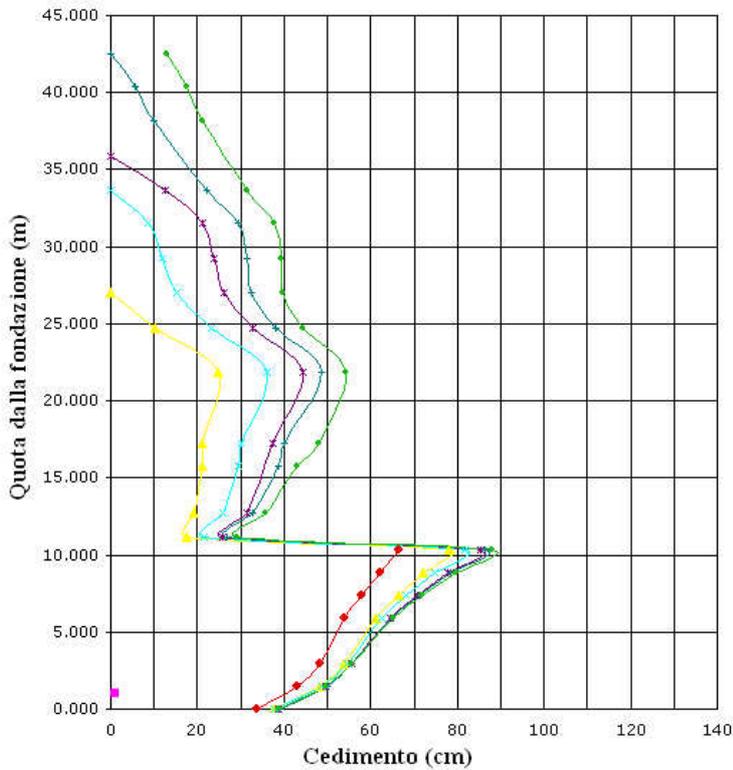
- set-79
- ott-79
- ott-80-pre-terremoto
- apr-82-post-terremoto
- sett-85
- sett-85-iniz.costr.II fase
- mag-86
- ago-87
- mag-88
- lug-88-fine-costruzione-II-fase-
- lug-88
- 6-febb-89
- ott-91
- genn-93inizio invaso
- 22-feb-94-max.inrv.I
- 30-magg-00-max.inrv.II
- giu-04-max.inrv.III

Profili di cedimento Assestimetro 4-costruzione-I-fase



- set-79
- ott-79
- ott-79
- ott-80
- ott-80-pre-terremoto

Profili di cedimento Assestimetro 4-Costruzione-II-fase



- sett-85-iniz. costr. II fase
- ago-87
- 6-febb-89
- mag-86
- mag-88
- giu-87
- lug-88

Grafico Cedimenti

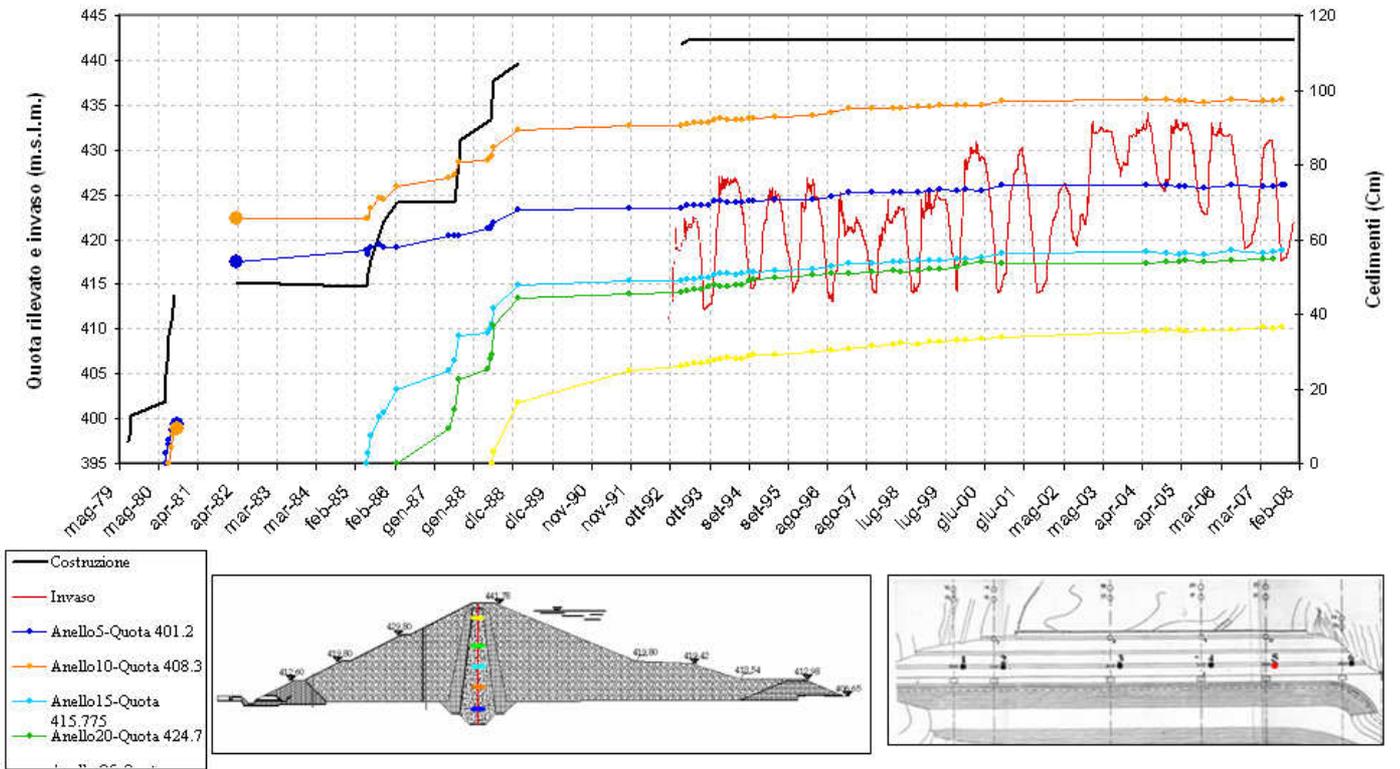
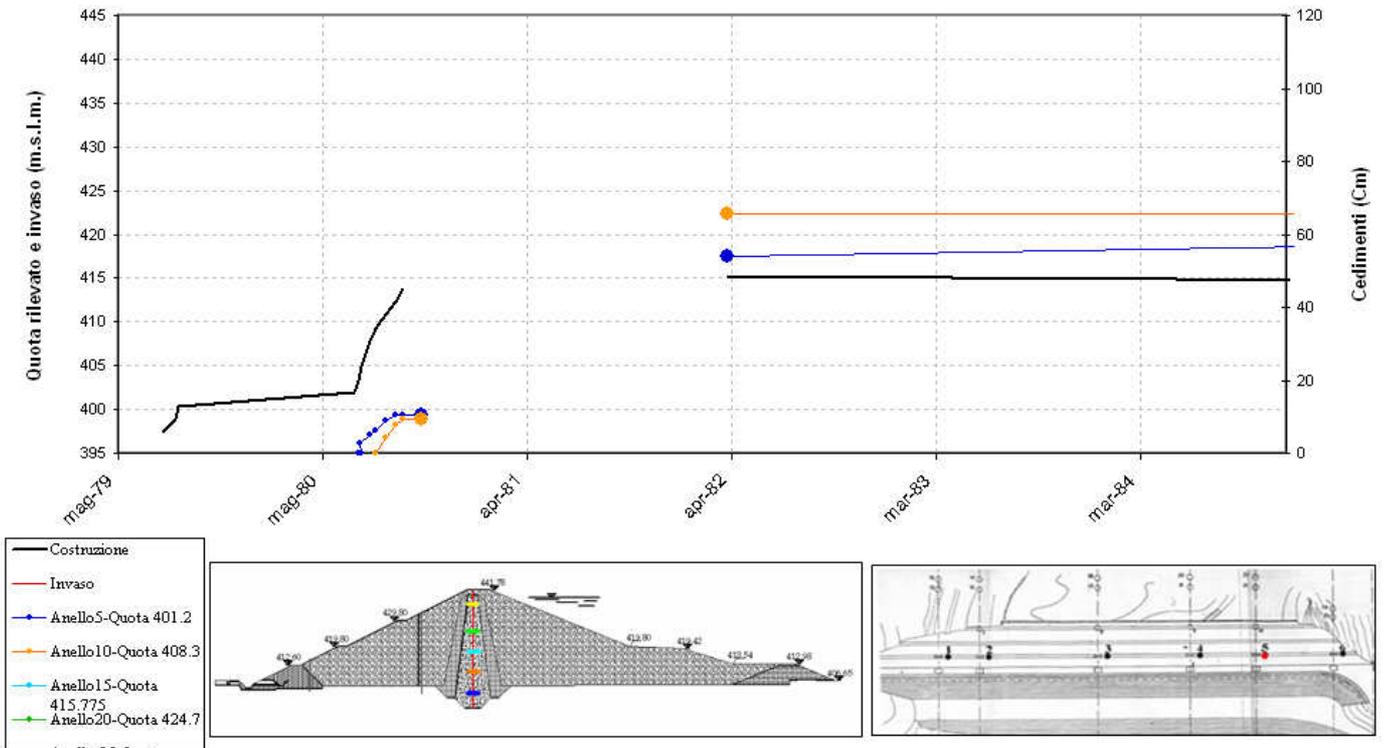
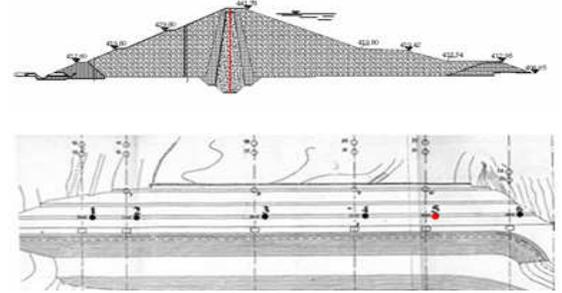
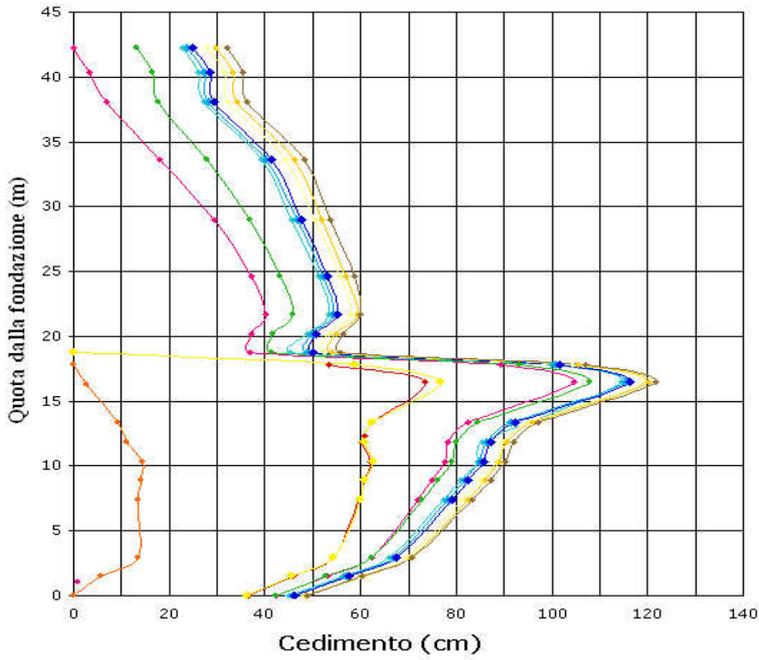


Grafico Cedimenti assestimetro 5

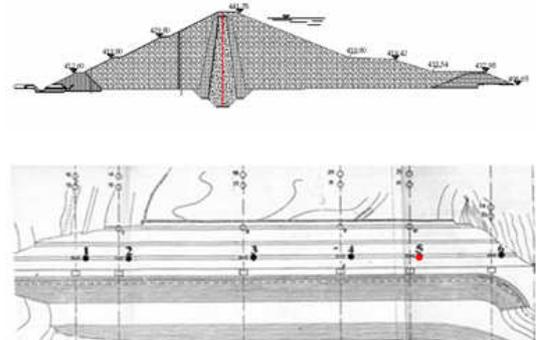
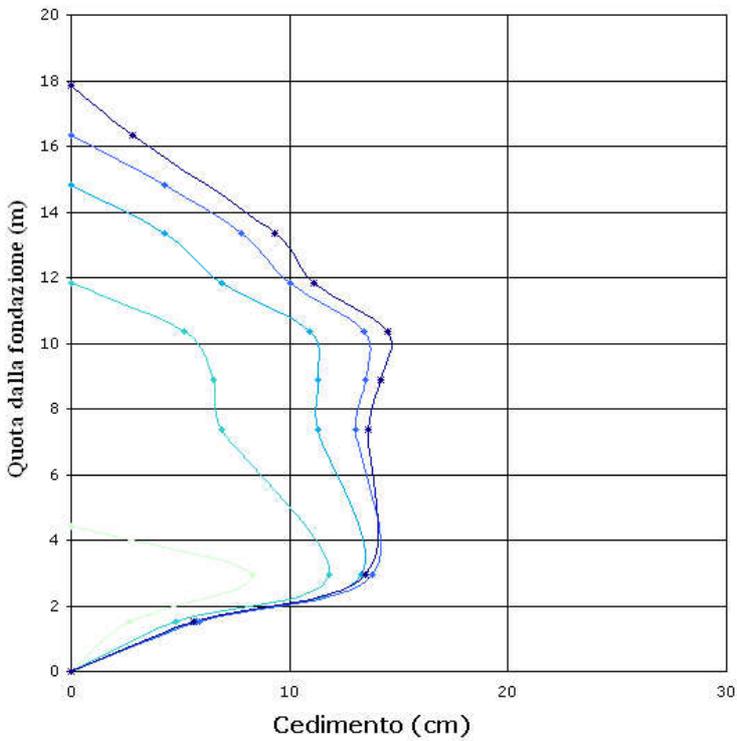


Profili di cedimento Assestimetro 5



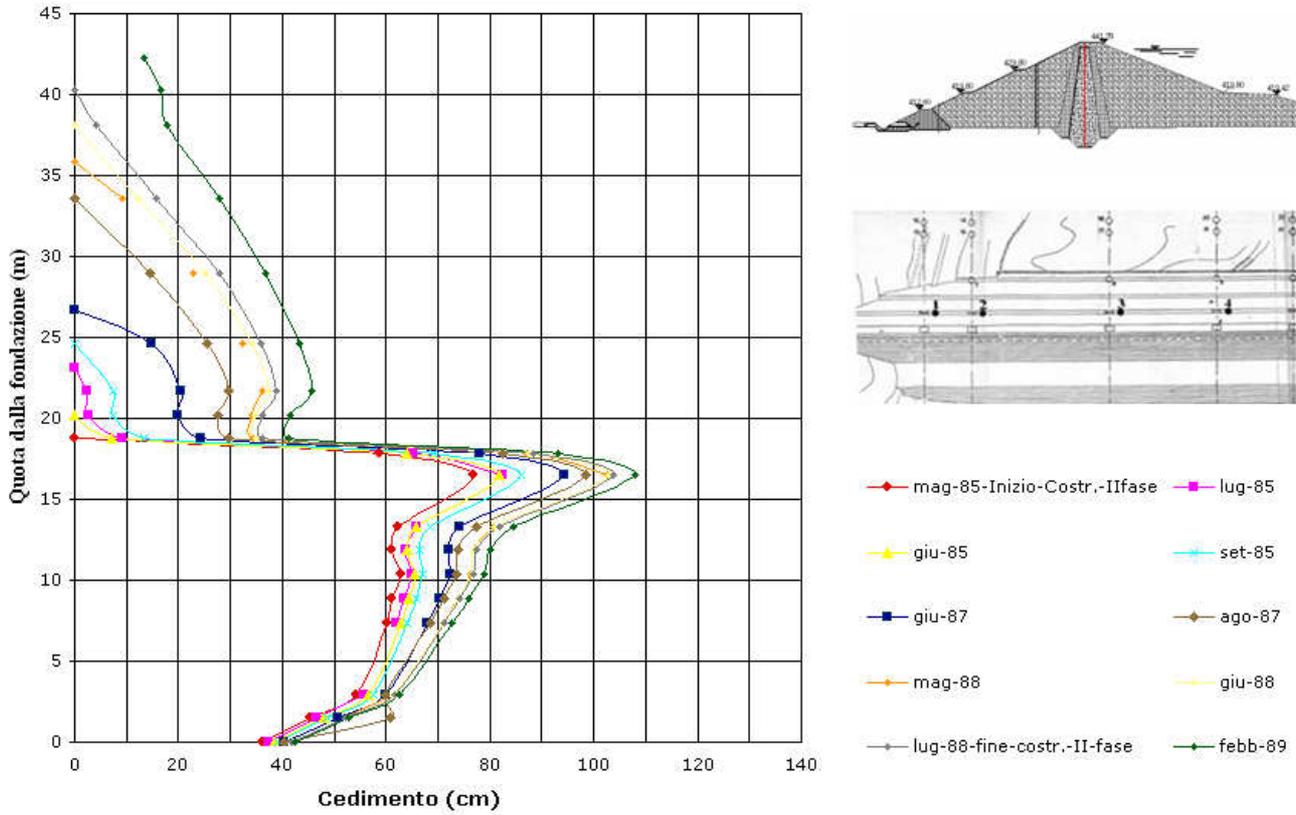
- "ott-80-pre-terremoto
- mag-85-Inizio-Costr.-II-fase
- febb-89
- ott-93-Min\_invaso\_I
- set-94
- magg-00-max.inv.II
- "apr-82-post-terremoto
- giu-88-fine-costr.-II-fase
- genn-93inizio invaso
- feb-94-max.inv.I
- set-97
- giu-04-max.inv.III

Profili di cedimento Assestimetro 5-Costruzione-I fase



- lug-80
- ago-80
- set-80
- set-80
- ott-80
- "ott-80-pre-terremoto

### Profili di cedimento Assestometro 5-Costruzione-II fase



### Grafico Cedimenti assestometro 6

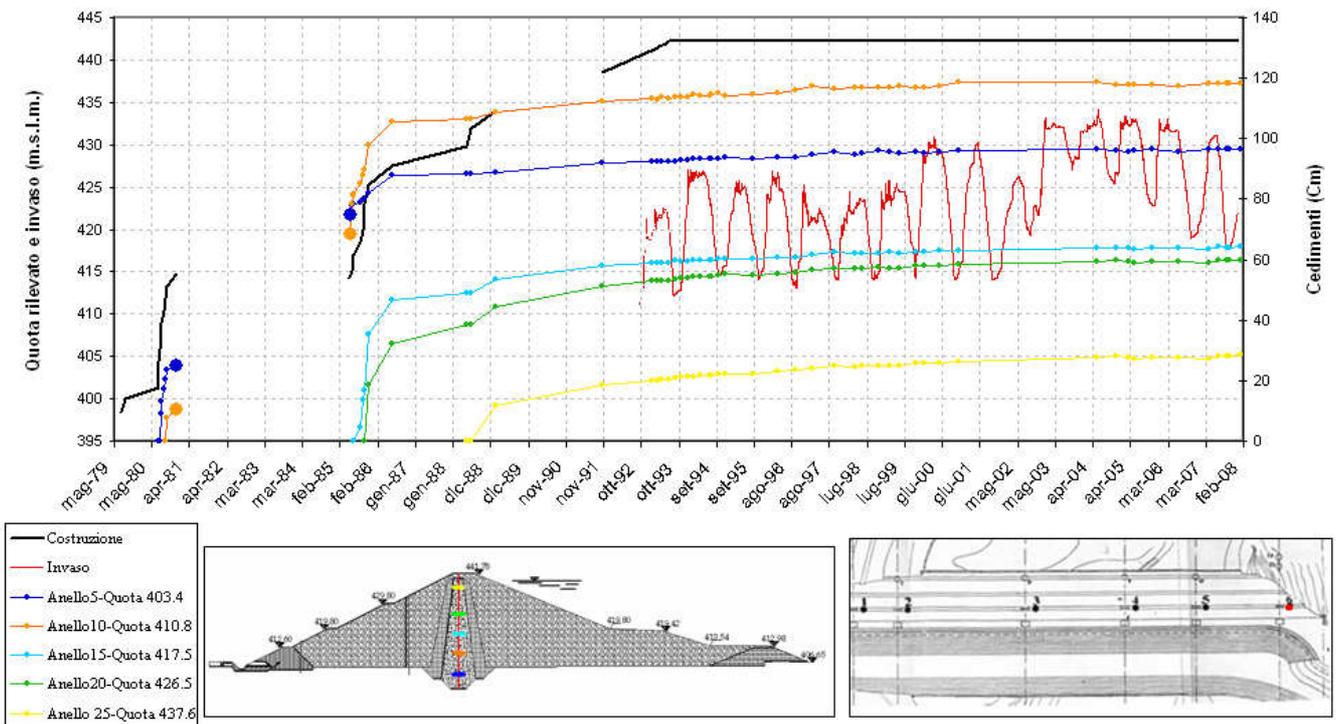
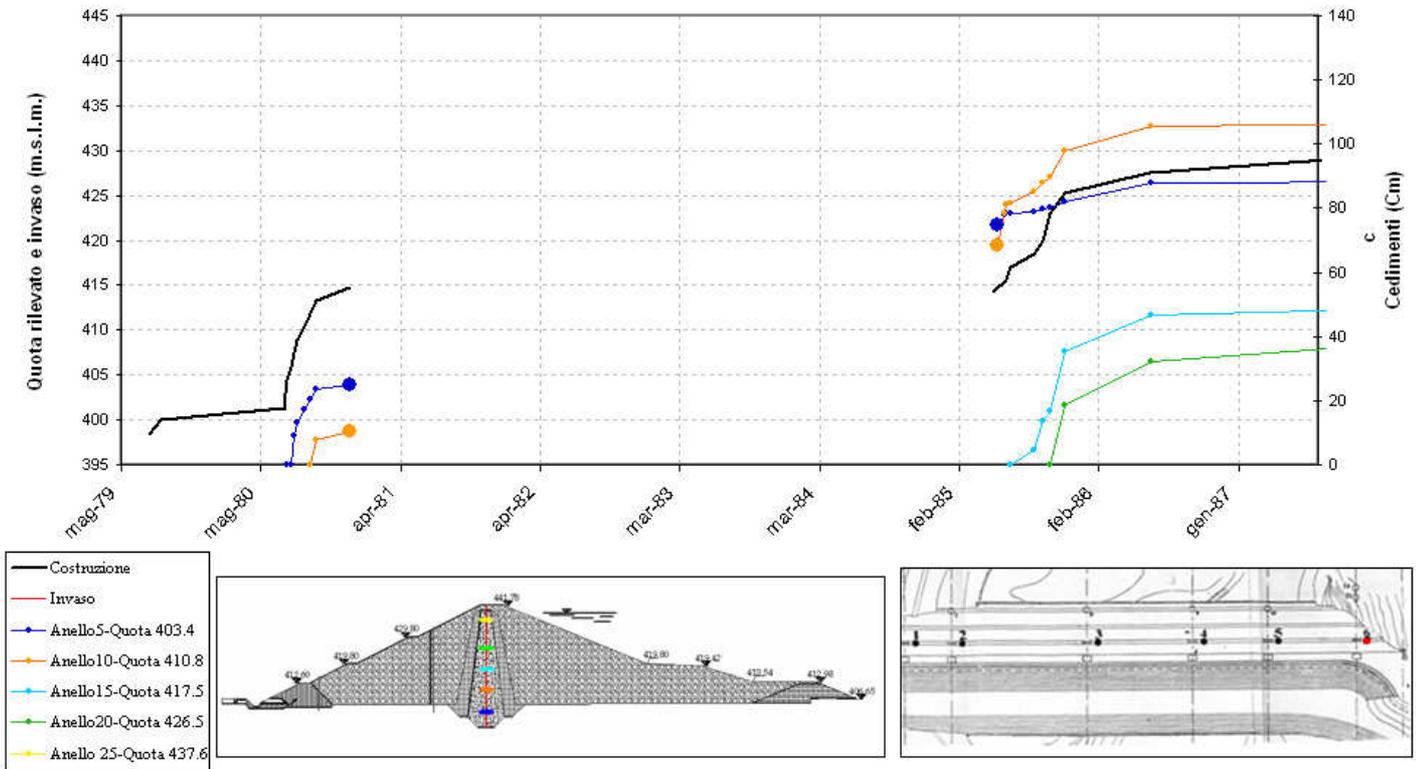
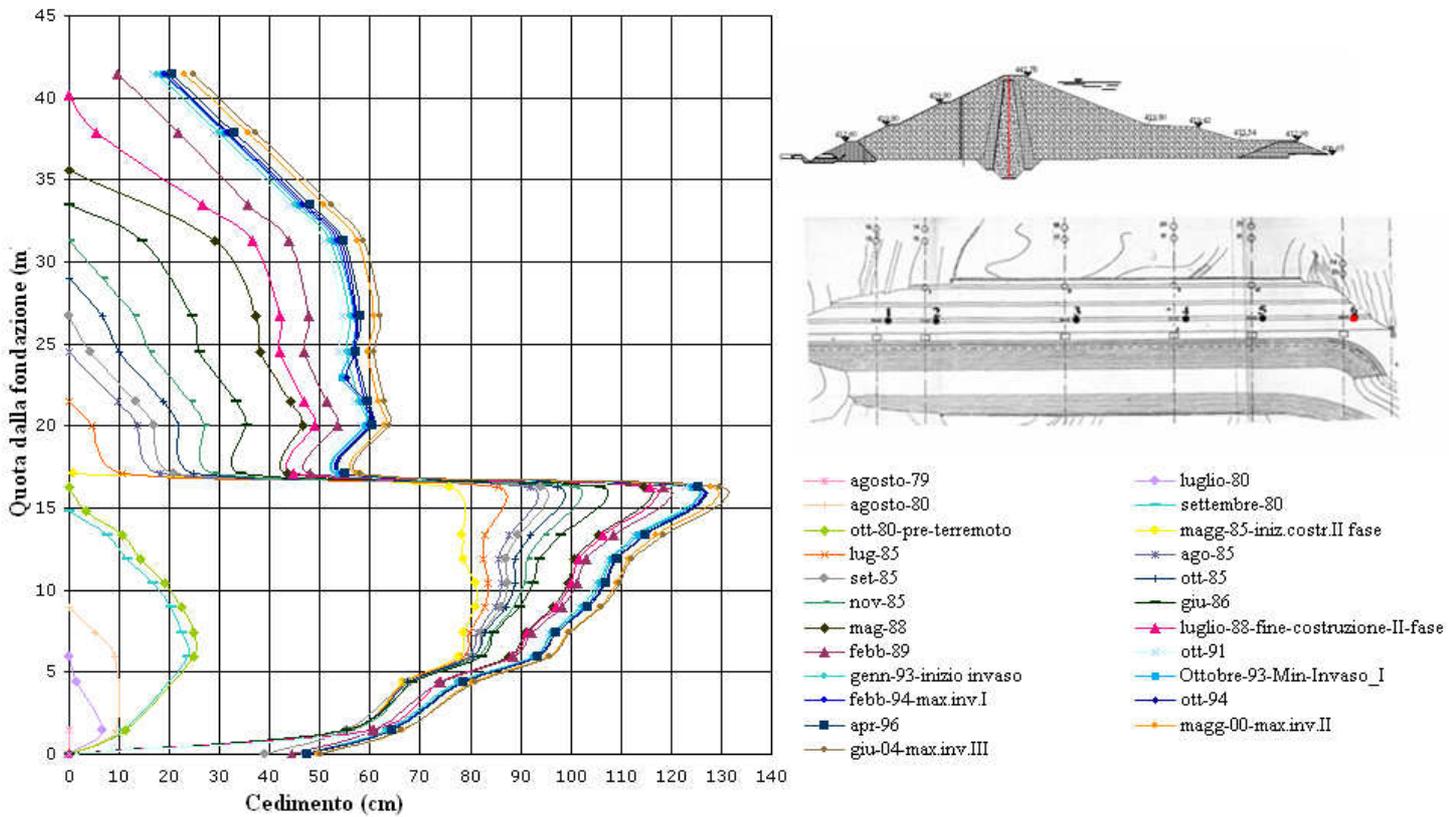


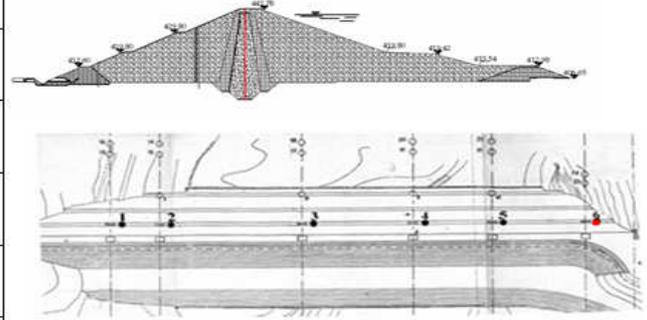
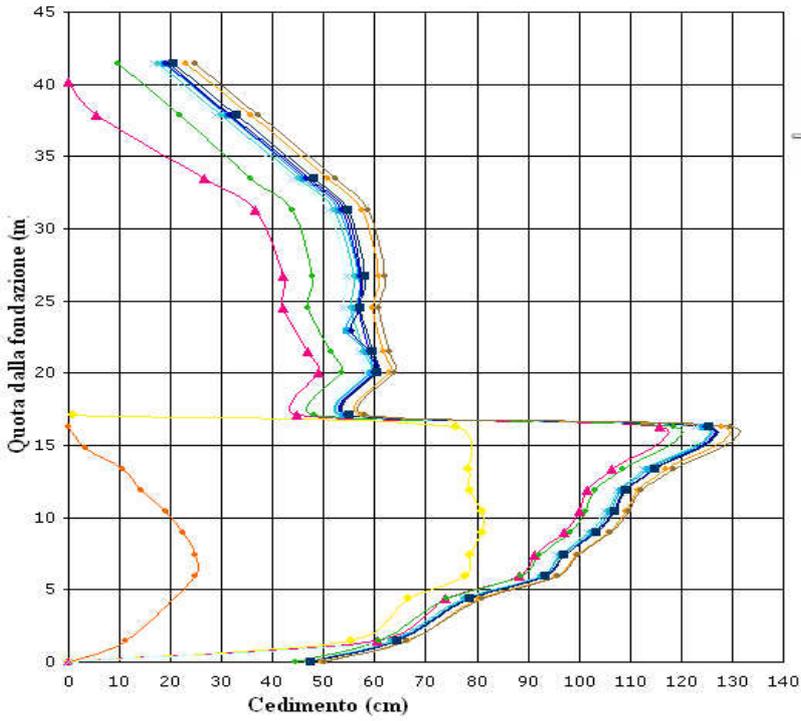
Grafico Cedimenti assestimetro 6



Profili di cedimento - Assestimetro 6

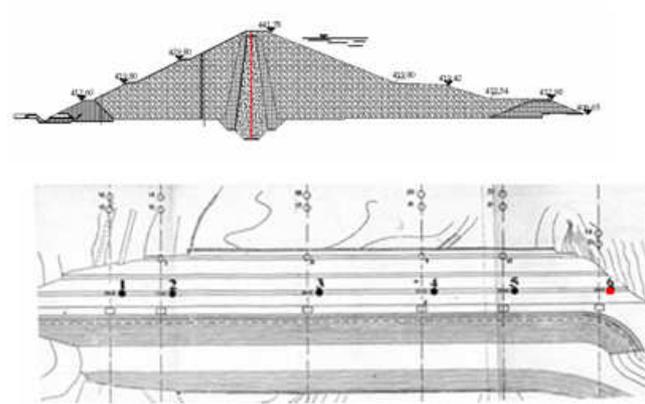
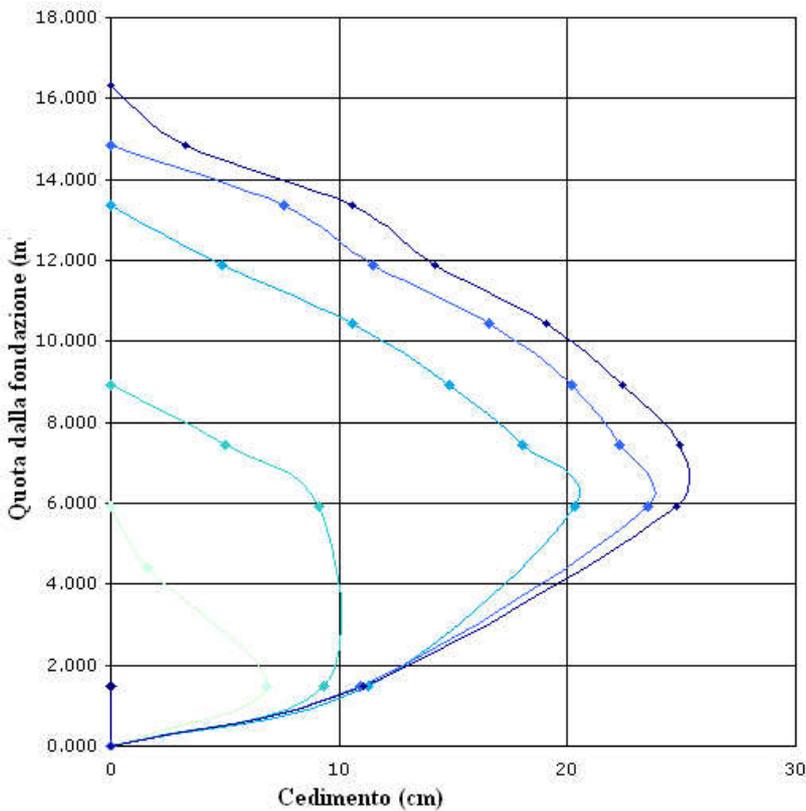


Profili di cedimento - Assestimetro 6



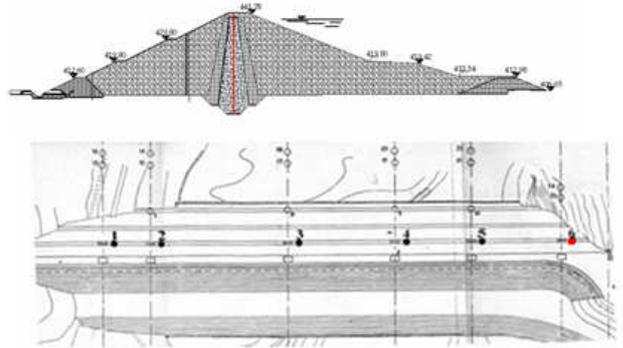
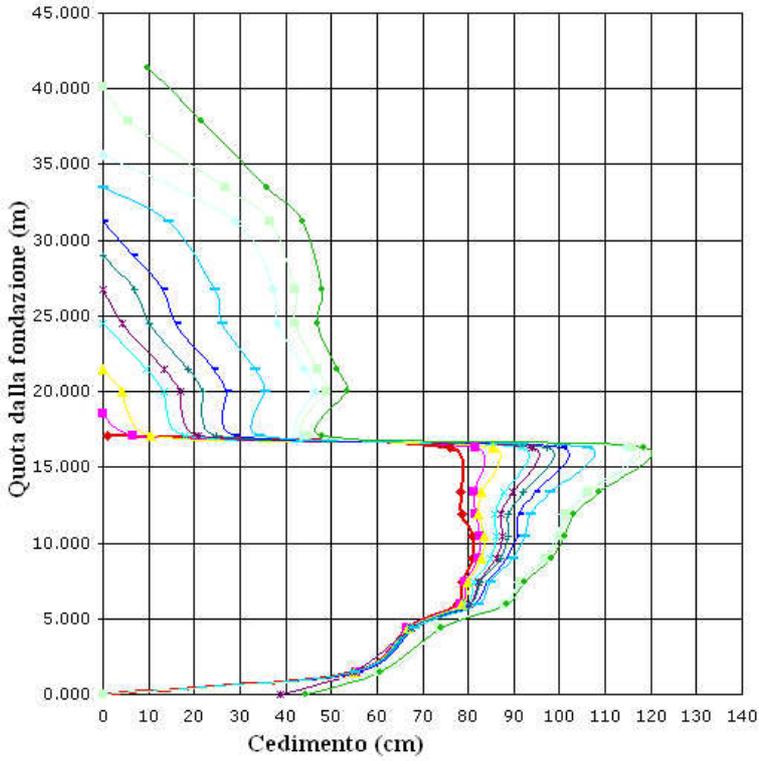
- ott-80-pre-terremoto-24
- luglio-88-fine-costruzione-II-fase
- ott-91
- Ottobre-93-Min-Invaso\_I
- ott-94
- magg-00-max.inv.II
- magg-85-iniz.costr.II fase
- febb-89
- genn-93-inizio invaso
- febb-94-max.inv.I
- apr-96
- giu-04-max.inv.III

Profili di cedimento - Assestimetro 6 - Costruzione I fase



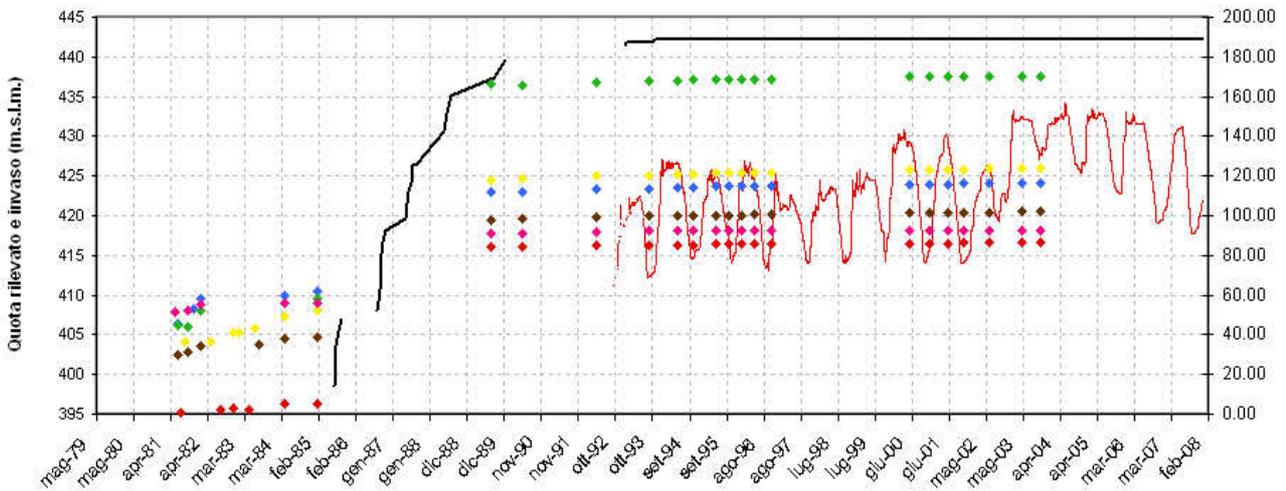
- agosto-79
- agosto-80
- settembre-80
- luglio-80
- set-80
- ott-80-pre-terremoto

Profili di cedimento - Assestmetro 6 - Costruzione II Fase

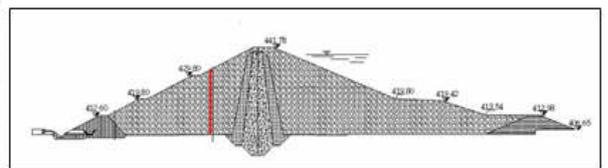
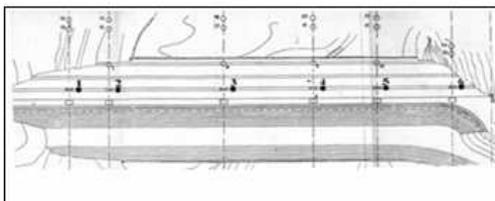


- magg-85-iniz.costr.II fase-20
- lug-85
- set-85
- nov-85
- mag-88
- febb-89
- giu-85
- ago-85
- ott-85
- giu-86
- lug-88

Grafico Cedimenti assestimetri a piastra

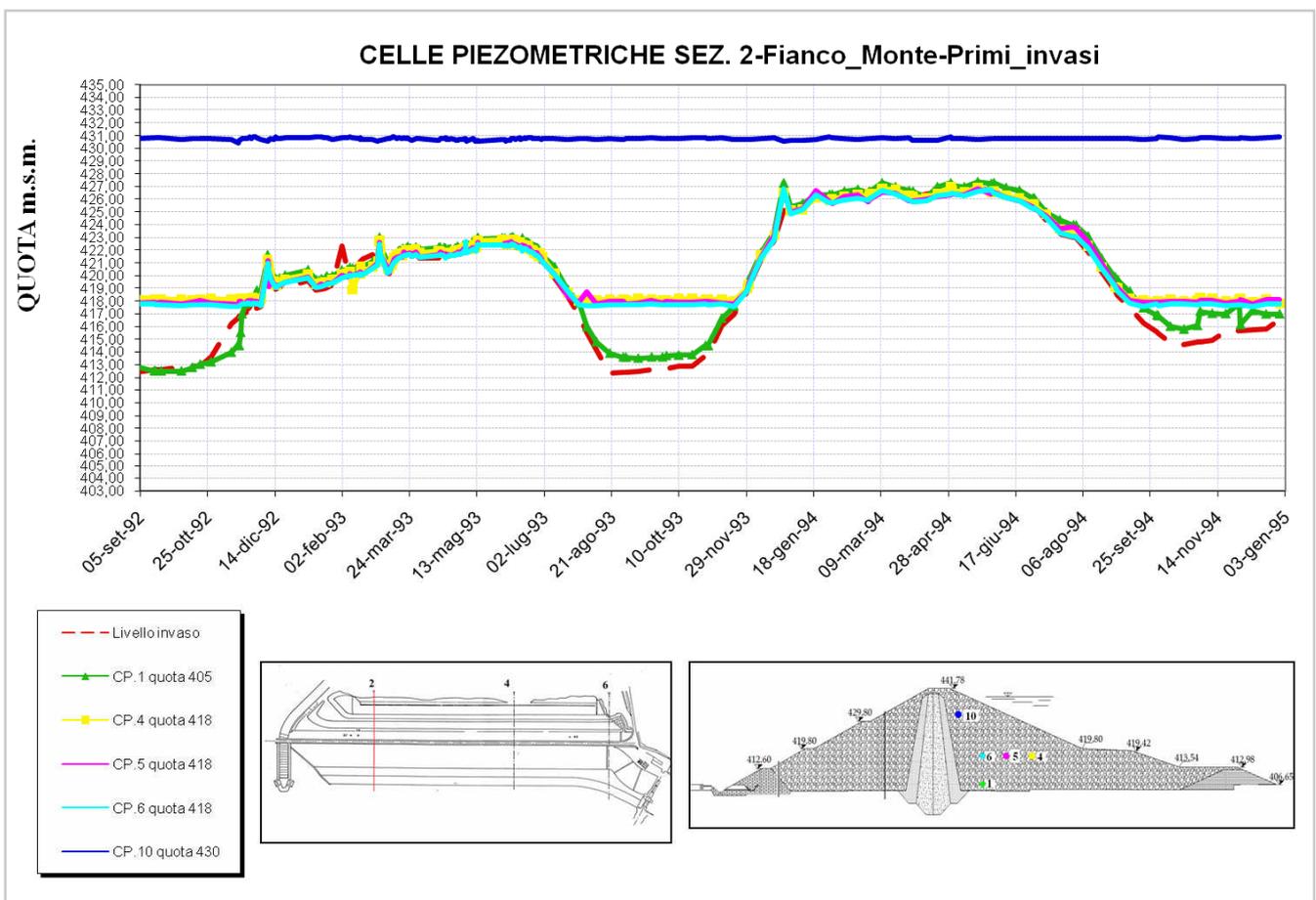


- Invaso
- Costruzione
- Assestmetro 1
- Assestmetro 2
- Assestmetro 3
- Assestmetro 4
- Assestmetro 5
- Assestmetro 6

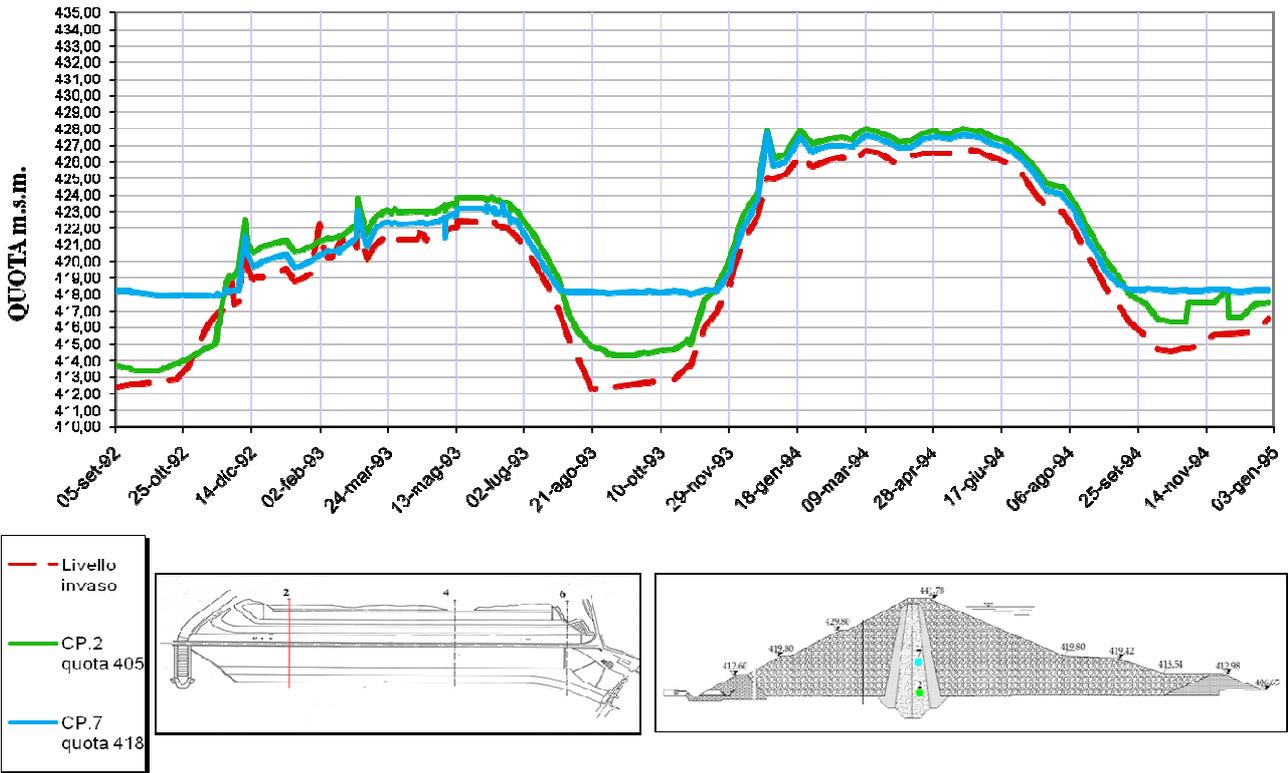


A.4

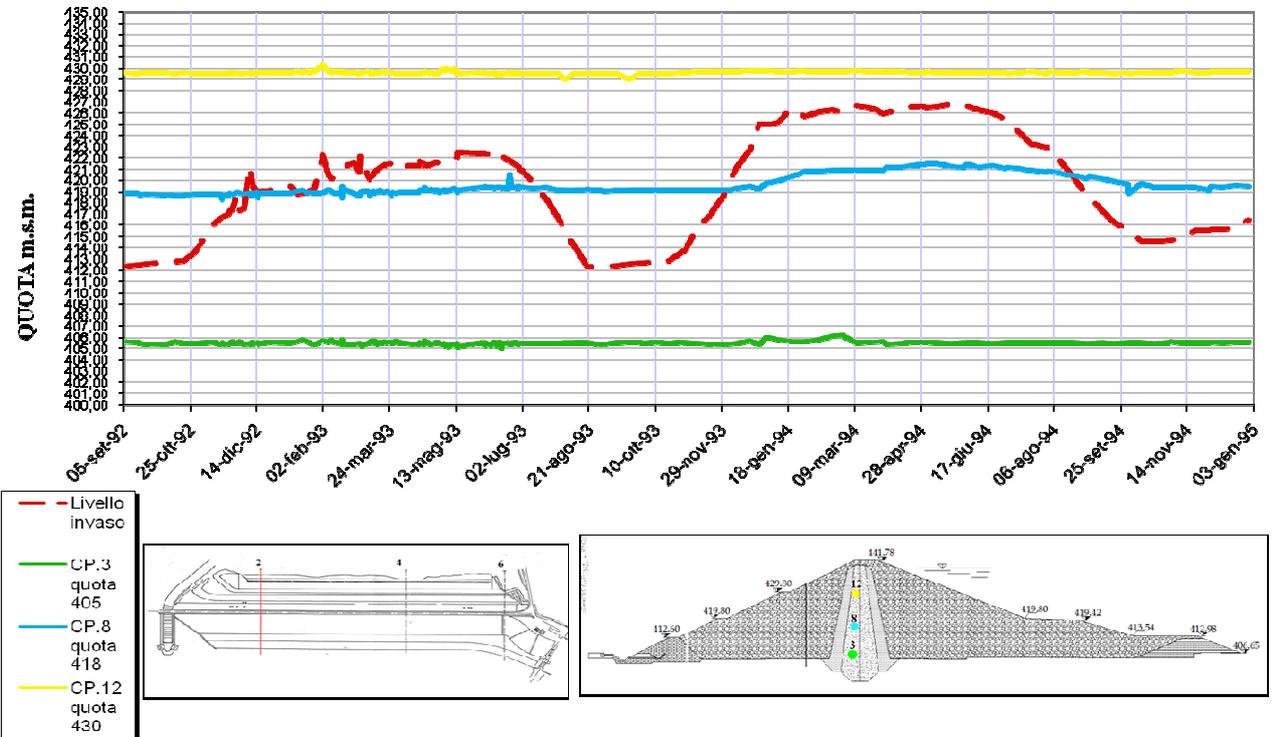
### Profili piezometrici Celle Mayek: Primi invasi



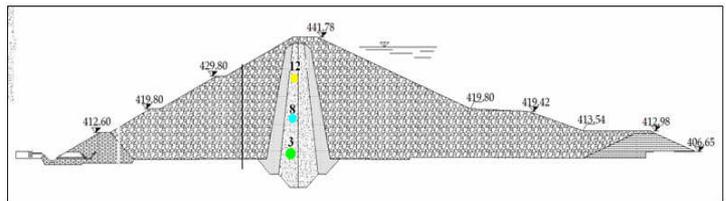
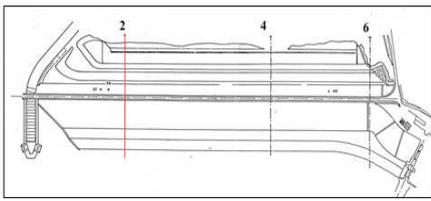
### CELLE PIEZOMETRICHE-Nucleo\_Monte-SEZ.2 - Primi invasi



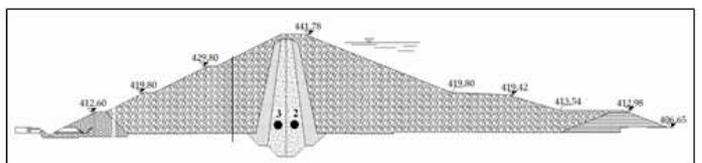
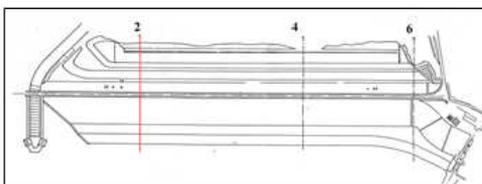
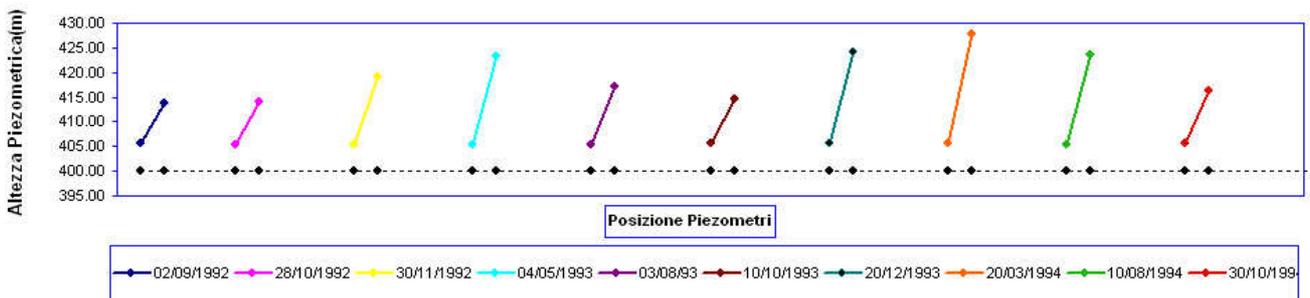
### CELLE PIEZOMETRICHE SEZ. 2 -Nucleo\_Valle-Primi\_Invasi



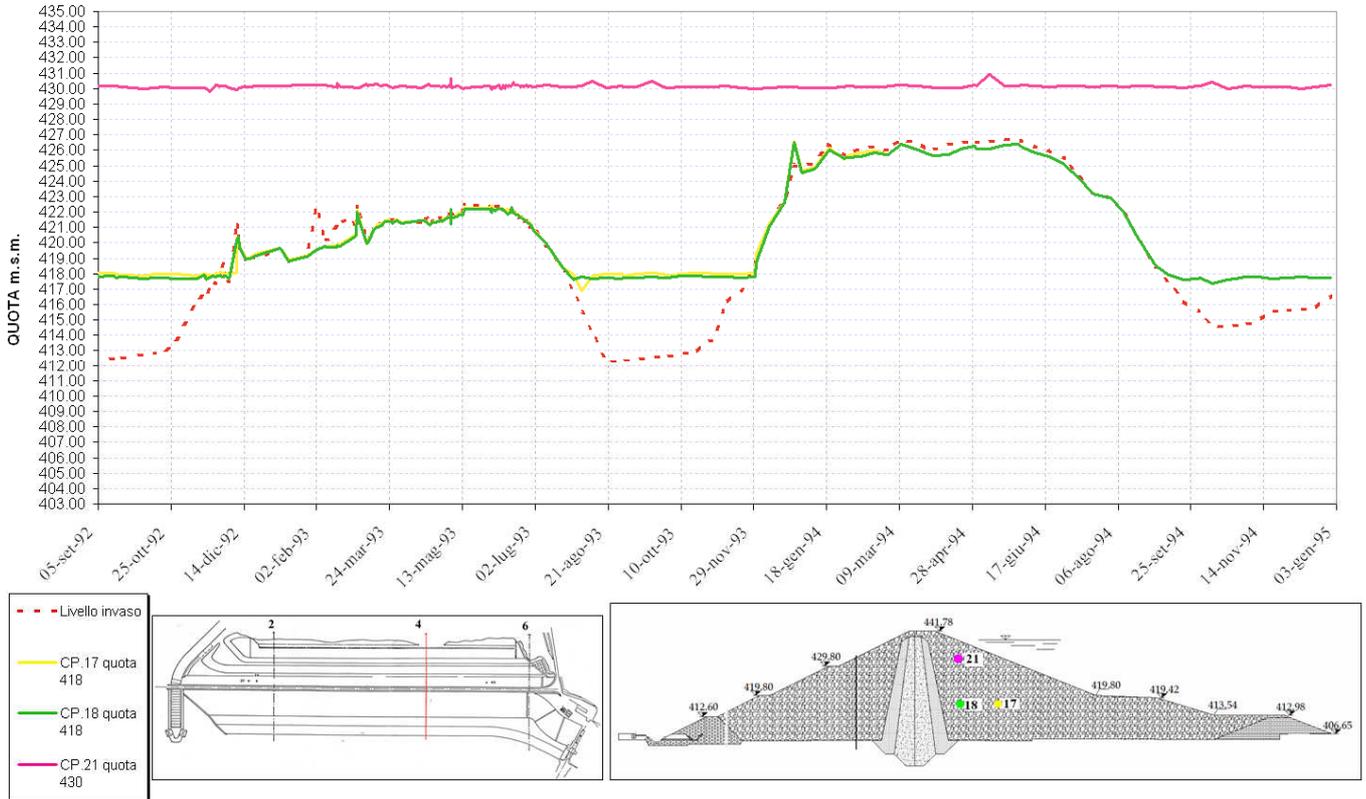
CELLE PIEZOMETRICHE SEZ. 2 -Nucleo\_Valle-Primi\_invasi



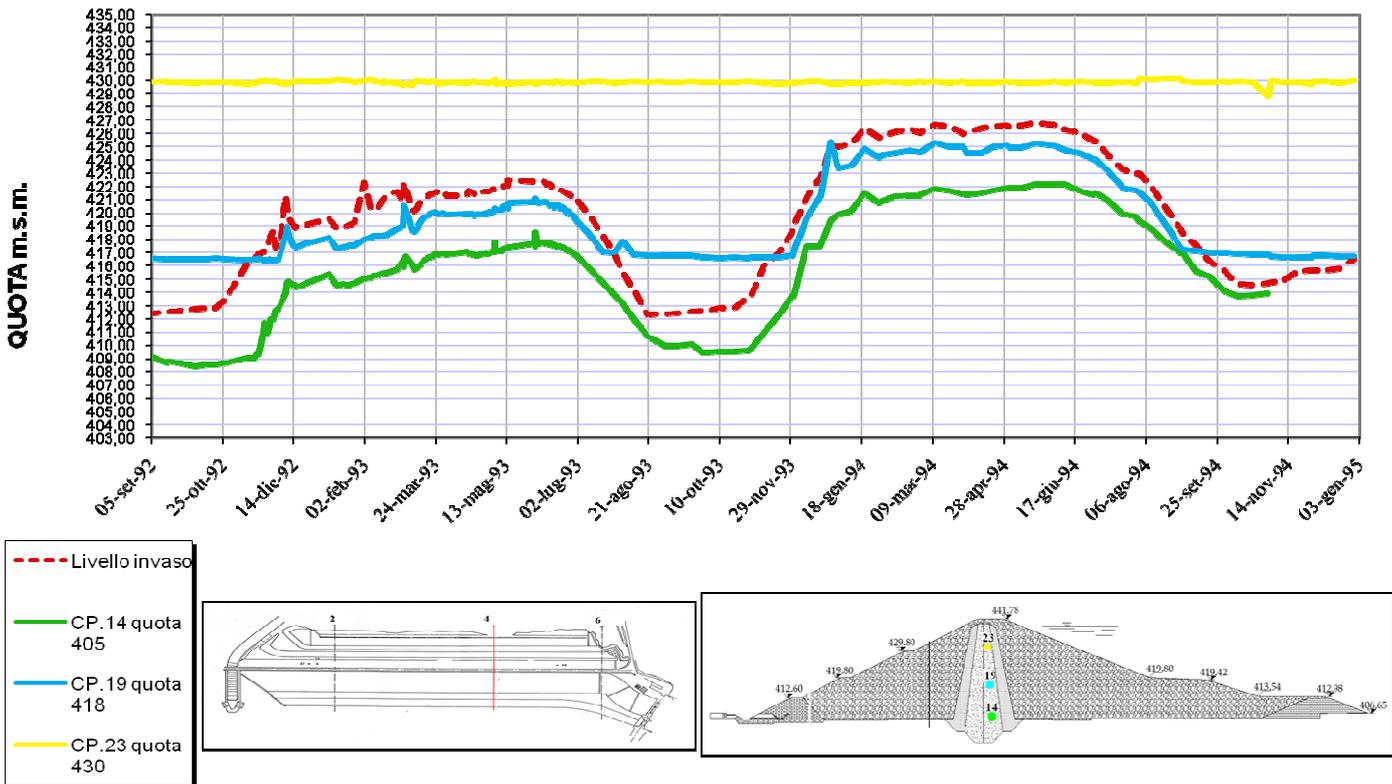
Distribuzioni isotemporali- Primi Invasi - Piezometri 2 e 3 - Sez 2



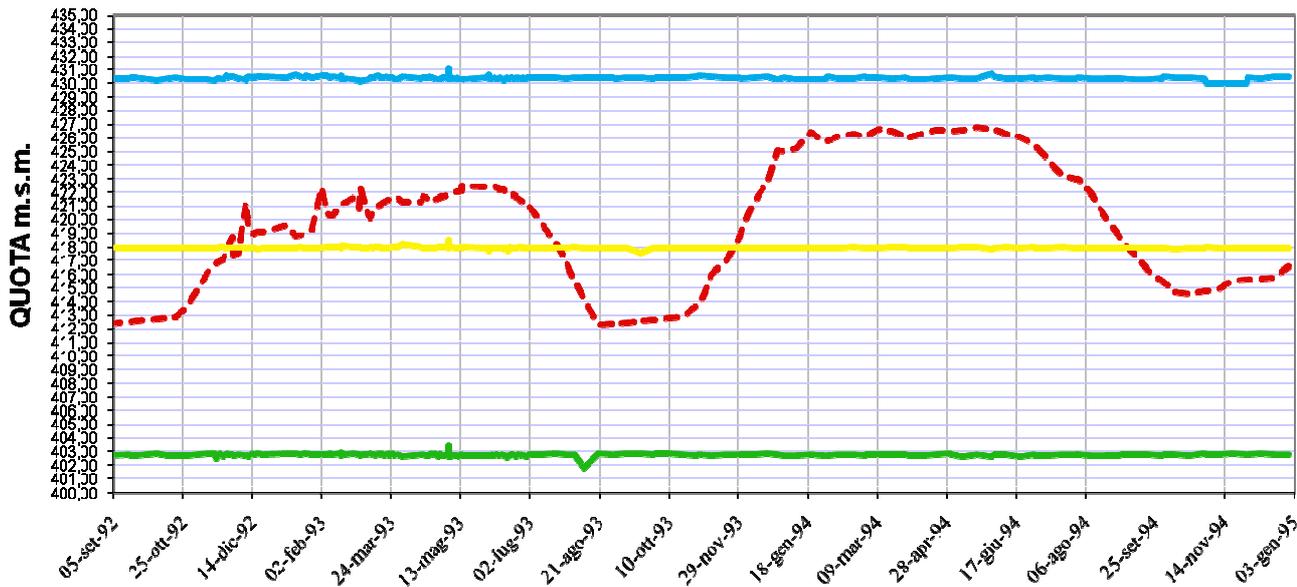
CELLE PIEZOMETRICHE SEZ. 4 - Fianco\_Monte-primi\_invasi



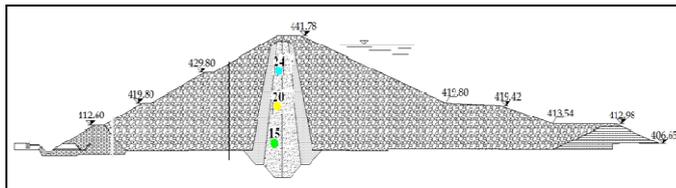
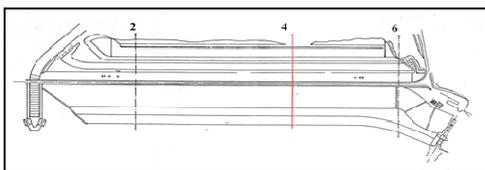
CELLE PIEZOMETRICHE-Nucleo\_Monte-SEZ. 4 - primi invasi



### CELLE PIEZOMETRICHE SEZ. 4 -Nucleo\_Valle\_Primi\_invasi



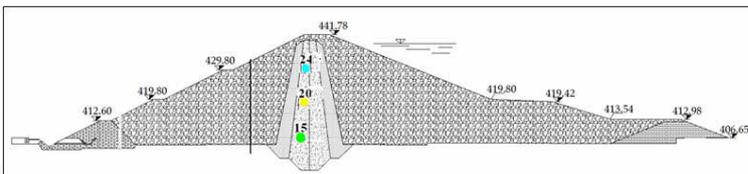
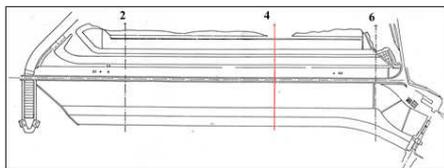
- Livello invaso
- CP. 15 quota 405
- CP. 20 quota 418
- CP. 21 quota 430



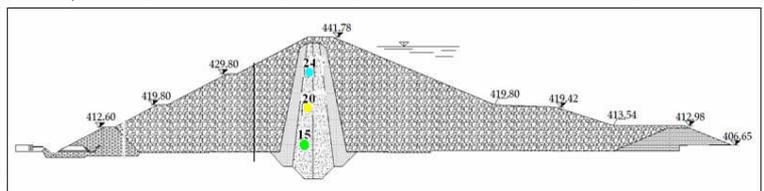
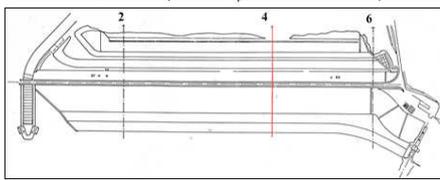
### CELLE PIEZOMETRICHE SEZ. 4 -Nucleo\_Valle\_Primi\_invasi



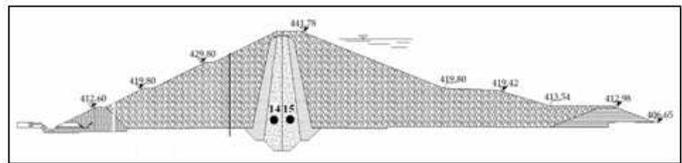
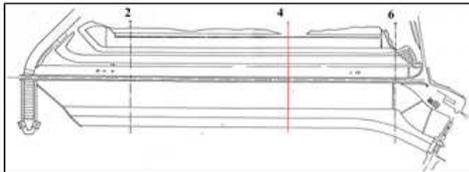
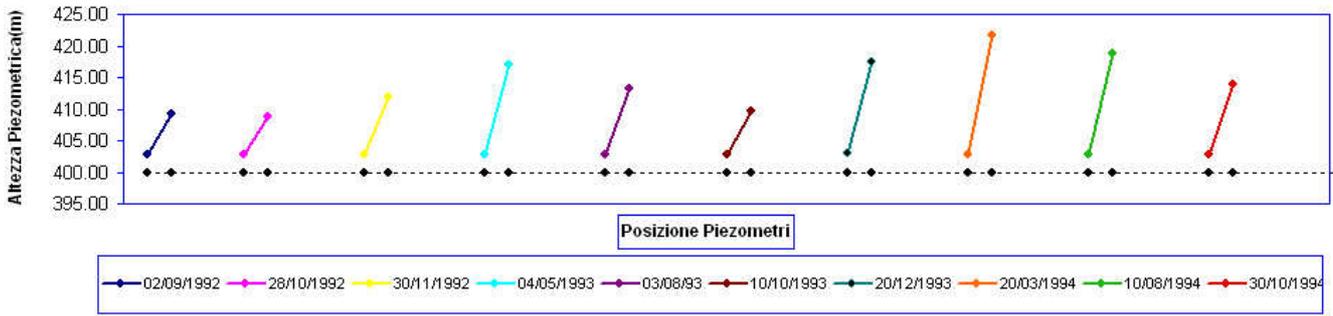
- Livello invaso
- CP. 15 quota 405



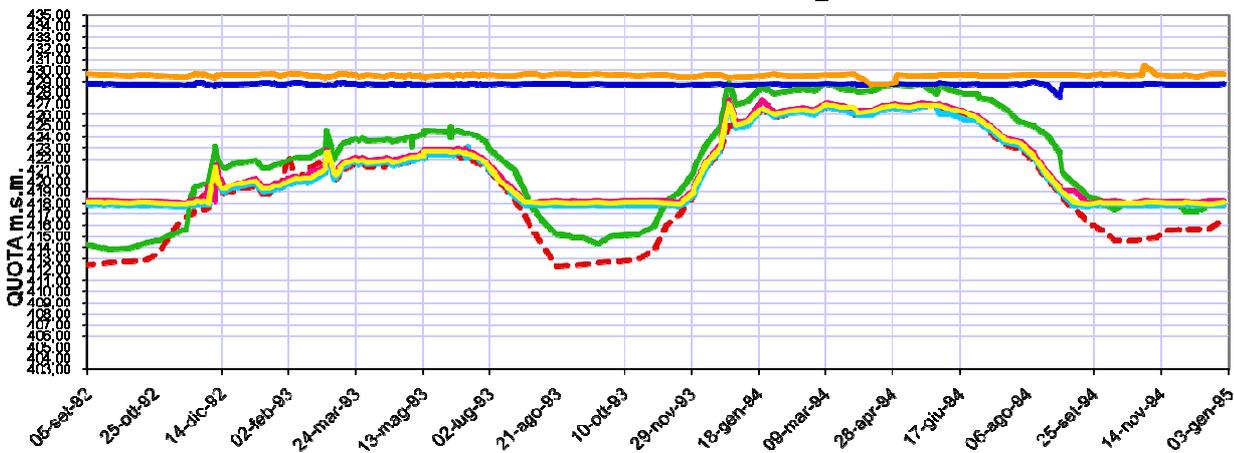
CELLE PIEZOMETRICHE SEZ. 4 -Nucleo\_Valle\_Prime\_Invasi



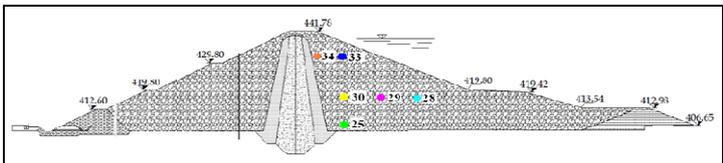
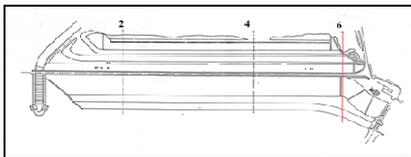
Distribuzioni isotemporalali Piezometri - Primi Invasi - 14 e 15 - Sez. 4



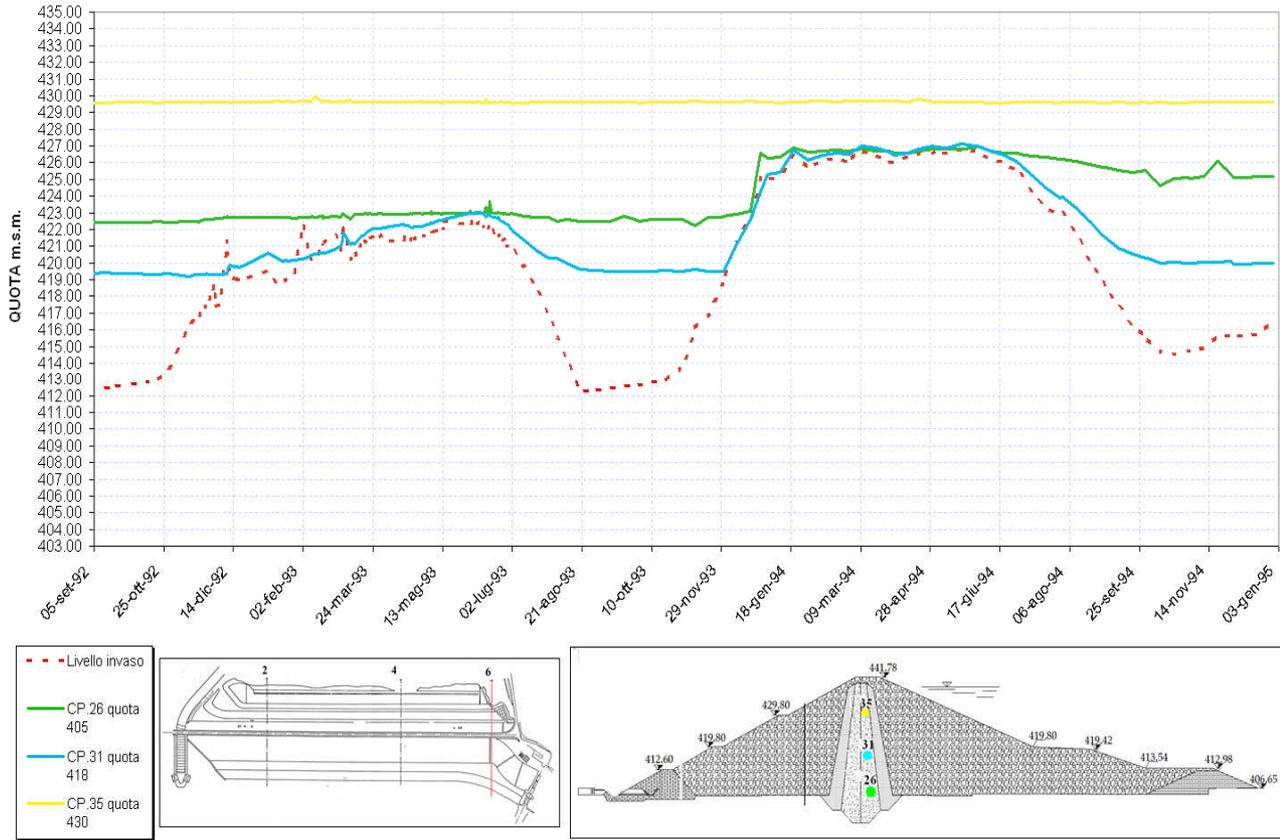
CELLE PIEZOMETRICHE SEZ. 6-Fianco\_Monte-Primi-Invasi



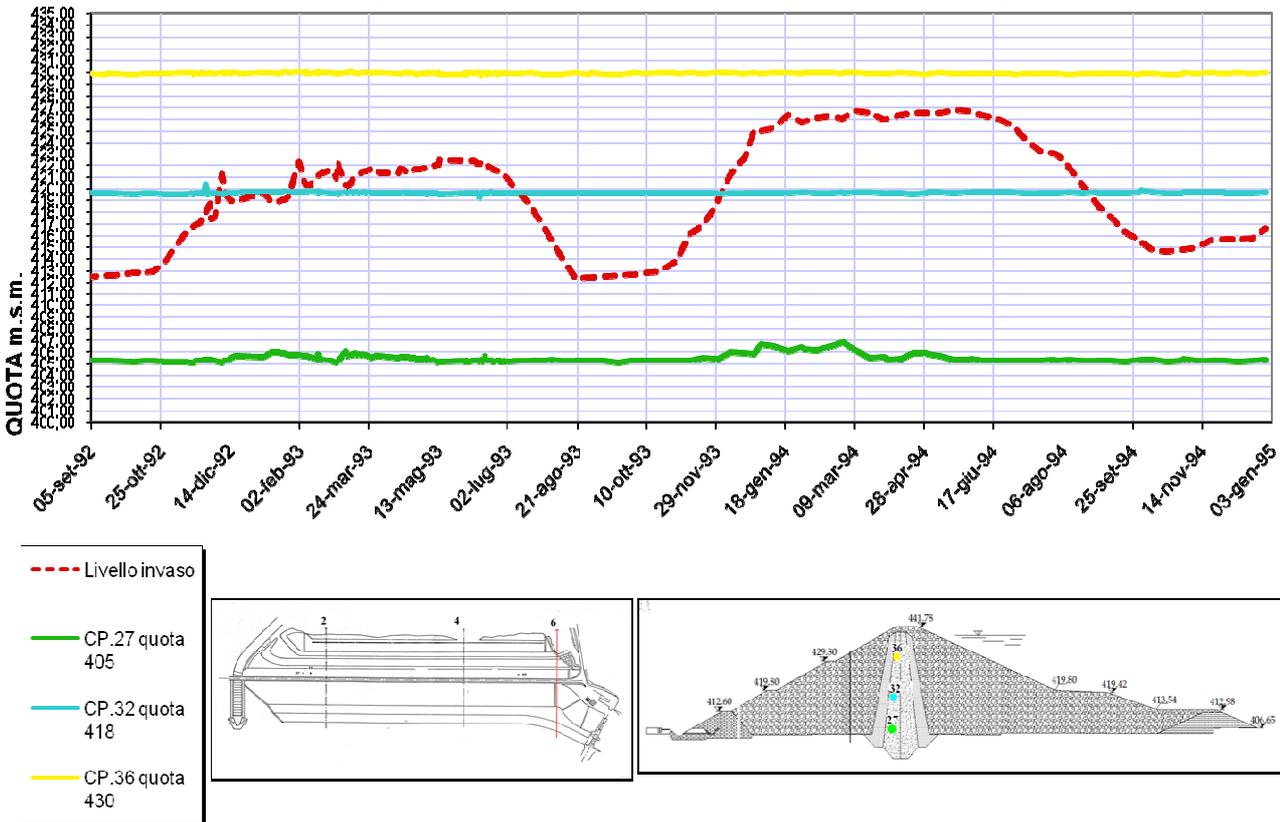
- Livello invaso
- C 2.25 quota 405
- C 2.28 quota 418
- C 2.29 quota 418
- C 2.30 quota 418
- C 2.33 quota 430
- C 2.34 quota 430



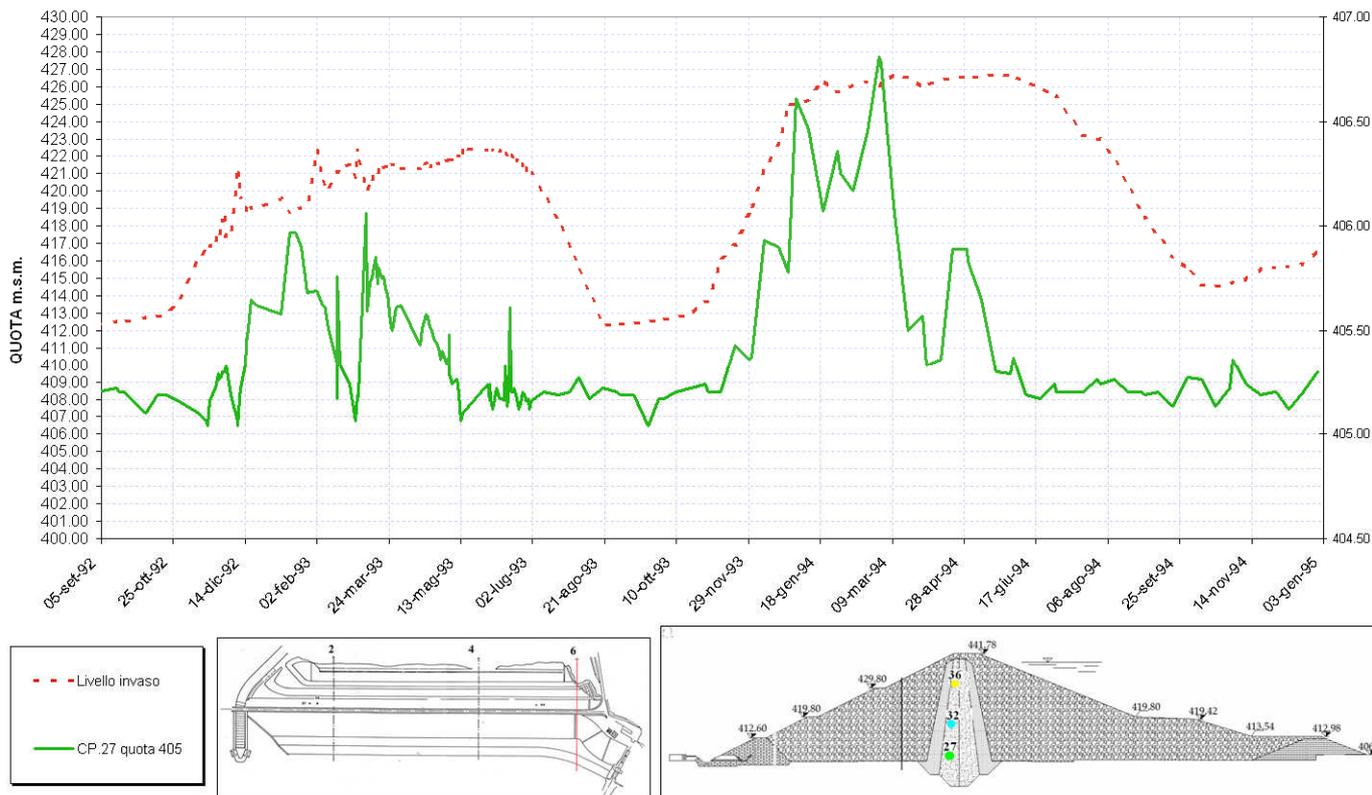
CELLE PIEZOMETRICHE-Nucleo\_Monte-SEZ. 6 - primi invasi



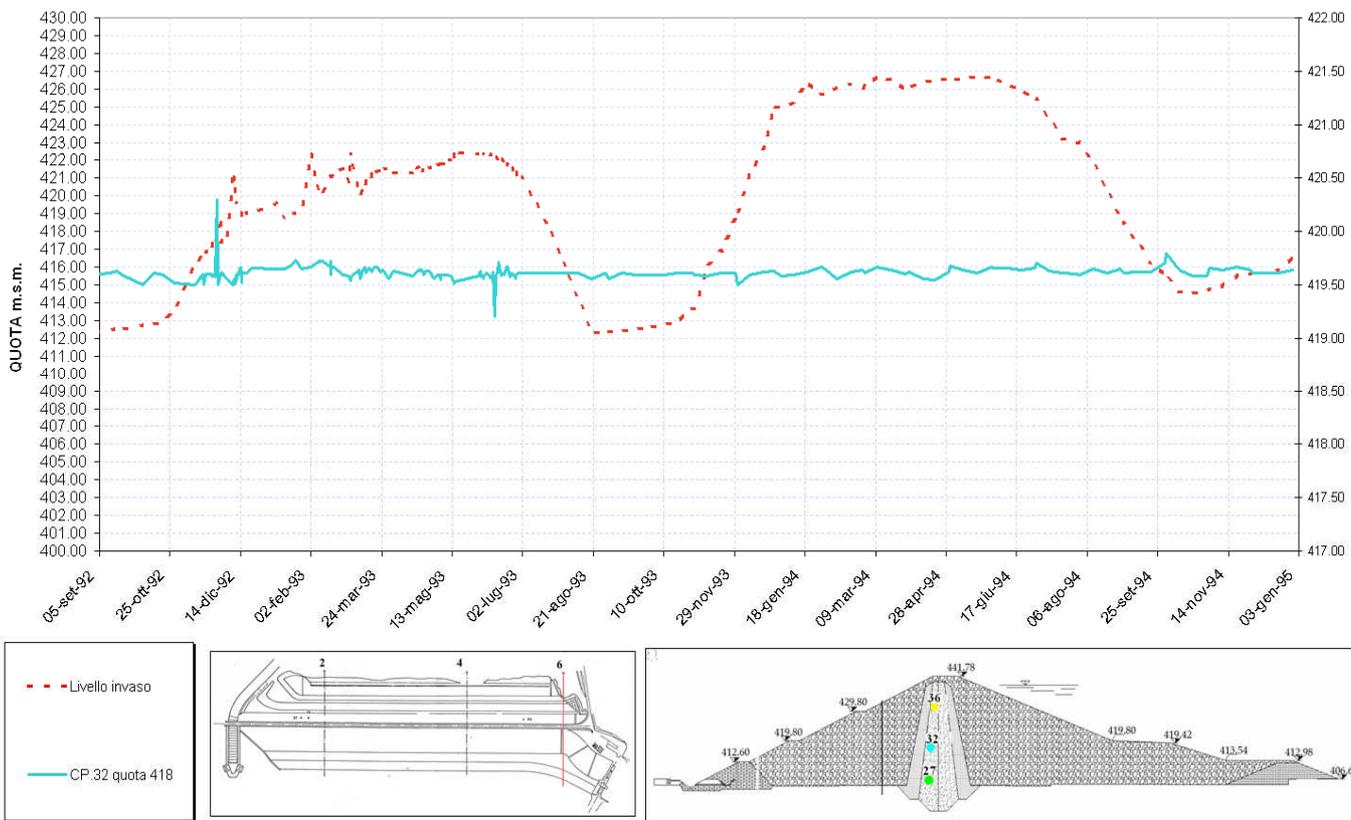
CELLE PIEZOMETRICHE SEZ. 6-Nucleo:Valle-Primi\_Invasi



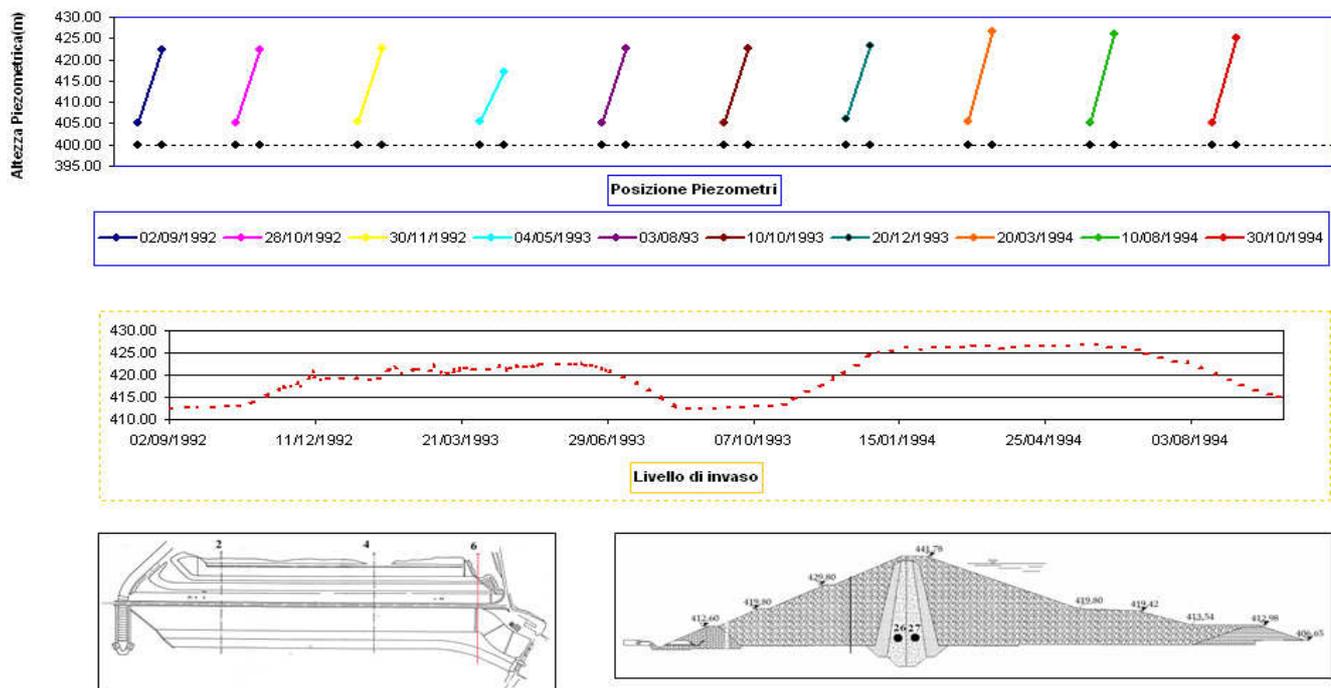
CELLE PIEZOMETRICHE SEZ. 6-Nucleo:Valle-Primi\_invasi



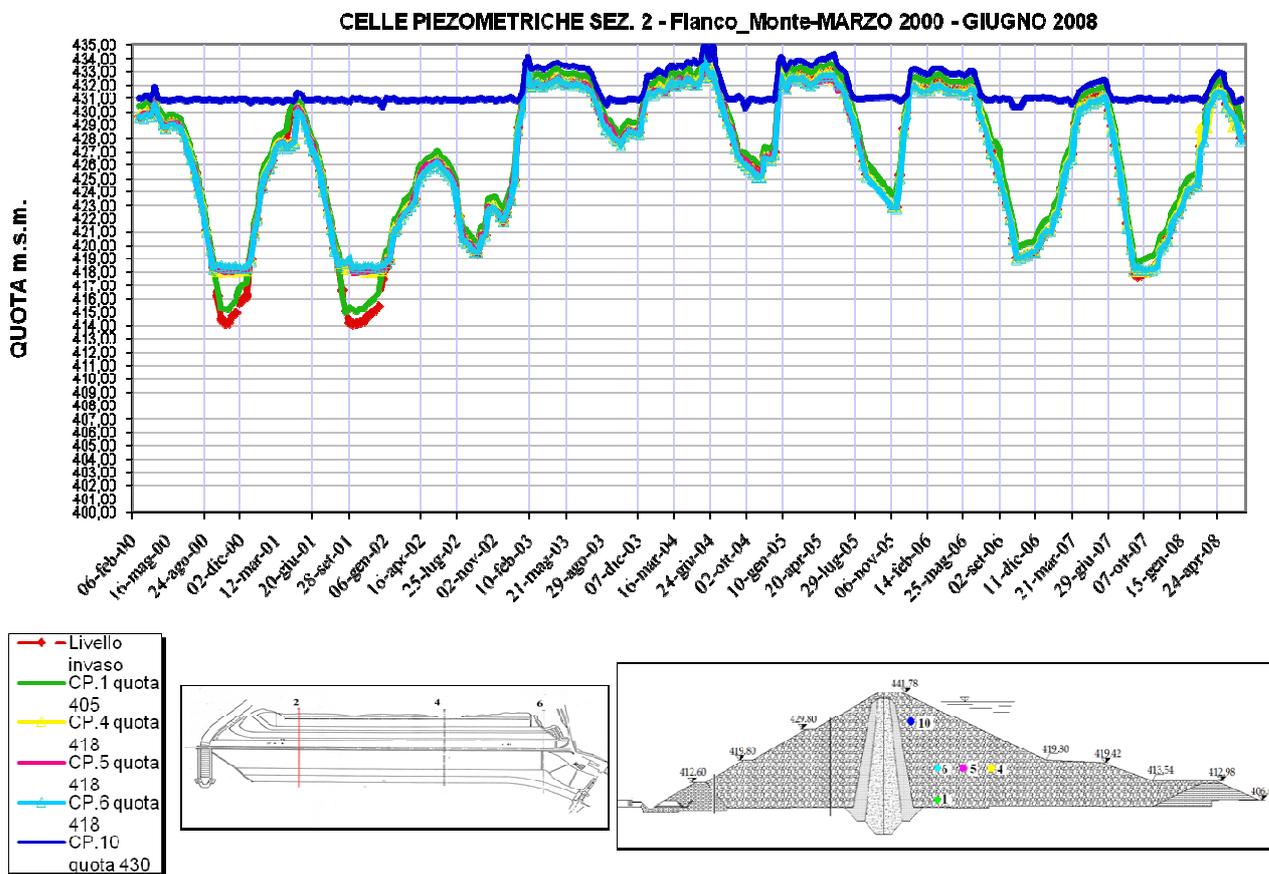
CELLE PIEZOMETRICHE SEZ. 6-Nucleo:Valle-Primi\_invasi



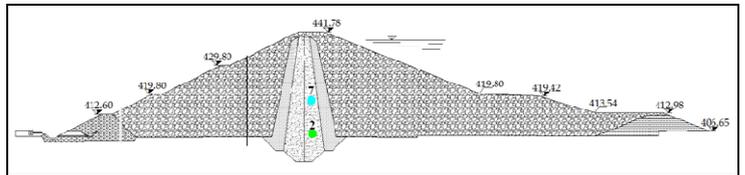
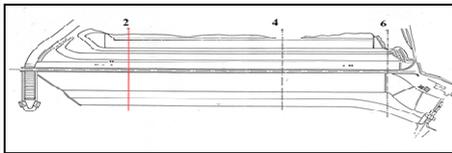
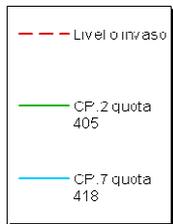
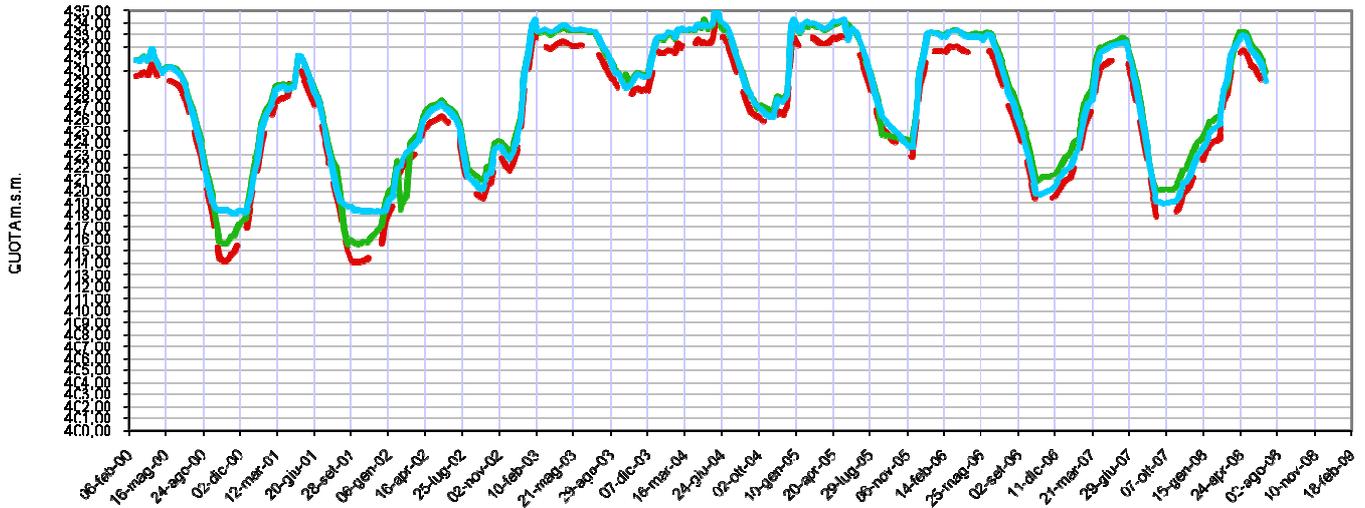
Distribuzioni isotemporal-Primi invasi - Piezometri 26 e 27- Sez. 6



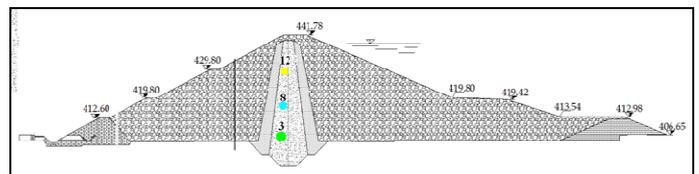
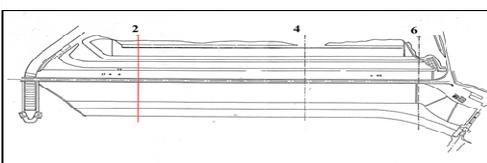
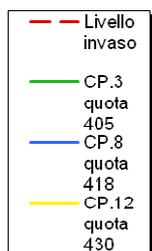
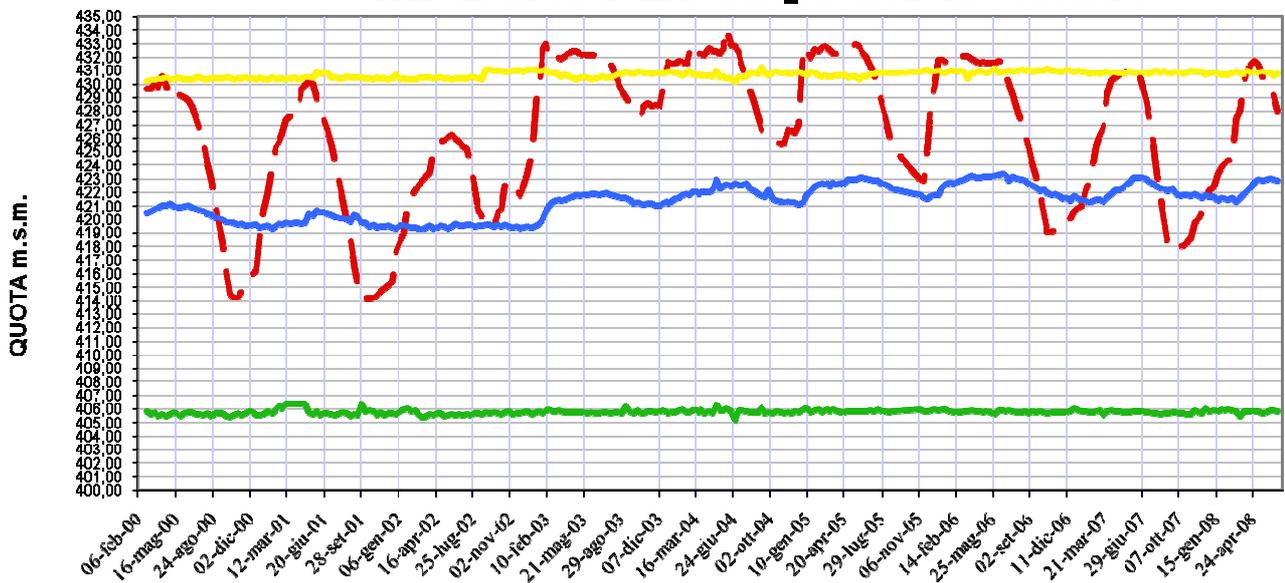
Celle Mayek: Invasi da Marzo 2000 a Giugno 2008



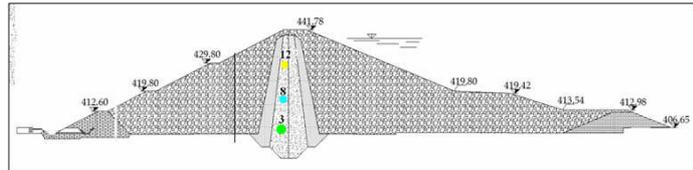
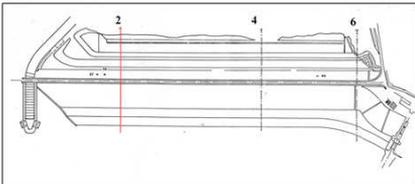
CELLE PIEZOMETRICHE SEZ. 2 - Nucleo\_Monte-MARZO 2000 - GIUGNO 2008



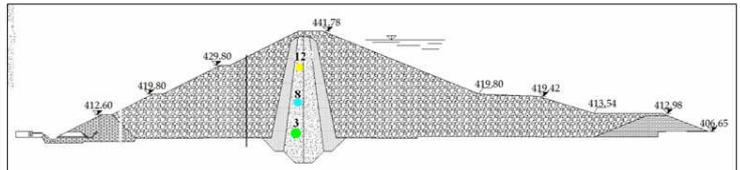
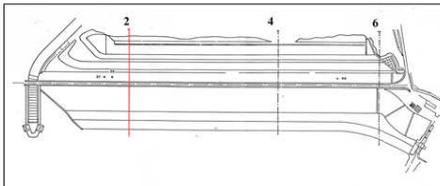
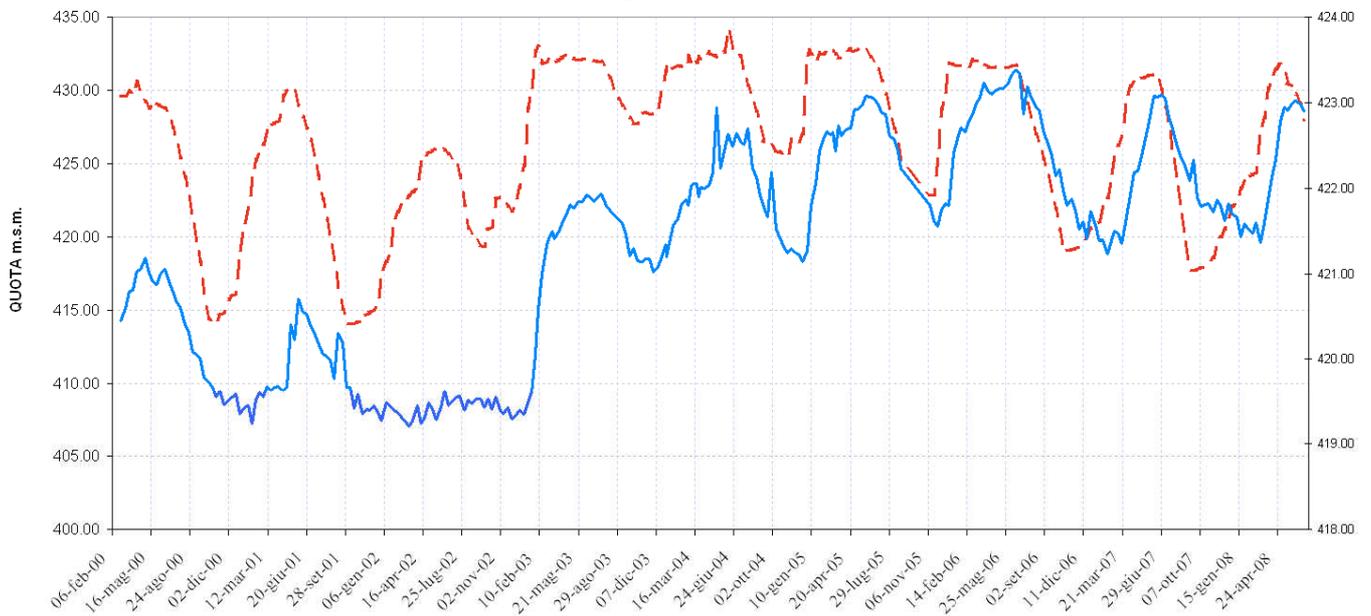
CELLE PIEZOMETRICHE SEZ. 2 - Nucleo\_Valle-MARZO 2000 - GIUGNO 2008



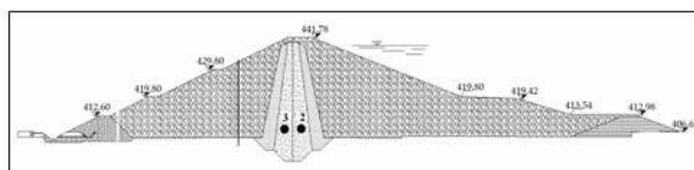
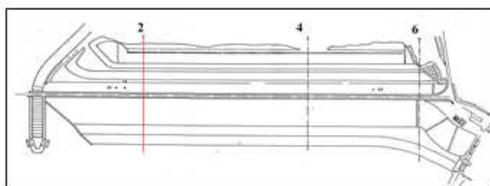
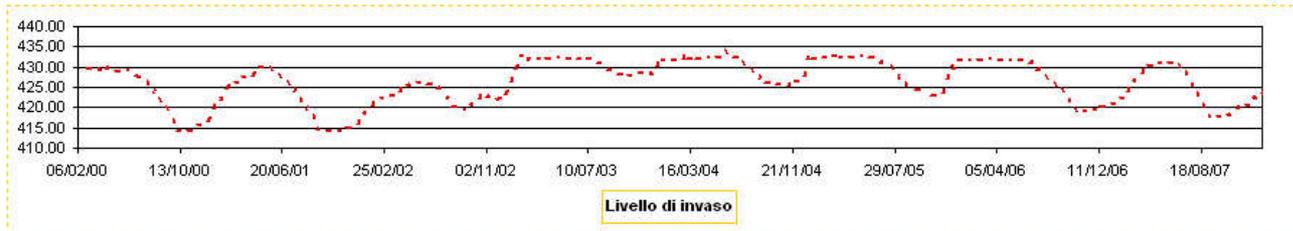
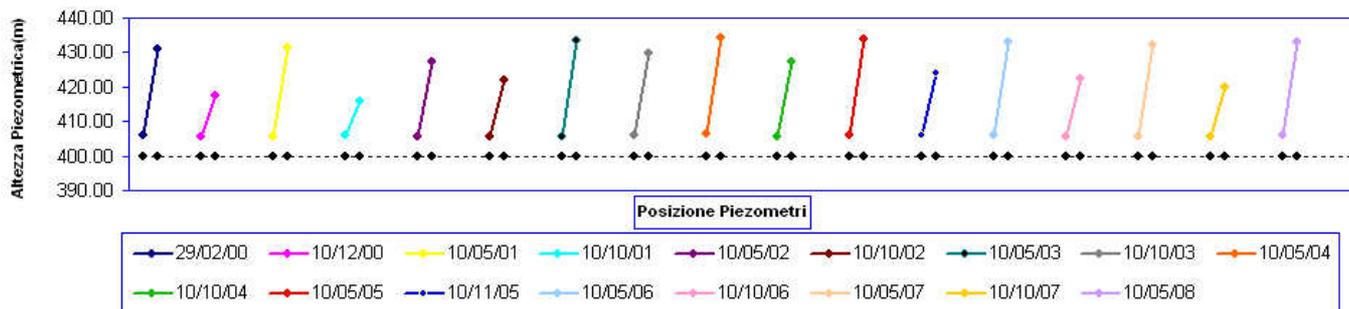
CELLE PIEZOMETRICHE SEZ. 2 - Nucleo\_Valle-MARZO 2000 - GIUGNO 2008



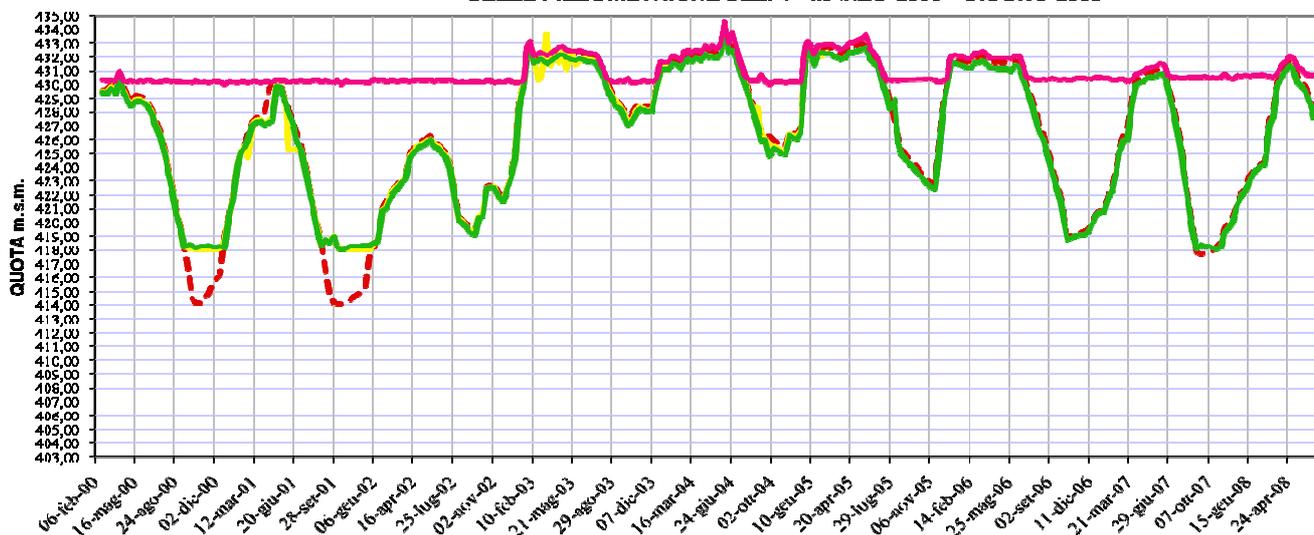
CELLE PIEZOMETRICHE SEZ. 2 - Nucleo\_Valle-MARZO 2000 - GIUGNO 2008



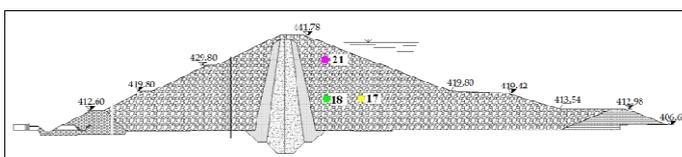
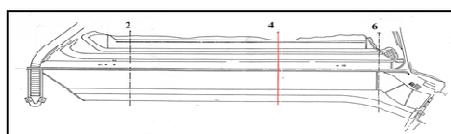
### Distribuzioni isotemporali - 2000/2008 - Piezometri 2 e 3 - Sez 2



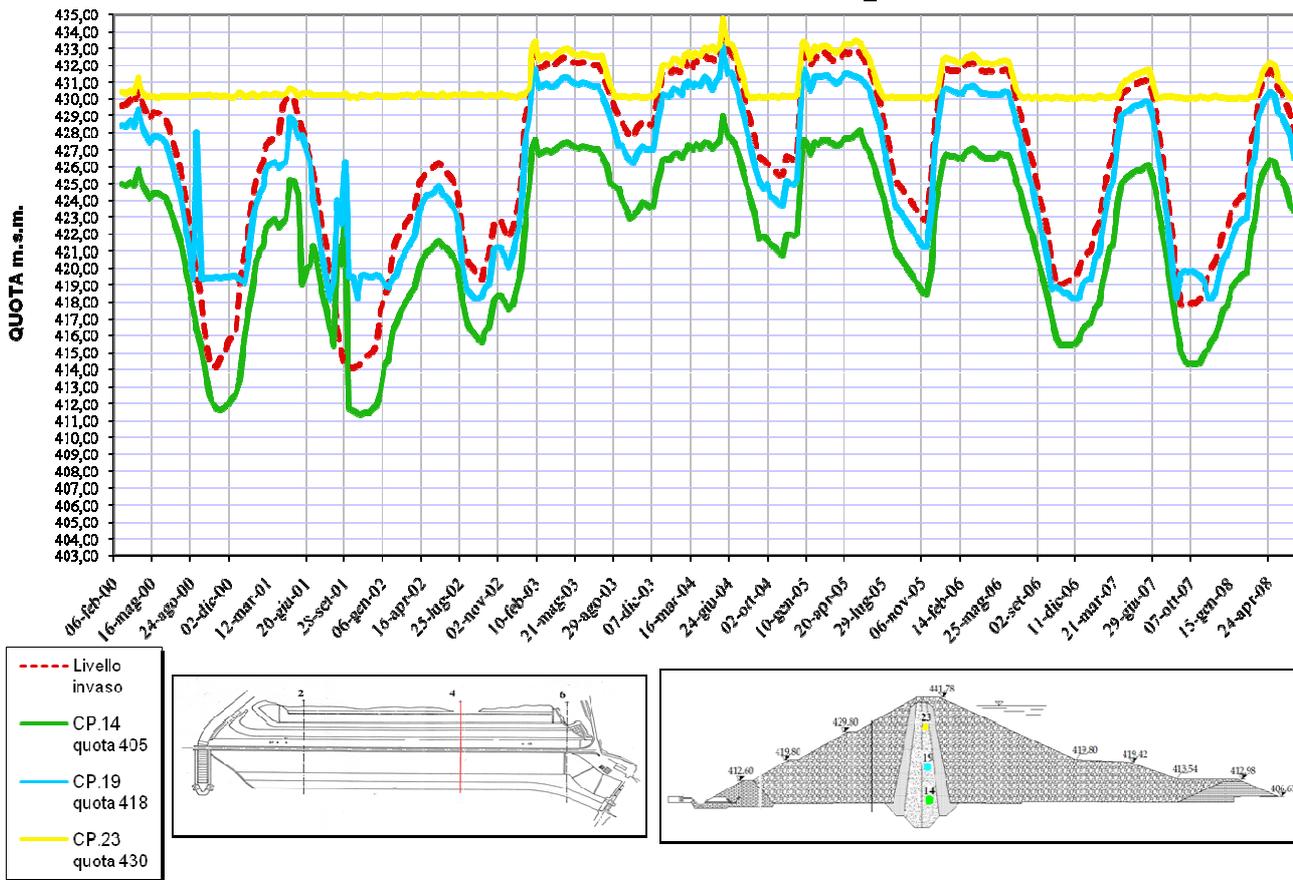
### CELLE PIEZOMETRICHE SEZ. 4 - MARZO 2000 - GIUGNO 2008



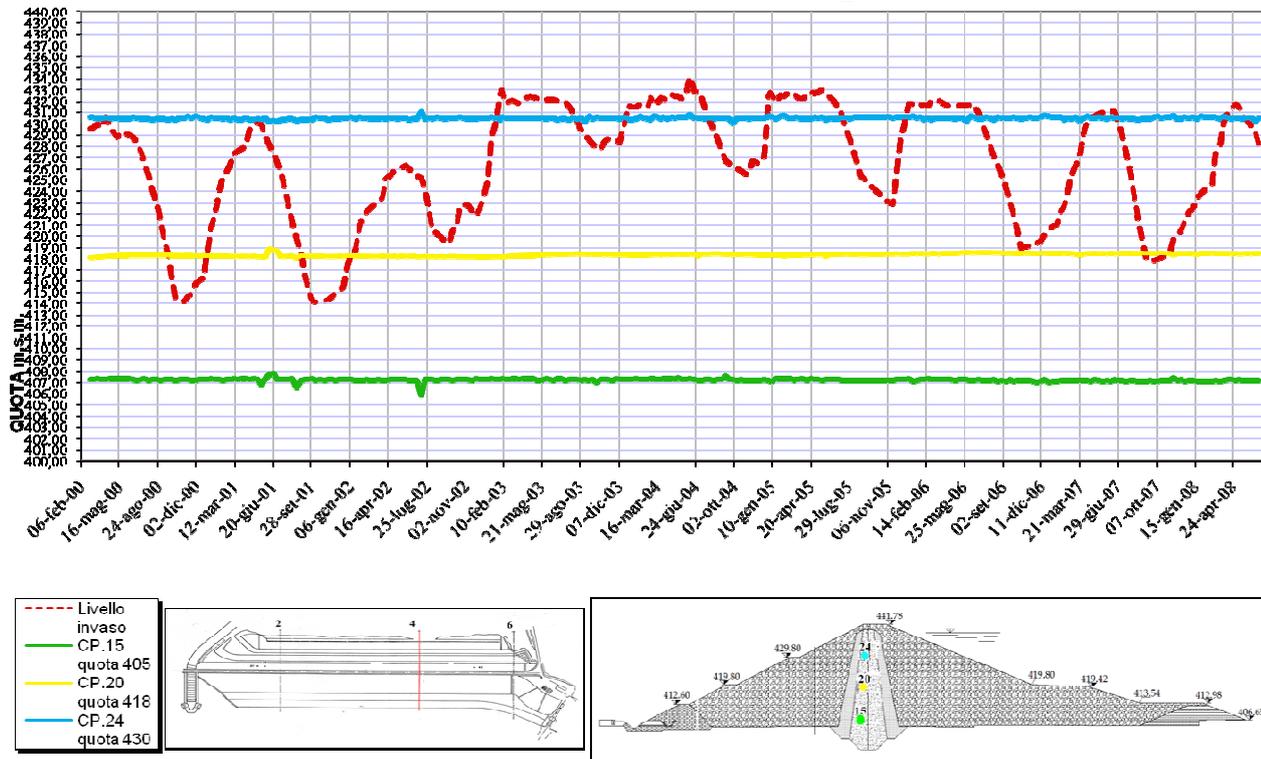
- Livello invaso
- CP.17 quota 418
- CP.18 quota 418
- CP.21 quota 430



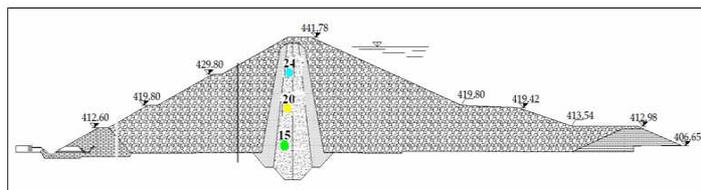
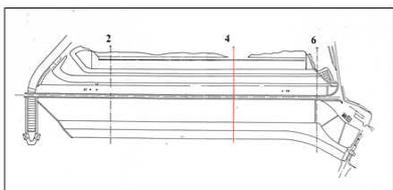
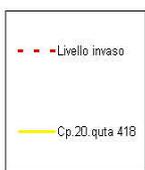
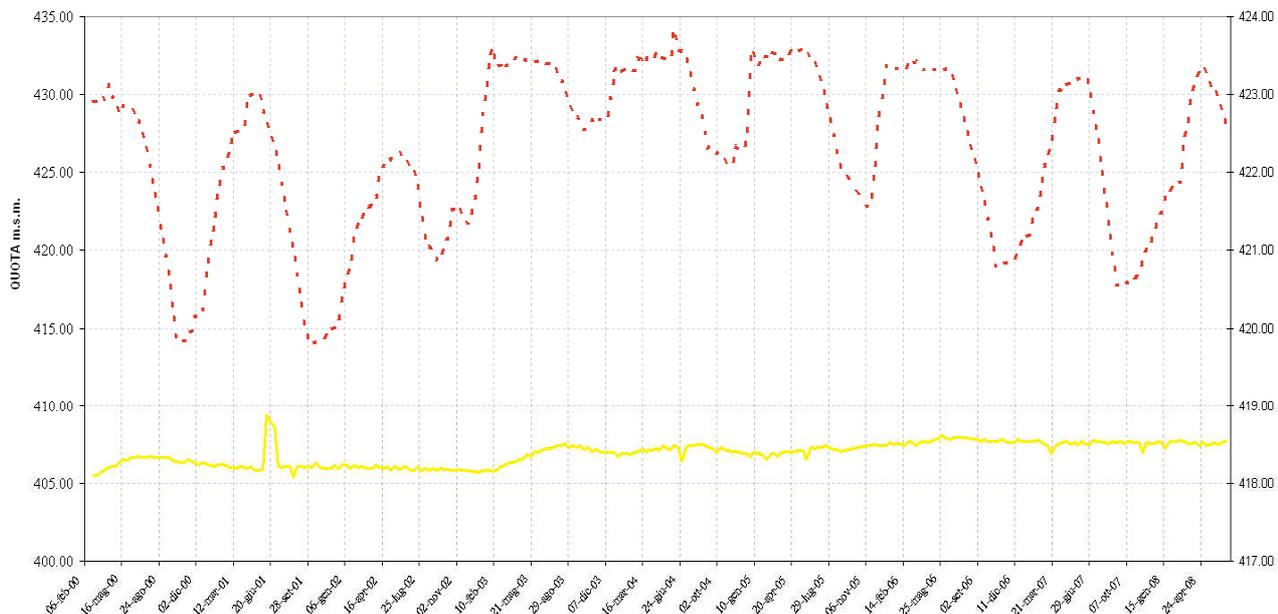
CELLE PIEZOMETRICHE SEZ. 4 - Nucleo\_Monte-MARZO 2000 - GIUGNO 2008



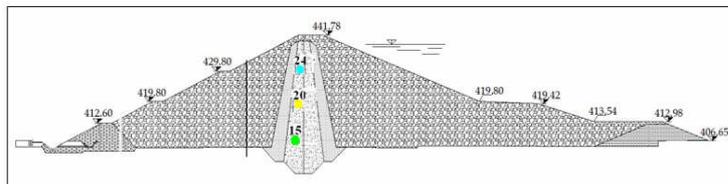
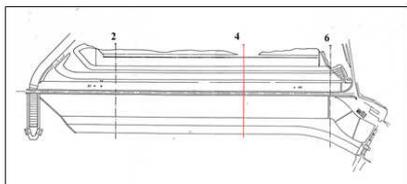
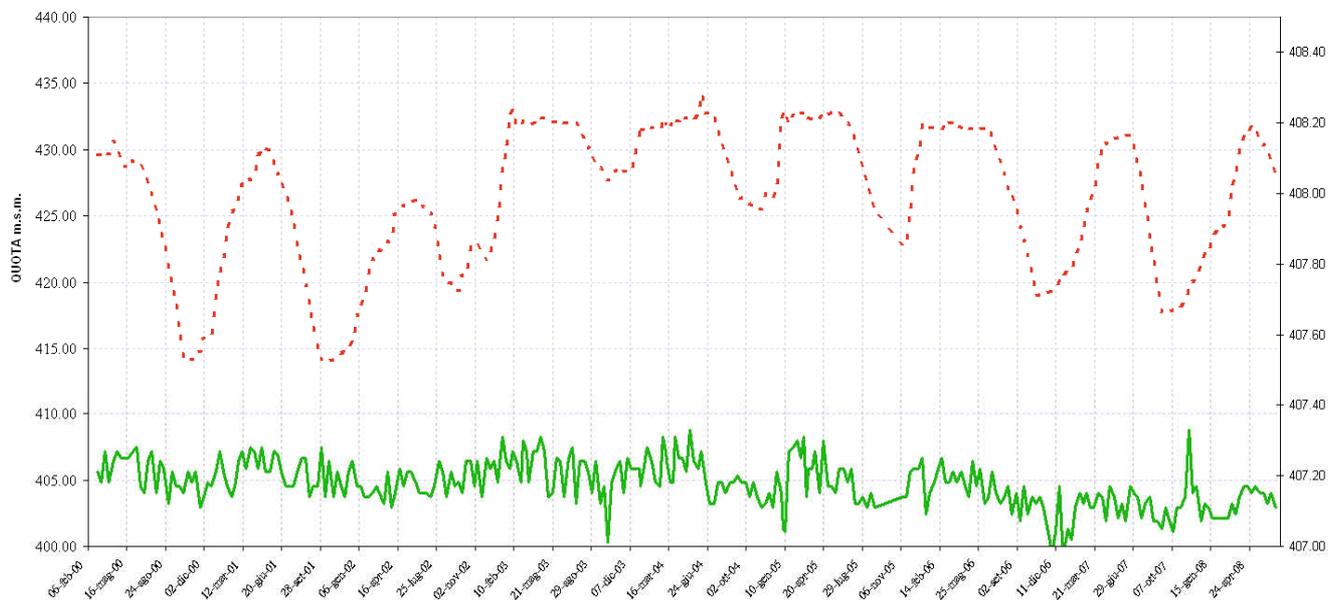
CELLE PIEZOMETRICHE SEZ. 4 - Nucleo\_Valle-MARZO 2000 - GIUGNO 2008



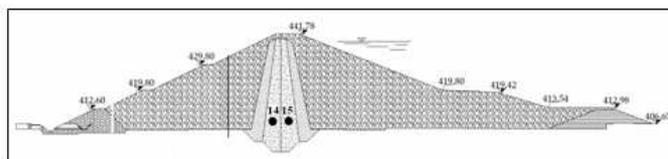
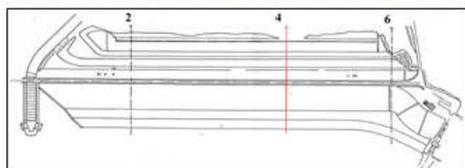
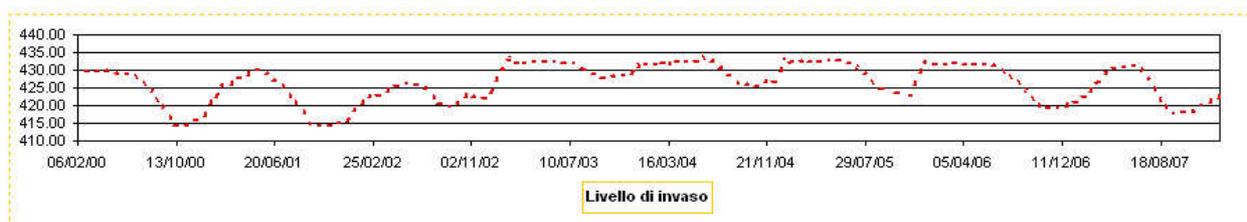
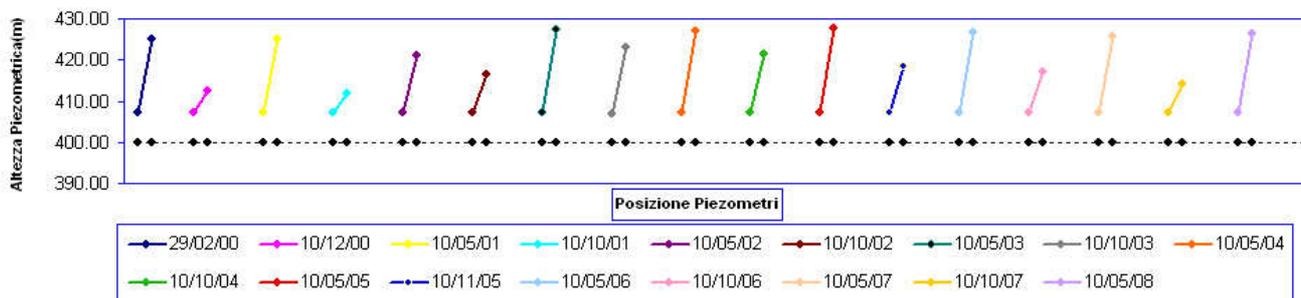
CELLE PIEZOMETRICHE SEZ. 4 - Nucleo\_Valle-MARZO 2000 - GIUGNO 2008



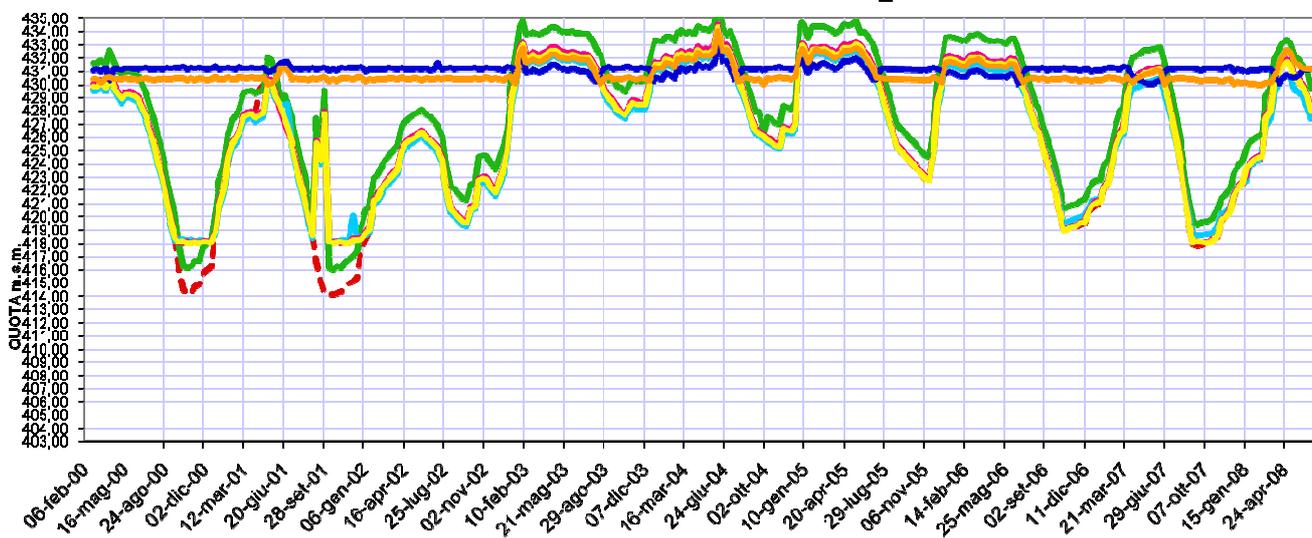
CELLE PIEZOMETRICHE SEZ. 4 - Nucleo\_Valle-MARZO 2000 - GIUGNO 2008



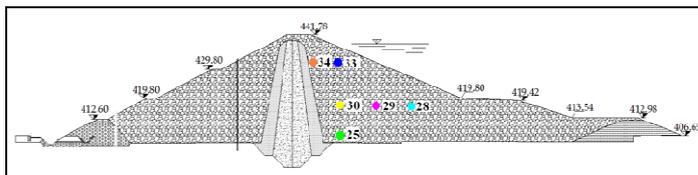
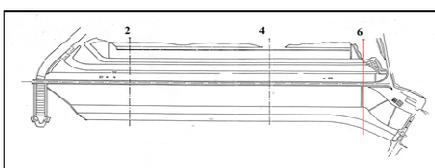
### Distribuzioni isotemporali - 2000/2008 - Piezometri 14 e 15 - Sez 4



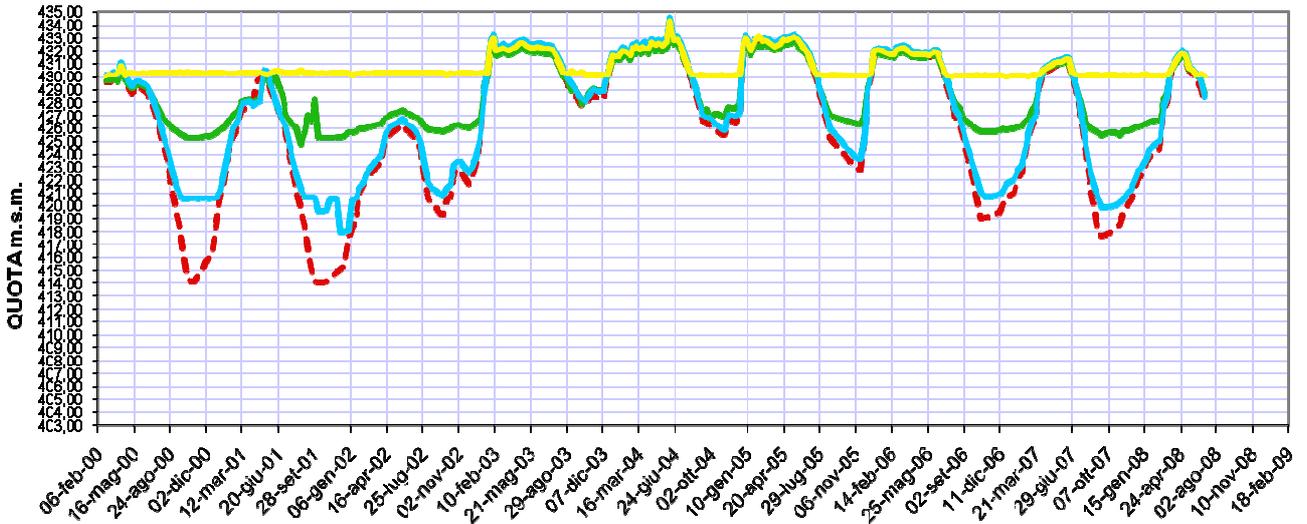
### CELLE PIEZOMETRICHE SEZ. 6 - Flanco\_monte-MARZO 2000 - GIUGNO 2008



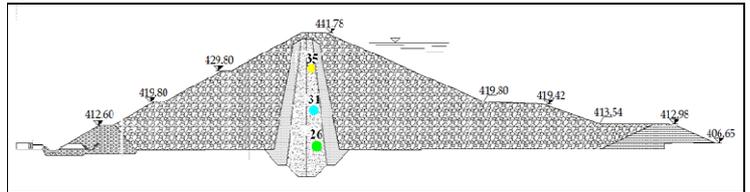
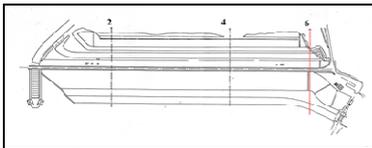
- Livello invaso
- CF 25 quota 405
- CF 28 quota 418
- CF 29 quota 418
- CF 30 quota 418
- CF 33 quota 430
- CF 34 quota 430



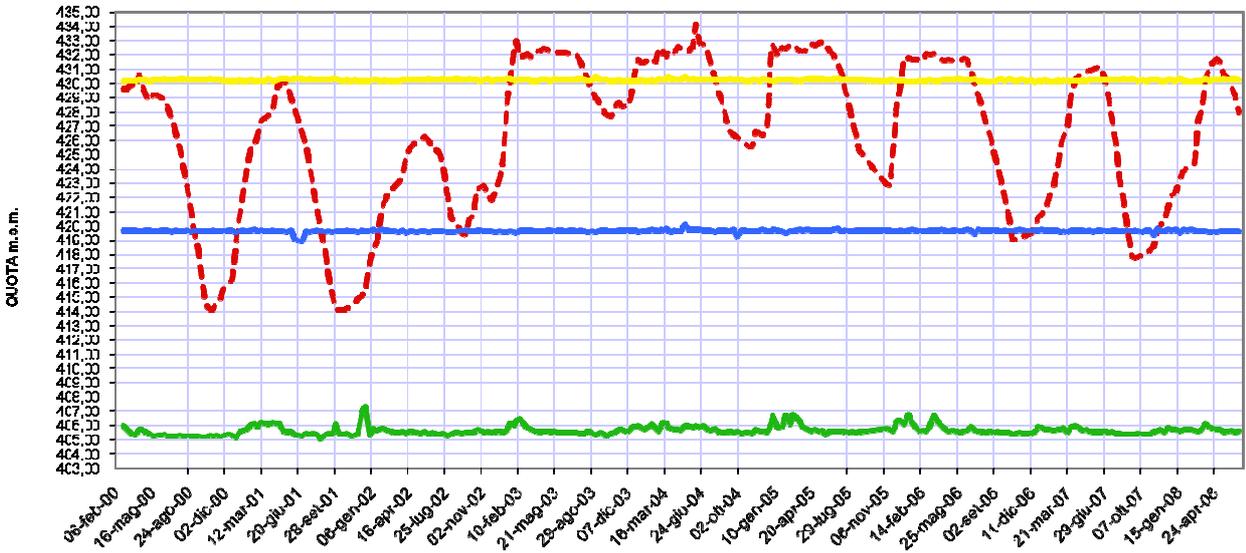
CELLE PIEZOMETRICHE SEZ. 6 - Nucleo\_Monte-MARZO 2000 - GIUGNO 2008



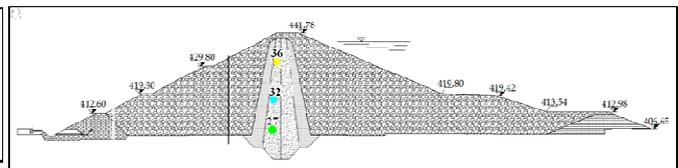
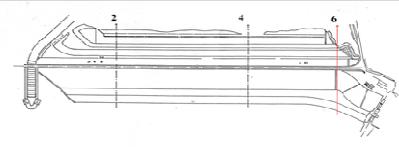
- Livello invaso
- CP.26 quota 405
- CP.31 quota 418
- CP.35 quota 430



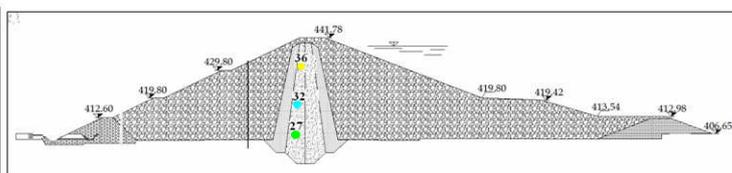
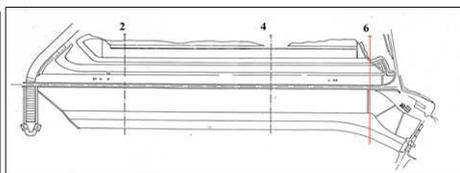
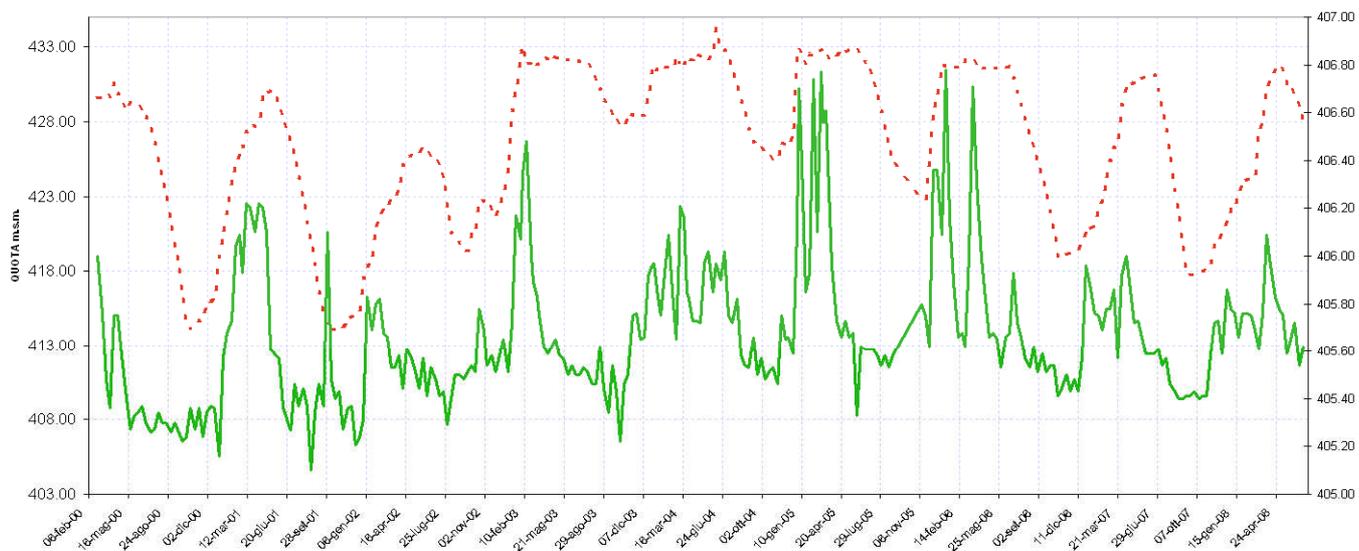
CELLE PIEZOMETRICHE SEZ. 6 - Nucleo Valle-MARZO 2000 - GIUGNO 2008



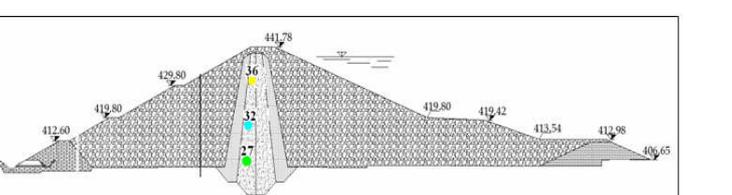
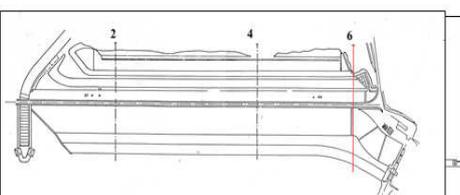
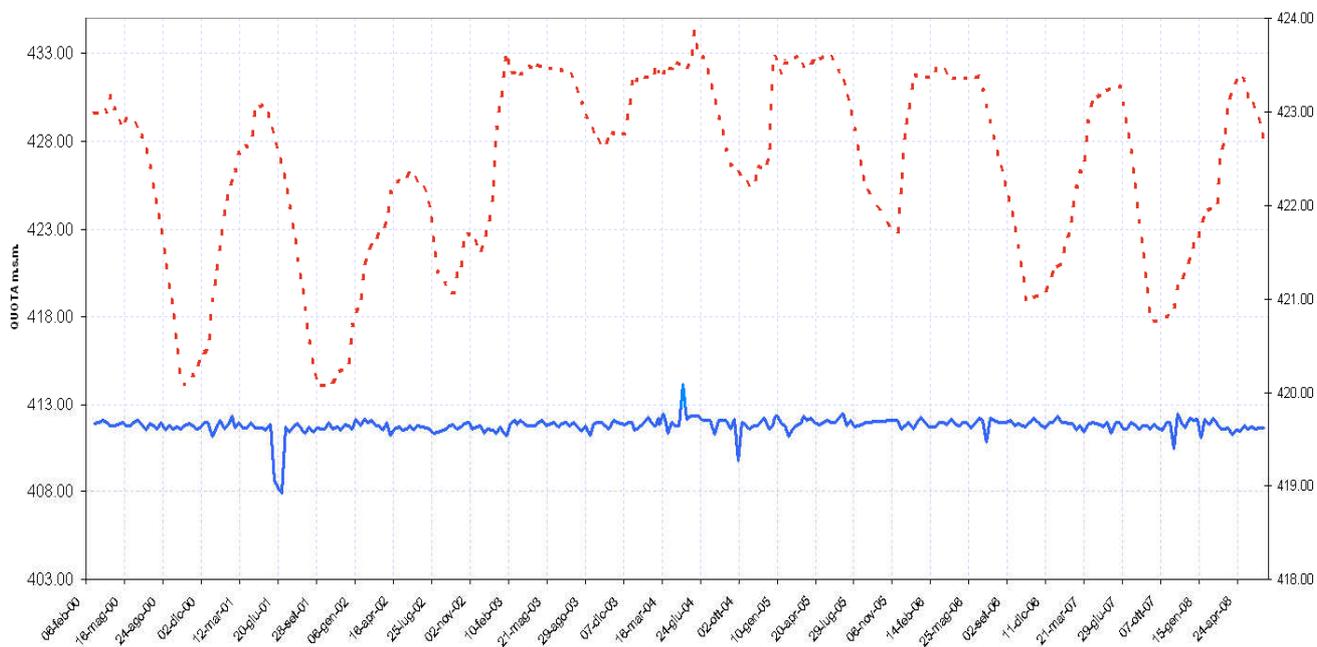
- Livello invaso
- CP.27 quota 405
- CP.32 quota 418
- CP.36 quota 430



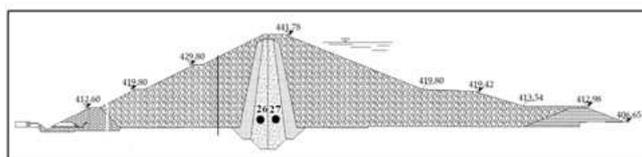
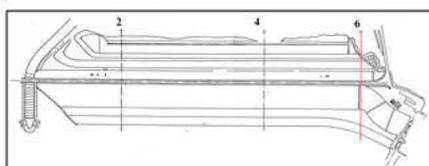
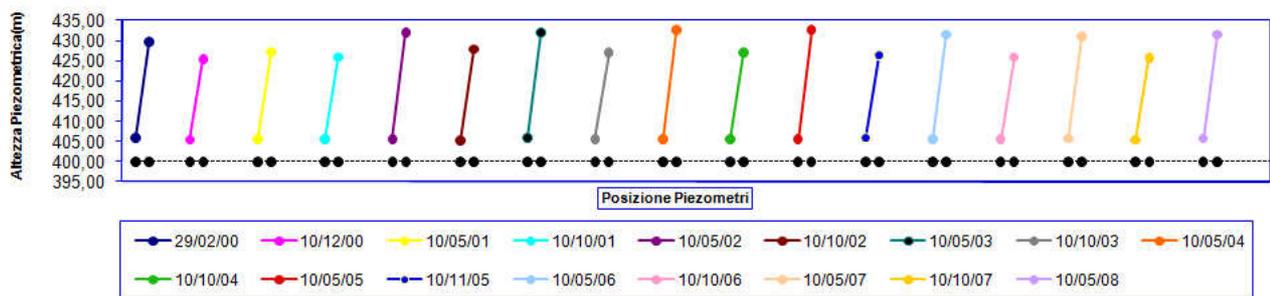
CELLE PIEZOMETRICHE SEZ. 6 - Nucleo Valle-MARZO 2000 - GIUGNO 2008



CELLE PIEZOMETRICHE SEZ. 6 - Nucleo Valle-MARZO 2000 - GIUGNO 2008

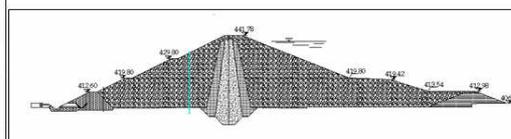
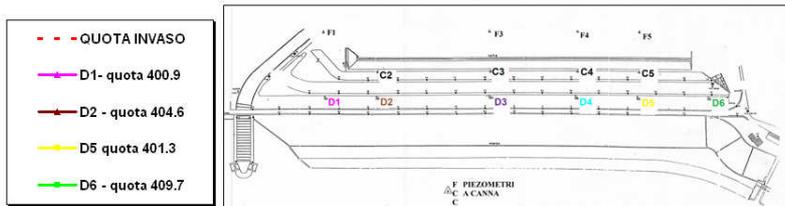
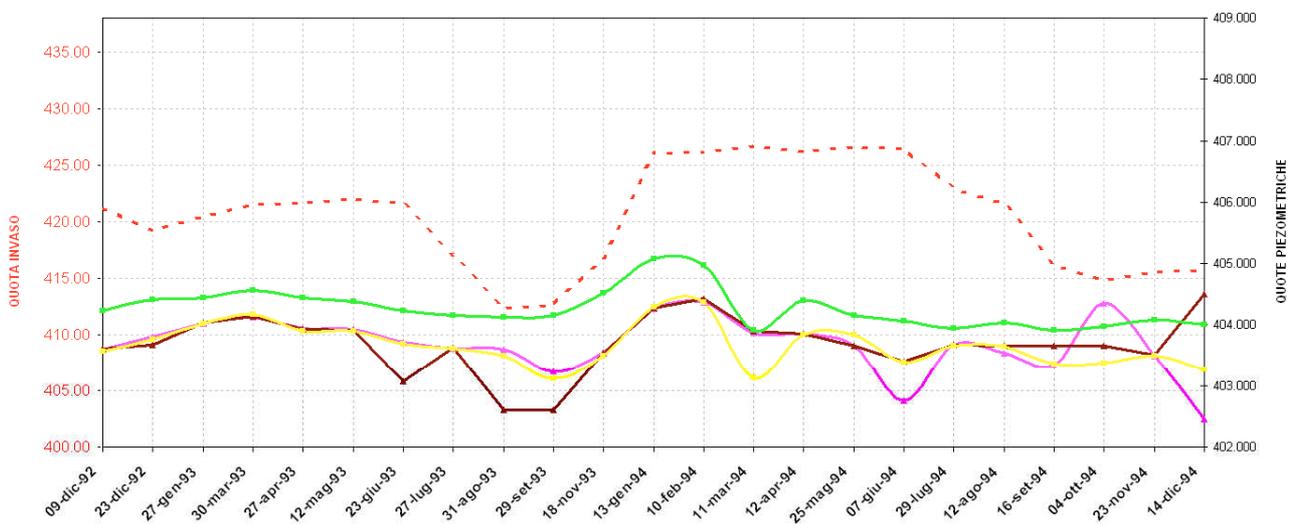


### Distribuzioni isotemporal - 2000/2008 - Piezometri 26 e 27 - Sez 6

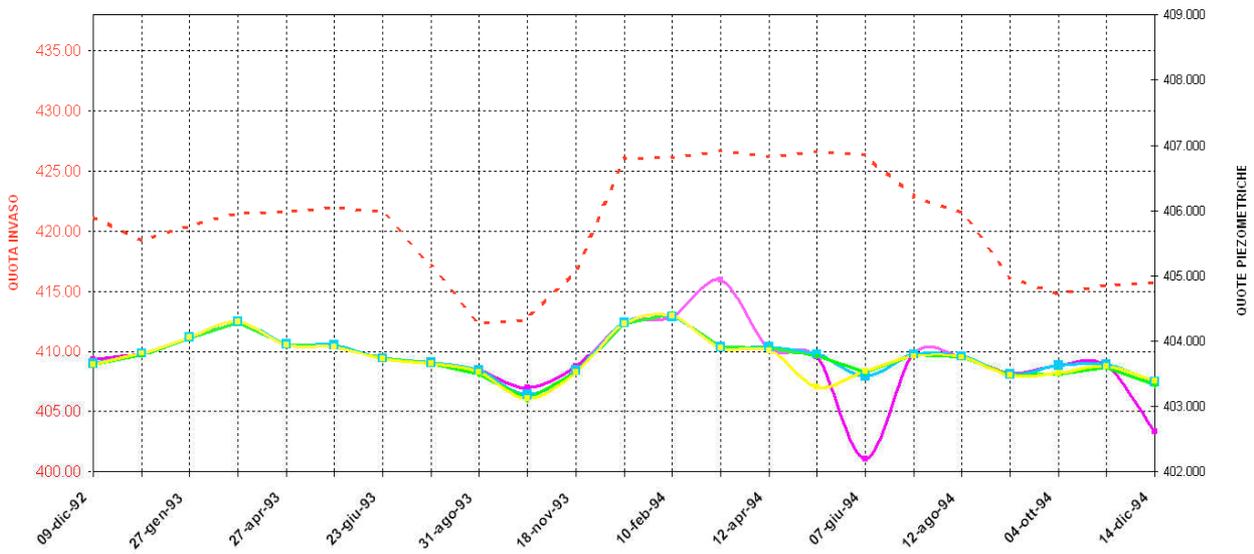


### Piezometri a tubo aperto

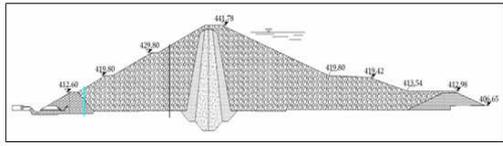
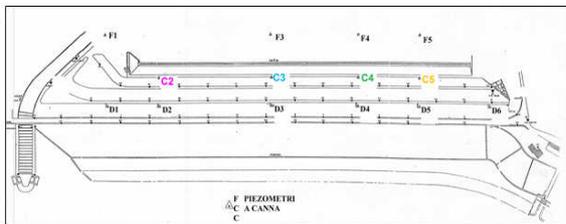
#### PIEZOMETRI A TUBO APERTO CORRELATI ALLA QUOTA D' INVASO - DICEMBRE 1992 - DICEMBRE 1994



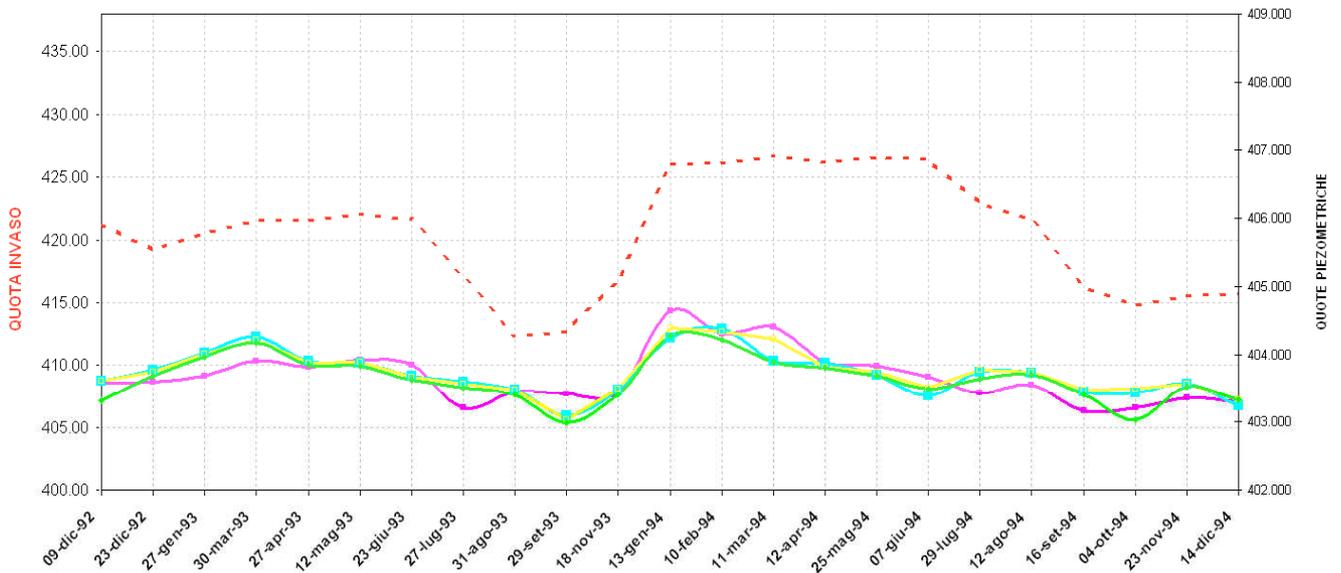
PIEZOMETRI A TUBO APERTO CORRELATI ALLA QUOTA D' INVASO - DICEMBRE 1992 - DICEMBRE 1994



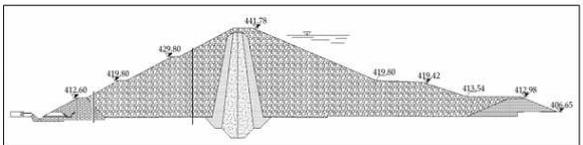
- - - QUOTA INVASO
- C2 - quota 407.6
- C3 - quota 403.5
- C4 - quota 402.8
- C5 - quota 404.3



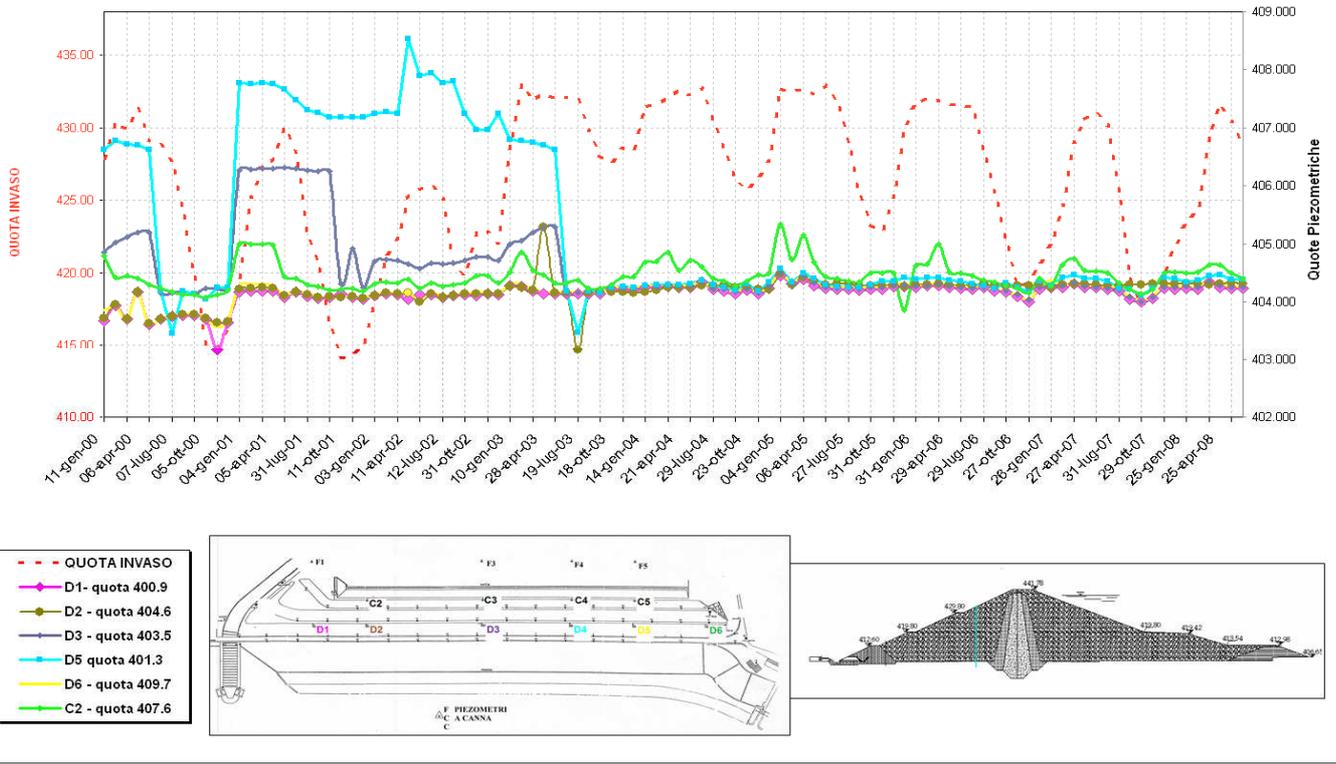
PIEZOMETRI A TUBO APERTO CORRELATI ALLA QUOTA D' INVASO - DICEMBRE 1992 - DICEMBRE 1994



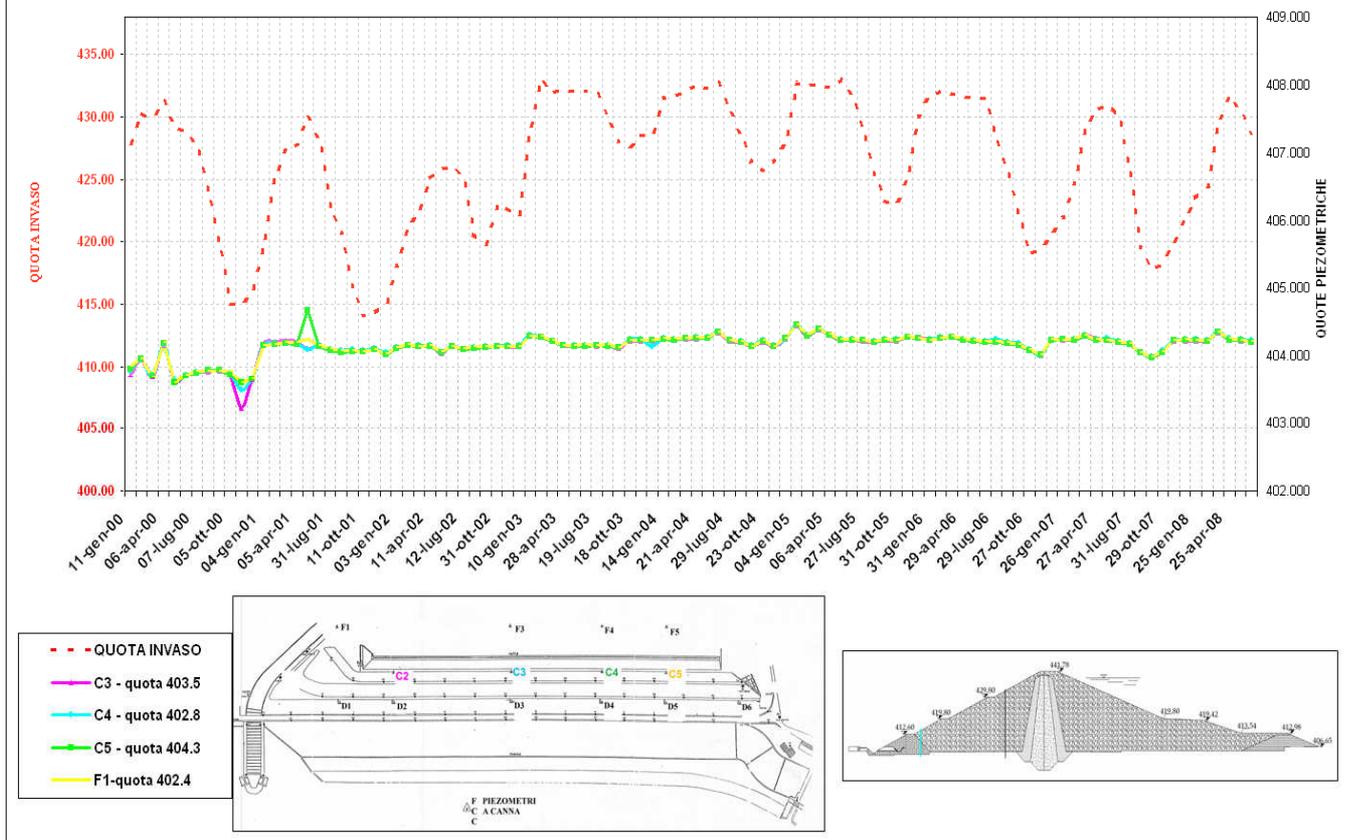
- - - QUOTA INVASO
- F1 - quota 402.4
- F3 - quota 402.8
- F4 - quota 401.4
- F5 - quota 402.78



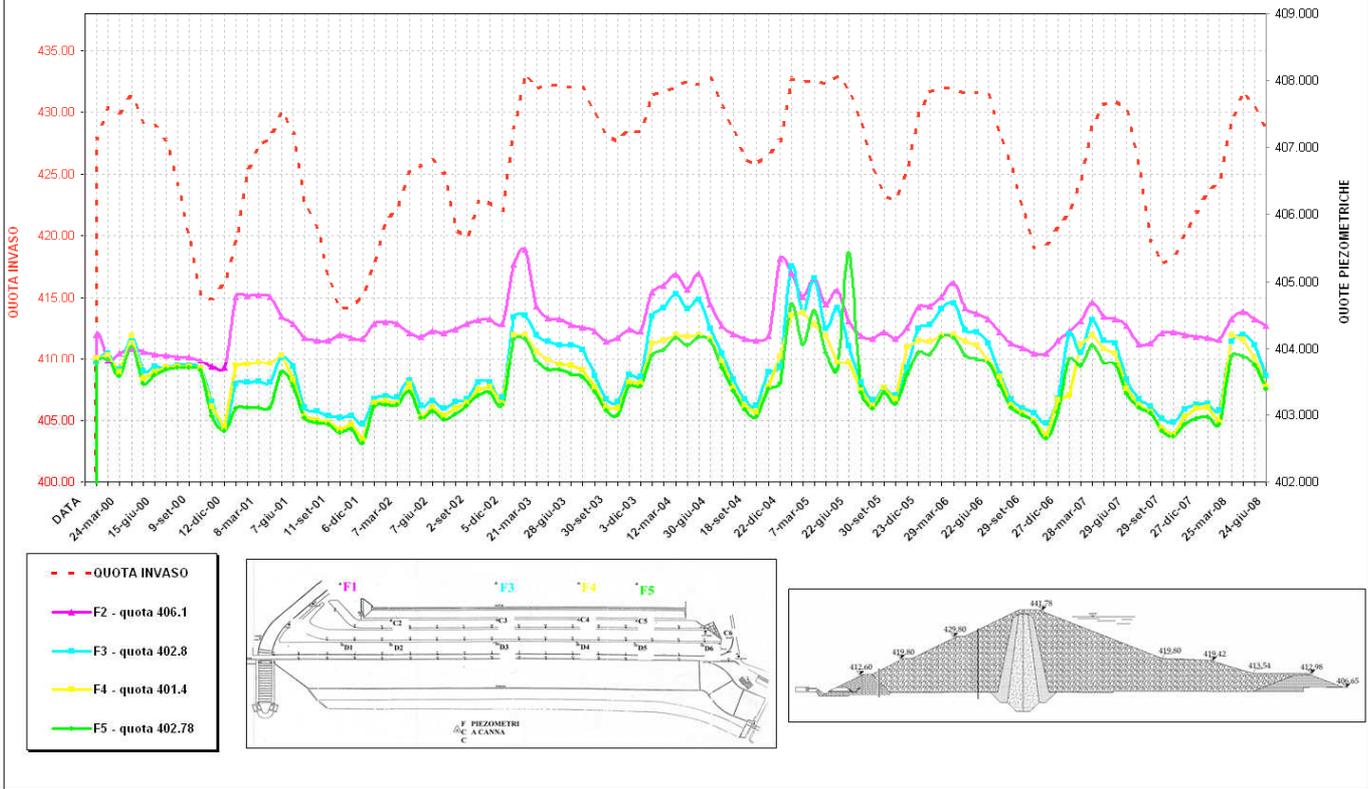
PIEZOMETRI A TUBO APERTO CORRELATI ALLA QUOTA D' INVASO - GENNAIO 2000 - GIUGNO 2008



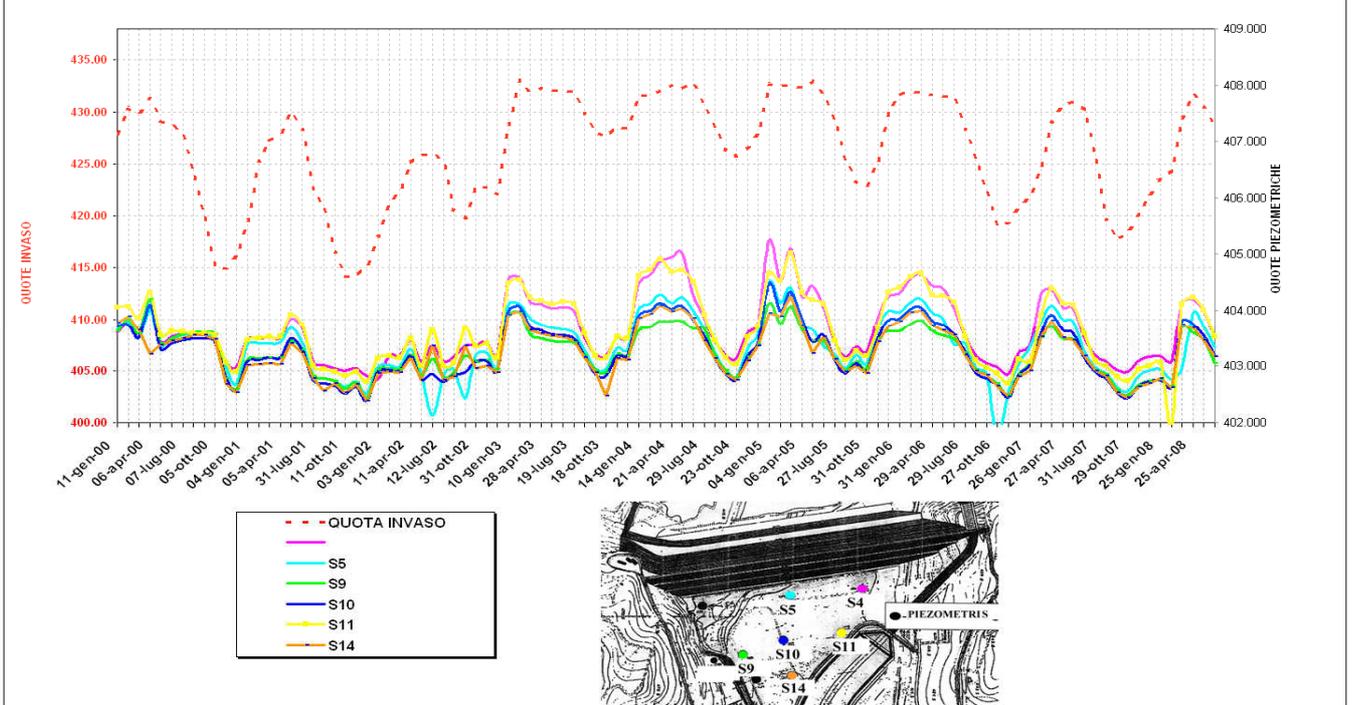
PIEZOMETRI A TUBO APERTO CORRELATI ALLA QUOTA D' INVASO - GENNAIO 2000 - GIUGNO 2008



PIEZOMETRI A TUBO APERTO CORRELATI ALLA QUOTA D' INVASO -GENNAIO - GIUGNO 2008

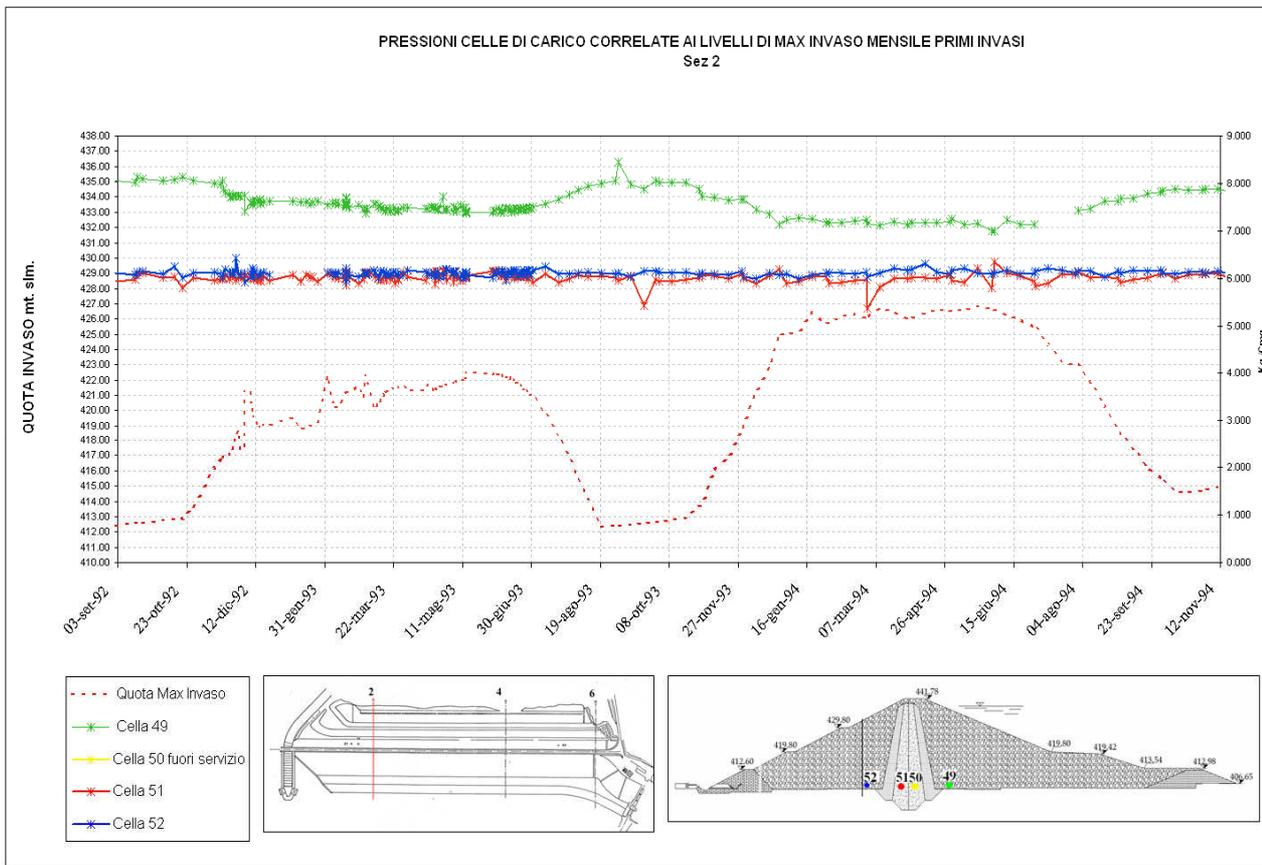


PIEZOMETRI A TUBO APERTO S CORRELATI ALLA QUOTA D' INVASO GENNAIO 2000 - GIUGNO 2008

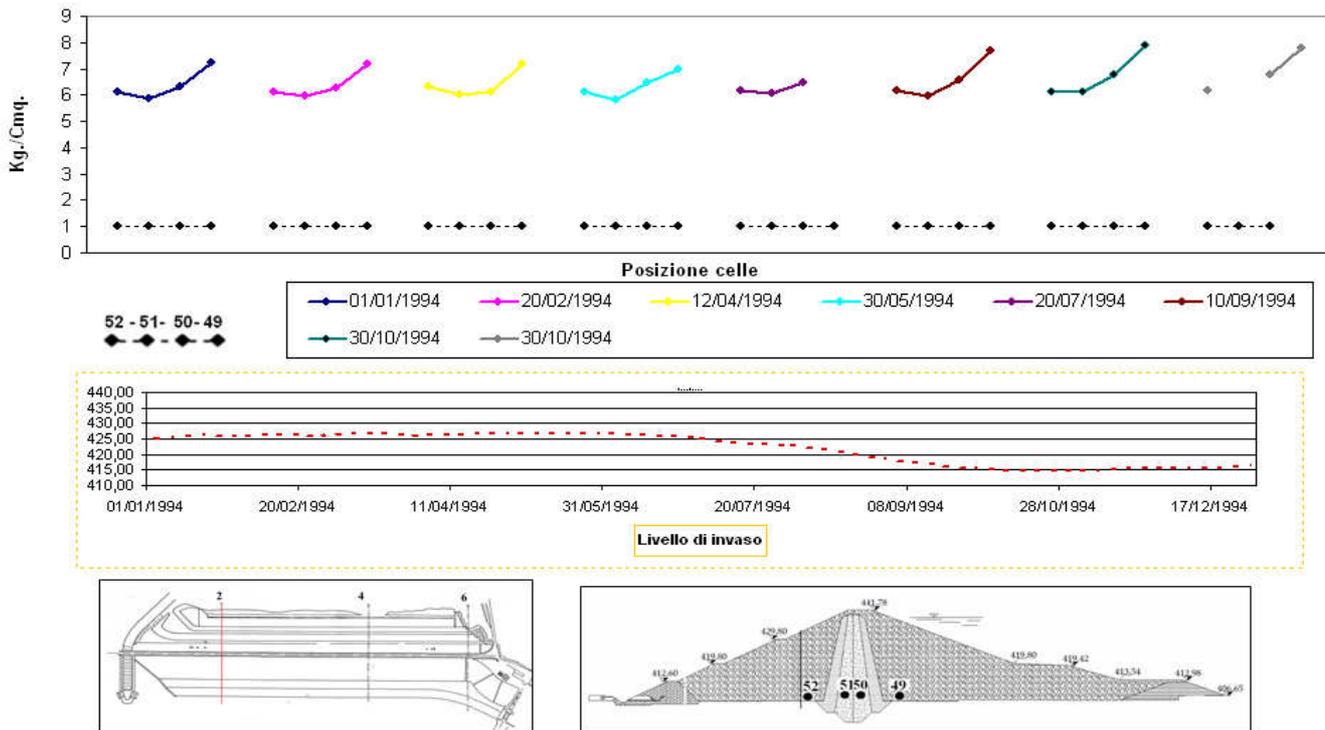


A.5

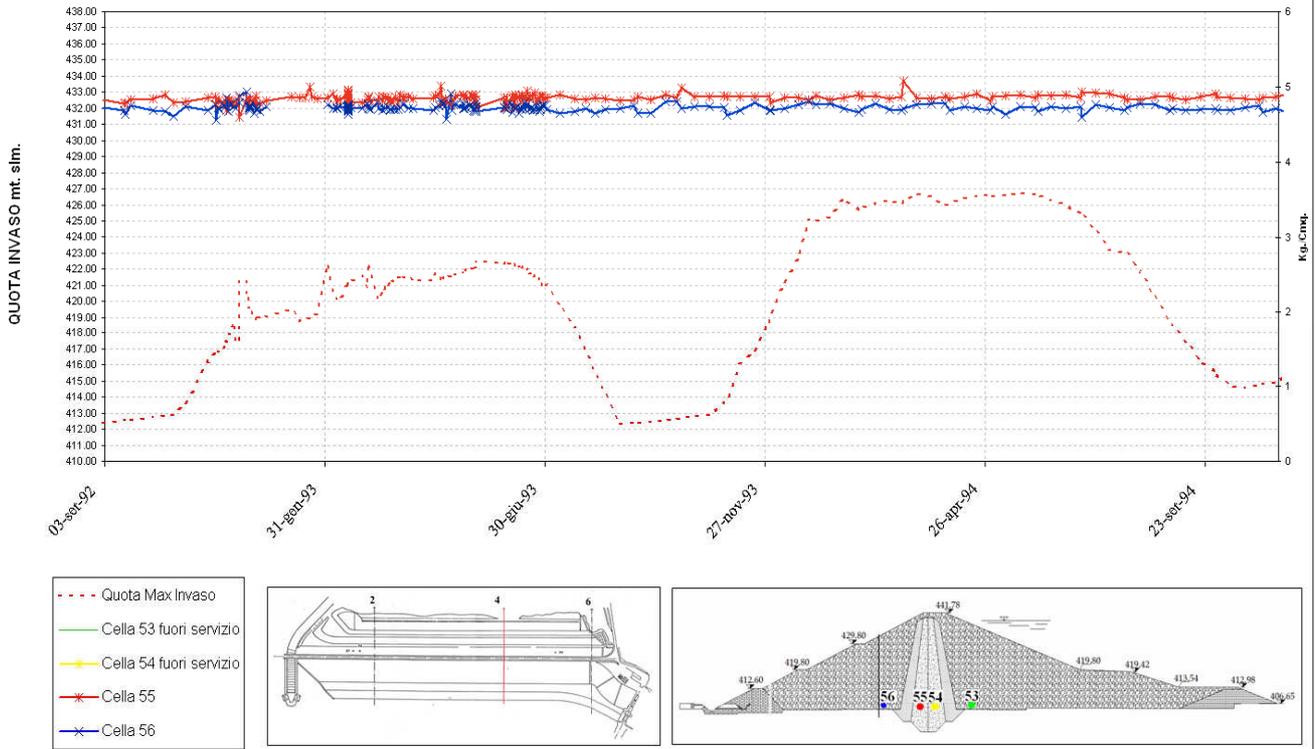
Celle di carico tensioni totali



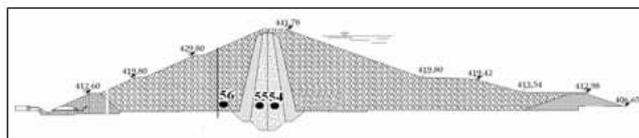
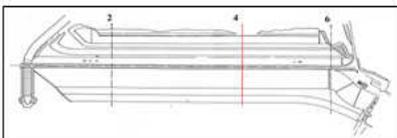
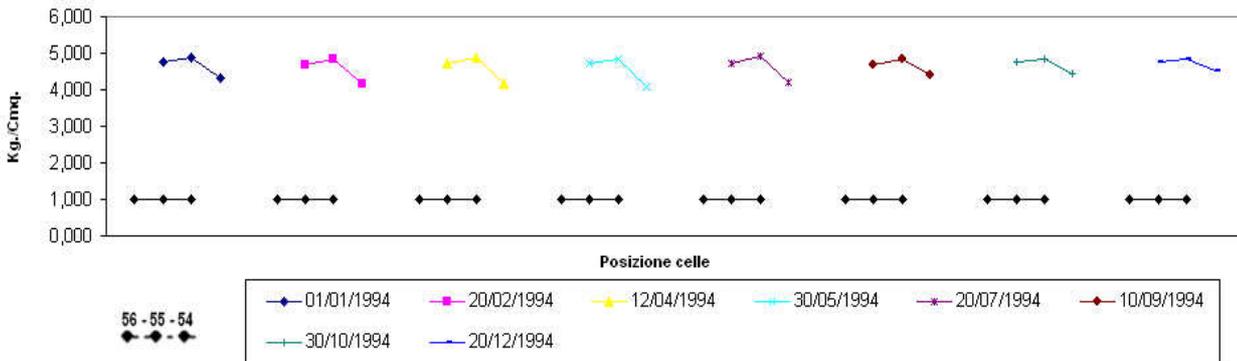
Distribuzioni isotemporal - 2000/2008 - Celle di carico 52 - 51- 50- 49 - Sez 2



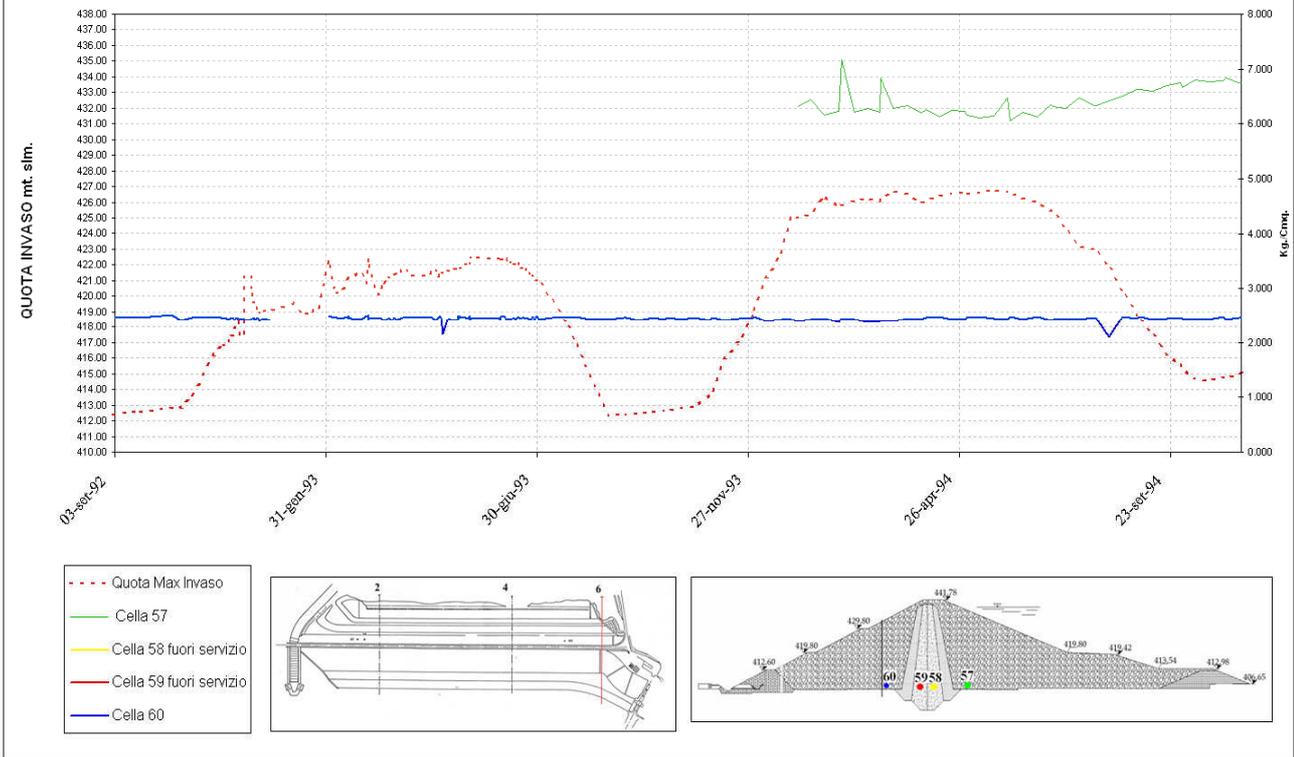
PRESSIONI CELLE DI CARICO CORRELATE AI LIVELLI DI MAX INVASO MENSILE - PRIMI INVASI  
Sez 4



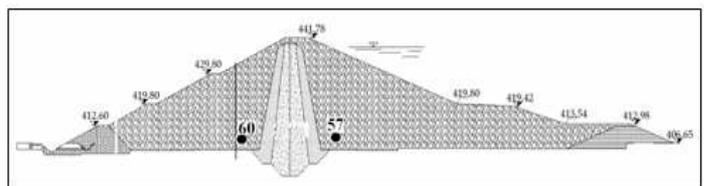
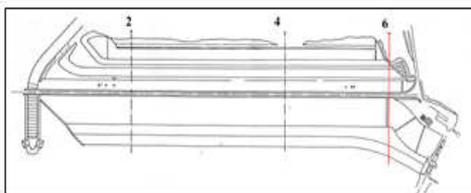
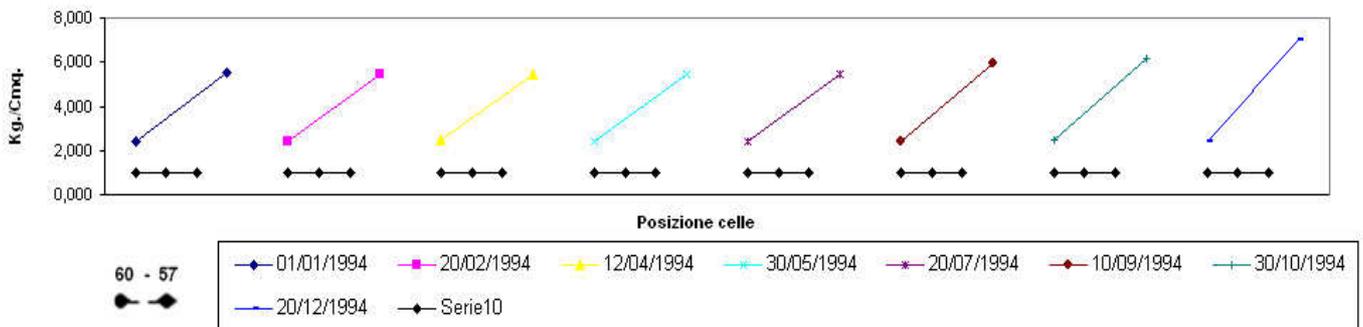
Distribuzioni isotemporali - 2000/2008 - Celle di tensione totali 56 - 55 - 54 - Sez 4



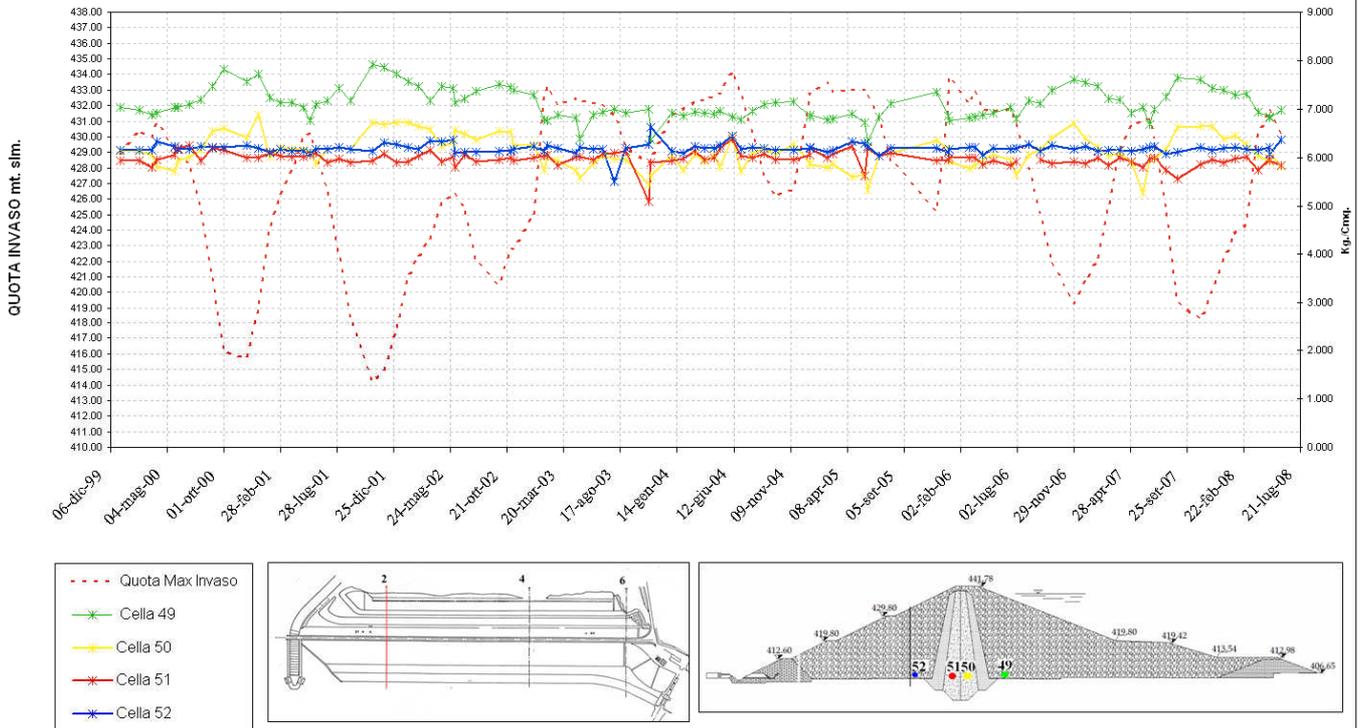
PRESSIONI CELLE DI CARICO CORRELATE AI LIVELLI DI MAX INVASO MENSILE - PRIMI INVASI  
Sez 6



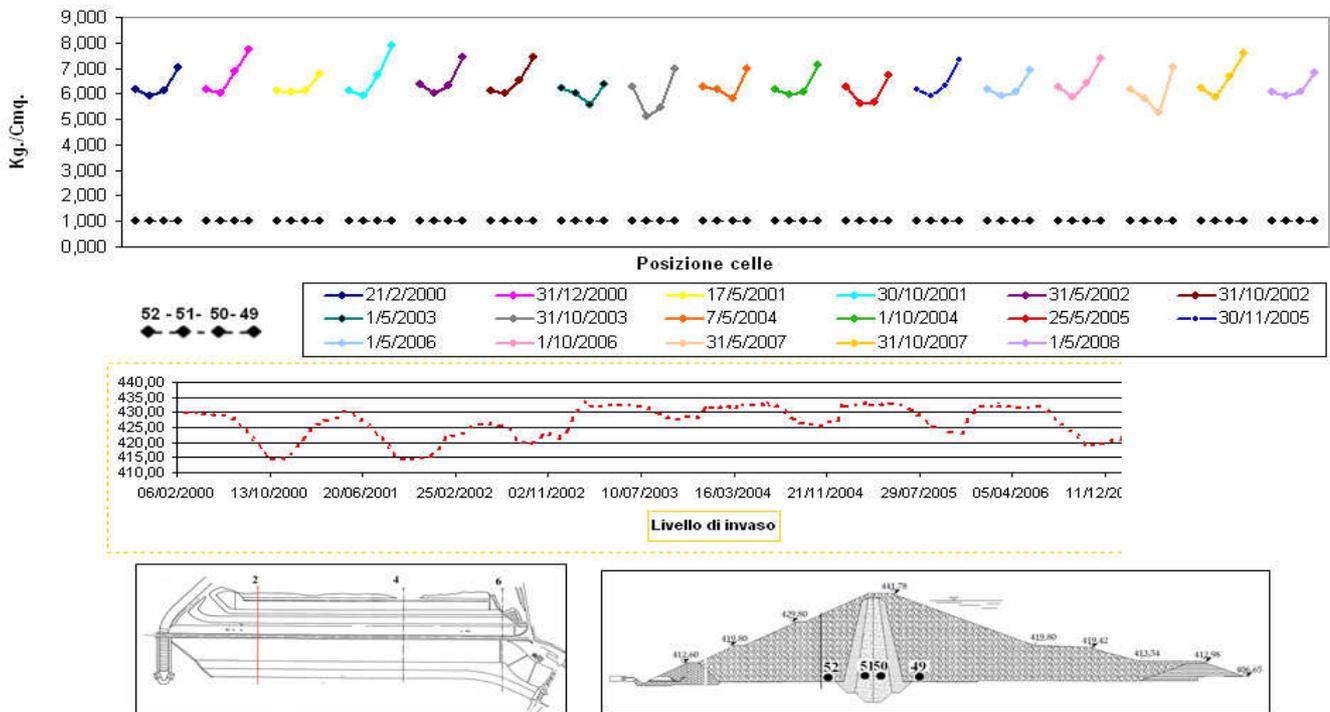
Distribuzioni isotemporal - 2000/2008 - Celle di tensione totale 60 - 57 - Sez 6



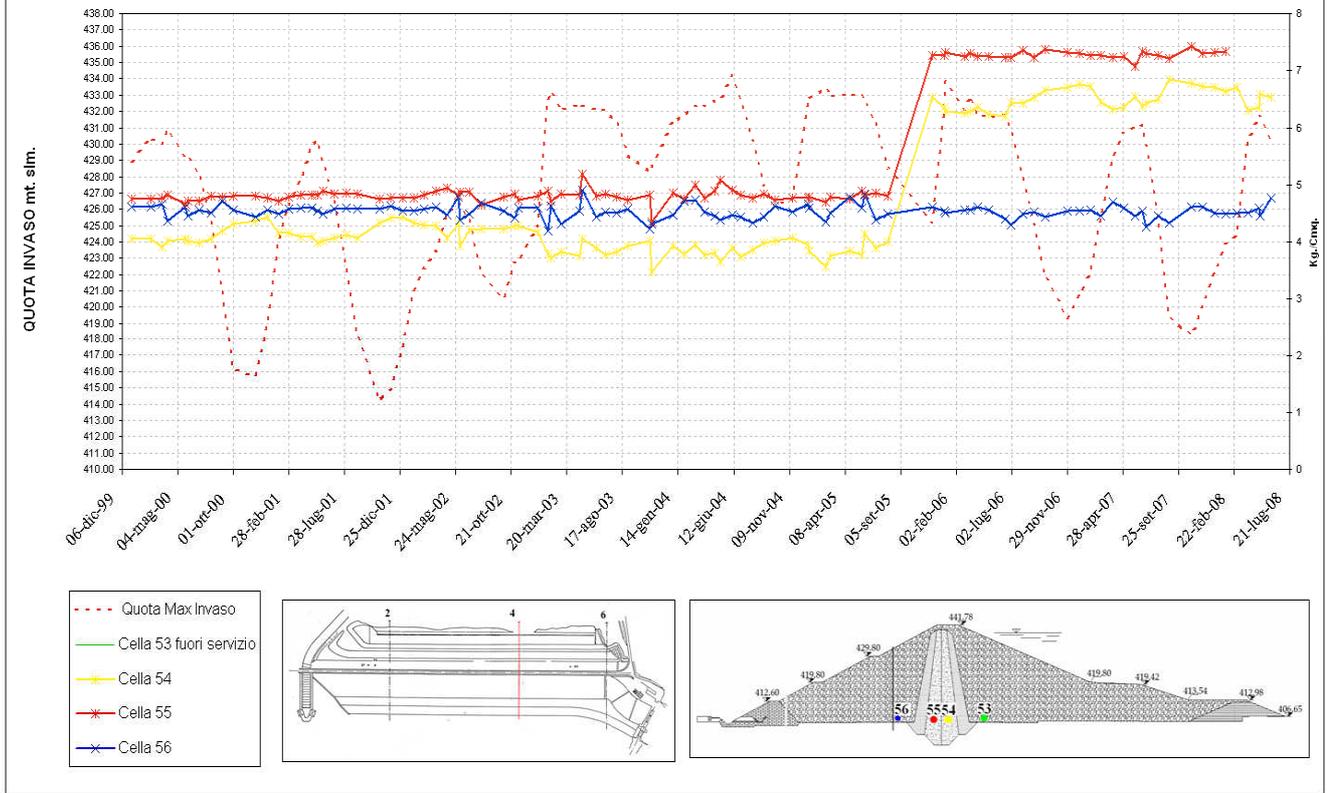
PRESSIONI CELLE DI CARICO CORRELATE AI LIVELLI DI MAX INVASO MENSILE ANNI 1999/2008  
Sez 2



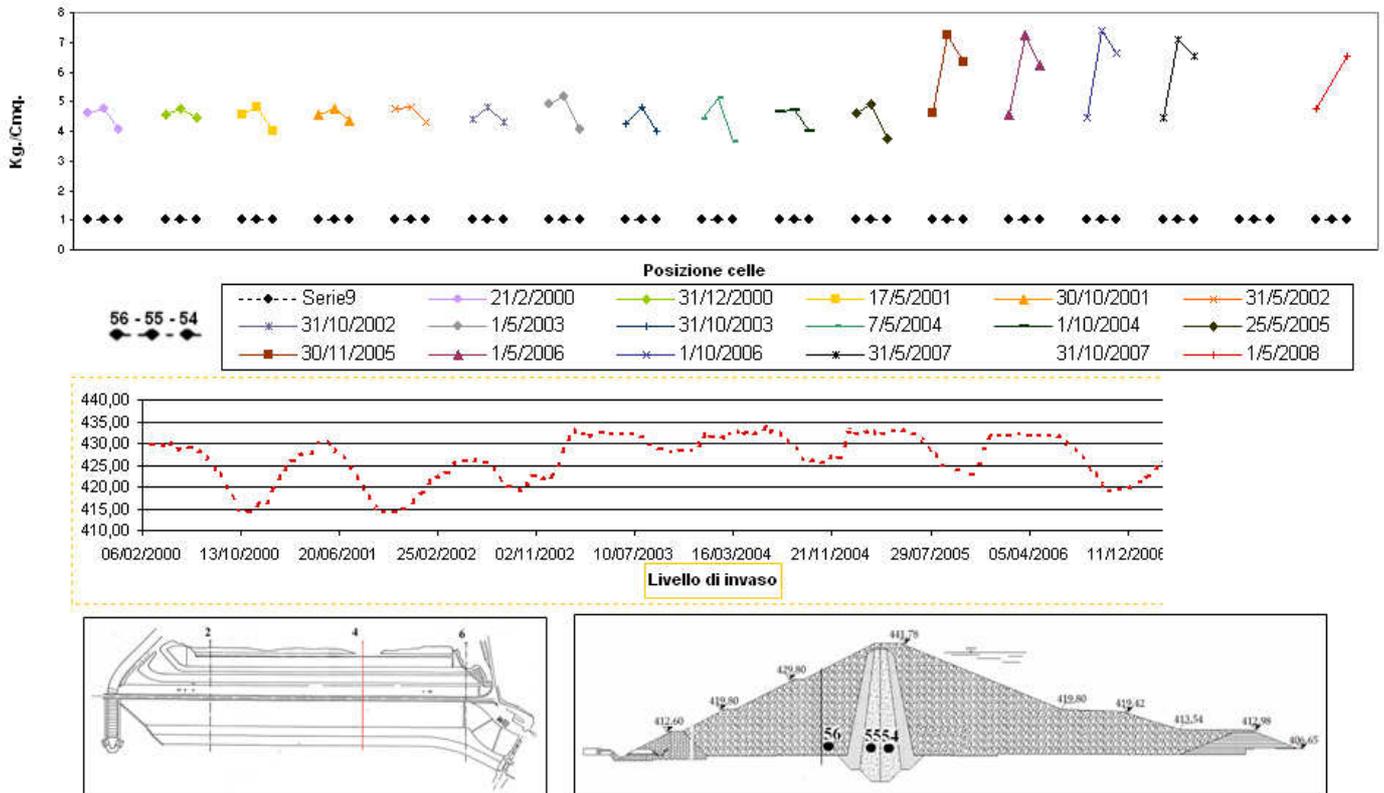
Distribuzioni isotemporal - 2000/2008 - Celle di tensione totale 52 - 51 - 50 - 49 - Sez 2



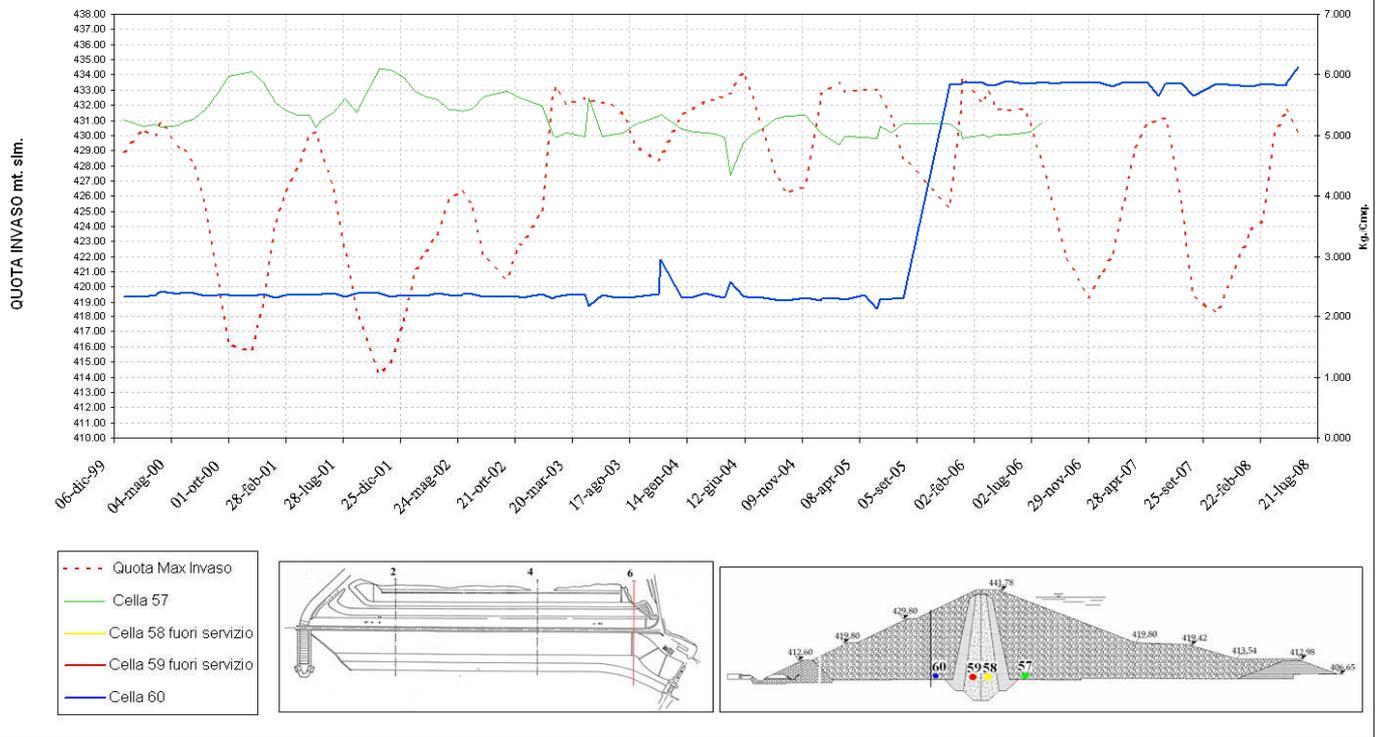
PRESSIONI CELLE DI CARICO CORRELATE AI LIVELLI DI MAX INVASO MENSILE ANNI 1999/2008  
Sez 4



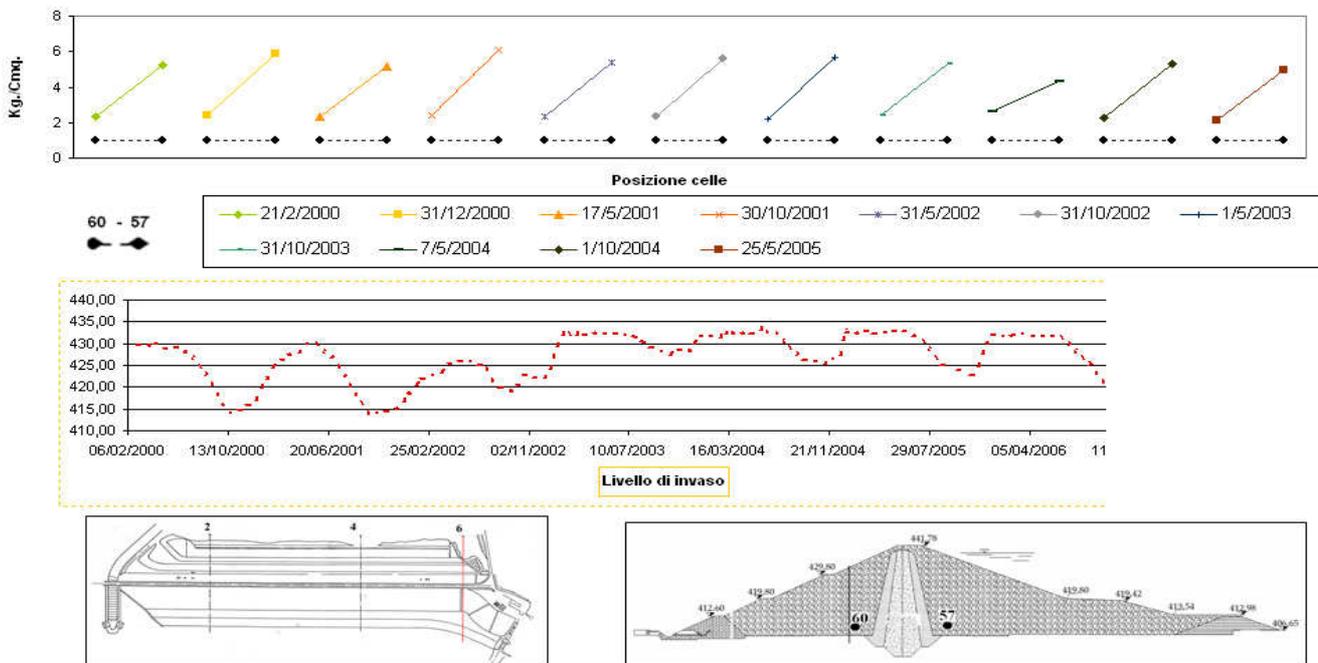
Distribuzioni isotemporal - 2000/2008 - Celle di tensione totale 56 - 55 - 54 - Sez 4



PRESSIONI CELLE DI CARICO CORRELATE AI LIVELLI DI MAX INVASO MENSILE ANNI 1999/2008  
Sez 6



Distribuzioni isotemporal - 2000/2008 - Celle di tensione totale 60 - 57 - Sez 6



## BIBLIOGRAFIA E TESTI STUDIATI

**Aubry D., Hujeux j.C., Lassoudiere F. Meimon Y. (1982)** A double memory model with multiple mechanism for cyclic soil behavior. International Symposium on Numerical Models In geomechanics, Zurich, pp 3-13.

**Bilotta E., Sica S, Pagano L.** Analisi dell'asincronismo del moto sismico in due case histories di dighe in terra. *Incontro annuale dei ricercatori di Geotecnica 2002 – IARG 2002*.

**Bilotta E., Pagano L., Sica S. (2010).** Effect of ground-motion asynchronism on the equivalent acceleration of earth dams. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering journal*, in print.

**Callisto L., Rampello S. e Fagnoli P. (2008).** Studio del comportamento sismico di una diga in terra con metodi disaccoppiati. *Rivista Italiana di Geotecnica*, Patron editore, Bologna, **52** (4): 38-53.

**Cascone E., Rampello S.(2003)** Decoupled seismic analysis of an earth dam. *Soil Dynam. and Earth. Engng.*, 23, 349-365.

**Cascone E. e Rampello S. (2001).** Analisi della risposta sismica di una diga in terra. *Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica, IARG 2001*, Milano.

**Cotecchia, V., L. Monterisi, A. Salvemini and N. A. Ven-trella (1986):** Analysis of mass movement that occurred during construction of Conza Dam (Avellino - SouthernItaly) on the Ofanto River. *Geologia Applicata e Idrogeologia*, XXI(IV),pp199 216.

**Cotecchia V., Monterisi L., Salvemini. A.**Effects on the November 23, 1980 earthquake on the Conza della Campania dam and on its supplemental structures. *Geologia Applicata e Idrogeologia*, XXI(IV), pp. 363-393

**Elia, G., Amorosi, A., Chan, A.H.C., Kavvadas, M.J. (2009).** Numerical prediction of the dynamic behaviour of two earth dams in Italy using a fully-coupled non-linear approach. *ASCE International Journal of Geomechanics*, submitted for publication.

**Desideri A., Cafaro F., Croce P., Jommi C., Mongiovì L., Pagano L.:** Monitoraggio e valutazione della sicurezza nelle dighe in terra e negli argini fluviali. *Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica*, Trento, 2004.

**Hujeux J.C.** Calcul numérique de problèmes de consolidation elastoplastique. *These Doct. Ing. Ecole Centrale Paris.*

**Hujeux J.C.(1985)** Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols. Genie parasismique (V. davidovici ed.) , Presses ENPC , 287-302.

**Hwang, Jin-Hung; Wu, Chia-Pin; Wang, Sheng-Chin.** Seismic record analysis of the Liyutan earth dam. Canadian Geotechnical Journal, Volume 44, Number 11, 1 November 2007 , pp. 1351-1377(27)

**Lopez-Caballero F.** Influence du Comportement Non Linéaire du Sol sur les Mouvements Sismiques Induits dans des Géo-Structures. *These Doct. Ing. Ecole Centrale Paris.*

**Lopez-Caballero F.** Numerical simulation of soil mechanics tests with the ECP model - LEHS01 June 23, 2006.

**Lopez-Caballero F. , Arezou Modaressi, Farahmand Razavi , Hormoz Modaressi.** Nonlinear numerical method for earthquake site response analysis. Elastoplastic cyclic model and parameter identification strategy. *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 5, No. 3. (August 2007),

**Modaressi H., Benzenati I. (1994)** Paraxial approximation for poroelastic media, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 13, pp. 117-129.

**Nguyen T.** Modelisation du Comportement des Materiaux Granulaires. Application aux Barrages en Terre. *These Doct. Ing. Ecole Centrale Paris.*

**Ozkan M, Zyzicioglu, U.D. Aksar.** An evaluation of Guldurcek dam response during 6 June 2000 Orta earthquake. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 26 (2006) 405–419

**Pagano L..** Analisi del comportamento statico di dighe in terra. Tesi di dottorato. “Università degli studi di Napoli federico II”.

**Pagano L.** Steady state and transient unconfined seepage analysis for earthfill dams. In: Proceedings of VIII ABAQUS Users’ Conference. Milano; 1998, pp. 577–585 .

**Pagano L.** Prove in sito sulla diga del Camastra: tecniche sperimentali e risultati. *Rivista Italiana di geotecnica.* 3/08

**Pagano.L.** Analisi a ritroso di dighe in terra XXIII convegno nazionale di geotecnica Padova 16-18 maggio.

**Pagano L., Sica S., Desideri A.** Misure di pressione interstiziale nella analisi interpretativa del comportamento delle dighe in terra. *Incontro annuale dei ricercatori di Geotecnica 2002 – IARG 2002*.

**Pagano L., Desideri A. and Vinale F.,** Interpreting the settlement profiles of earth dams, *J Geotechn Geoenviron Eng, ASCE* **124** (10) (1998), pp. 923–932.

**Pagano L., Silvestri F., Vinale F. (2001).** A back-analysis of Beliche Dam. Discussion to the paper by Naylor D.J., Maranha J.R., Maranha das Neves E., Veiga Pinto A.A. (1997). *Géotechnique*, **51**, 4: 377-381.

**Pagano L., Fontanella E.M., Sica S., Desideri A. (2010).** Effectiveness of pore water pressure measurements in the interpretation of the hydraulic behaviour of two earth dams. *Soils and Foundations*, **50**, 2

**Pagano L., Fontanella.** Approcci semplificati per l'interpretazione delle misure in dighe in terra. *Rivista Italiana di geotecnica* 3/8.

**Pagano L., Sica S. and Desideri A.,** Representativeness of measurements in the interpretation of earth dam behavior, *Canadian Geotech J* **43** (1) (2006), pp. 87–99.

**Pagano L. Sica S.,** Performance-based analysis of earth dams: procedures and application to a simple case. *Soils and foundations* Vol. 49, No.6, 921-939, Dec.2009.

**Pagano L., Fenelli G.B., Sica S. (2003).** Interpreting the Camastra dam behaviour in 40 years of operation. *Proc. 3rd International Conference on Deformation Characteristics, Lyon*.

**Pagano L., Silvestri F., Vinale F. (1997).** Coupled analysis of Beliche Dam. *Proc. XIX International Conference on Large Dams, Firenze*.

**Pagano L., Sica S. (2005).** Costruzioni in terra. *Linee guida su Aspetti Geotecnici della Progettazione in Zona Sismica. Patron Editore, Bologna. 227-236*

**Pagano L., Sica S., Coico P.:** A study to evaluate the seismic response of road embankment. Vol. 49, No.6, 909-920, Dec.2009.

**Paoliani P.** Il comportamento della diga in terra di Acciano durante il terremoto Umbro\_Marchigiano del 1997. Servizio nazionale Dighe.

**Pytharouli S, Stiros S.** Ladon dam (Greece) deformation and reservoir level fluctuations:evidence for a causative relationship from the spectral analysis of ageodetic monitoring record. *Engineering Structures* 27 (2005) 361–370

**Rampello S. , Cascone E, Grosso N.** Evaluation of the seismic response of a homogeneous earth dam. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 29 (2009) 782–798

**Raghvendra Singh, Debasis Roy , Debatosh Das,** A correlation for permanent earthquake-induced deformation of earth embankments. *Engineering Geology* 90 (2007) 174–185.

**Siyahi B ,Haydar A.** Earthquake induced deformation of earth dams. *Bull Eng Geol Environ* (2008) 67:397–403

**Siyahi B, Haydar A.** Nonlinear dynamic finite element simulation of Alibey earth dam. *Environ Geol* (2008) 54:77–85.

**Singh, R., Roy, D., Jain, S.K.,** Analysis of earth dams affected by 2001 Bhuj earthquake. *Engineering Geology* 80, 282–291 2005

**Sica S..** Analisi del comportamento dinamico di dighe in terra. Tesi di dottorato. “Università degli studi di napoli FedericoII”.

**Sica S., Pagano L., Vinale F (2008).** Interpretazione dei segnali sismici registrati sulla diga di Camastra. *Rivista Italiana di Geotecnica*, 3:167-181.

**Sica S., Santucci de Magistris F. Vinale F. (2002).** Seismic behaviour of geotechnical structures. *Annals of Geophysics*, 45, 6: 799-815.

**Sica S, Pagano L., Modaresi A.(2007).** Influence of past loading history on the seismic response of earth Dams. *Computers and Geotechnics* Volume 35, Issue 1. Sica S., Pagano L. (2007).

Verifica sismica di dighe in terra: definizione delle procedure e descrizione di un esempio applicativo. In *Previsione e Controllo del comportamento delle opere*. XXIII Convegno Nazionale di Geotecnica, Padova, Pàtron Editore

**Sica S., Pagano L., Modaresi A. (2002).** A numerical analysis of a zoned earth dam by a coupled approach. *Proc. 12<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, London*.

**Sica S., Pagano L., Modaresi A. (2002).** Aftershock effects on seismic response of earth dams. *Proc. 5<sup>th</sup> European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Paris*.

**Sica S., Pagano L., Modaresi A. (2003).** Réponse sismique des barrages en terre lors des répliques sismiques: effets de mémoire. *Proc. 6<sup>th</sup> National Colloquium of the French Association for earthquake Engineering AFPS2003*, Palaiseau (France).

**Sica S. (2001).** Modellazione numerica della risposta sismica di una diga zonata con un approccio rigorosamente accoppiato. *Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica (IARG)*, Milano.

**Sica S., Pagano L. (2002).** Influenza della storia di carico sulla risposta sismica di una diga in terra. *Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica (IARG)*, Napoli.

**Sica S., Pagano L., Mancuso C., Fenelli G.B. (2003).** Interpretazione di registrazioni sismiche weak-motion sulla diga del Camastra. *Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica (IARG)*, Potenza.

**Sivakumar Babu G.L., Amit Srivastava and Sahana V.** Analysis of stability of earthen dams in kachchh region, Gujarat, India *Engineering Geology* Volume 94, Issues 3-4, 2 November 2007, Pages 123-136.

**Szostak-Chrzanowski A., Chrzanowski A., Massiera M.** Use of deformation monitoring results in solving geomechanical problems – case studies . *Engineering Geology* 79 (2005) 3 – 12

**Thé Dien Nguyen,** Comportement des matériaux et des structures de barrages, 2006. *These Doct. Ing. Ecole Centrale Paris.*

**Vinale F., Sica S, Pagano L.** Interpretazione dei segnali sismici registrati sulla diga del Camastra. *Rivista Italiana di geotecnica* 4/08.

**Vassilis Gikas, Michael Sakellariou.** Settlement analysis of the Mornos earth dam (Greece): Evidence from numerical modeling and geodetic monitoring. *Engineering Structures* 30 (2008) 3074–3081.

**Zollo A., Lancieri M.** Simulated shaking maps for the 1980 Irpinia earthquake, Ms 6.9: insights on the observed damage distribution. *Soil Dynamics and earthquake Engineering* 29 – 2009 – 1208 – 1219.

**Xiang Song Li, Haiyan Ming,** Seepage driving effect on deformations of San Fernando Dam. *Soil Dynamic and Earthquake Engineering* “2004) 979-992.

## **Libri e manuali**

**D. Aubry, D. Chouvet, A. Modaresi, H. Modaresi**, GEFDYN : Logiciel d'Analyse de Comportement Mécanique des Sols par Eléments Finis avec Prise en Compte du Couplage Sol-Eau-Air, Manuel scientifique, Ecole Centrale Paris, LMSS-Mat (1986).

**D. Aubry, A. Modaresi**, GEFDYN, Manuel scientifique, Ecole Centrale Paris, LMSS-Mat (1996).

**Di Fiore V., Bruno P.P., Cicchella A.**, Saris sismica ad alta risoluzione.

**EERA** (Equivalent-linear Earthquake site Response Analyse of Layered Soil Deposits) .Manuale d'uso.

**Mancuso C.**. Misure in sito delle proprietà dei terreni mediante prove dinamiche.

**Q330 Operation Guide**. Manuale d'uso per la centralina Q330 Kinemetriks

**SAC** (Seismic Analysis Code).Software per l'elaborazione dati in formato Mseed. Manuale d'uso.