



Fig.1 - Panoramica dell'area «La Presura»

# Una frana in terreni geologicamente e strutturalmente complessi interessante l'abitato della Presura di Impruneta (Firenze)

Prof.Ing.Pietro Lunardi (Rocksoil - Milano), Dott.Geol.Eros Aiello (Geo-Eco - Firenze),  
Dott.Ing.Sergio Rizzo (Interstudio - Firenze), Dott.Geol.Erman Mongilardi (Rodio - Casalmiocco • Mi)

Fig.2 - Carta geologica

## Riassunto

La ricostruzione geometrica di un corpo franoso costituito da terreni strutturalmente complessi quali il Complesso Caotico (Argille Scagliose auct.), sede di un insediamento urbanistico, la definizione di un modello idrologico e l'analisi delle interazioni terreno-strutture, hanno portato gli autori ad elaborare criteri e tipologie di intervento differenziati per i vari settori del distretto franoso che sono risultati risolutivi.

Si ritiene utile dare un quadro dell'approccio metodologico per l'analisi del problema e delle soluzioni conseguentemente adottate vista la rarefazione di informazioni in letteratura riguardanti interventi su frane di questo tipo

## Introduzione

Un'area intensamente abitata nel capoluogo di Impruneta, la Presu-



ra, e' stata interessata, subito dopo la realizzazione di un insediamento urbanistico all'inizio degli anni 80, da un vasto movimento franoso che ha prodotto notevoli dissesti in numerosi edifici sia di nuova costruzione che esistenti e nei manufatti. Poiche' in detto movimento sono coinvolte formazioni geologicamente e strutturalmente complesse (Complesso Caotico auct.) si ritiene utile esporre sia le metodologie di approccio al problema che le terapie di intervento realizzate.

## Inquadramento dell'area

L'Impruneta si trova sulla direttrice Firenze-Siena e dista da Firenze 13 Km.

La Presura, che e' l'area interessata dal vasto fenomeno gravitativo, e' collocata a ridosso del centro storico lungo un versante dominato sul lato settentrionale dal complesso monumentale della Basilica

di S.Maria (v. fig.1).

### Principali aspetti geologici, geomorfologici ed idrogeologici

L'area della Presura risulta per grandi linee divisa in due parti dalla via del Ferrone.

La sua morfologia e' fortemente condizionata dai litotipi affioranti, con zone piuttosto aspre, pendenze accentuate ed

incisioni profonde nella parte del Monte delle SS.Marie, mentre la porzione di valle, la piu' cospicua, mostra forme relativamente piu' dolci, con acclivita' piu' modeste ed incisioni meno profonde.

Il settore medio-alto, infatti, è caratterizzato, in prossimità della via del Ferrone e nella controripa di via della Robbia, dalle ultime propaggini della Serie ofiolitica (diabasi, gabbri, breccie ofiolitiche) costituente il Monte delle SS.Marie, con

brevi intervalli di trovanti calcarei fratturati, oficalci e zolle di copertura detritica. La restante porzione di pendice, risulta costituita da una coltre detritica e di alterazione a matrice limosa e limoso-sabbioso-argillosa spessa mediamente 8 - 10 m, con un massimo di 13 m (v. fig.2 ). Alla base di tale coltre, in varie zone in movimento, è presente un substrato, attualmente stabile, costituito da argilliti compatte contenenti elementi lapidei sparsi

Fig.3 - Sezioni geologico-geotecniche



(Complesso Caotico p.p.:Cretacico s.l.), oggetto, in epoche protostoriche e storiche ed anche attualmente in zone contigue al distretto franoso, di coltivazione per la lavorazione del tradizionale cotto dell'Impruneta.

Il contatto tra i due termini affioranti si sviluppa lungo la via del Ferrone. Sia la Serie Ofiolitica che il Complesso Caotico appaiono fortemente tettonizzati e scompaginati. Tale fenomeno ha favorito i processi di alterazione superficiale che hanno prodotto una copertura residuale. Un ulteriore incremento della copertura detritico-alteritica e' dovuto ai fenomeni gravitativi succedutisi nel tempo e alle rilevanti modificazioni antropiche. E' in tale coltre che, a vari livelli ma generalmente alla base di essa, si sono manifestati i numerosi dissesti.

I movimenti gravitativi presenti nell'area considerata sono classificabili come colamenti e scivolamenti rotazionali, con velocità di deriva dell'ordine di 1 - 2 cm/anno.

La falda, alquanto discontinua, generalmente alimentata da infiltrazioni superficiali che vanno ad imbibire la copertura detritica e di alterazione, è compresa tra - 1,0 m e - 4,0 m dal piano campagna. Si rinvencono talora tracce d'acqua anche al piano di contatto tra copertura e substrato argillitico, oppure in prossimità di trovanti calcarei tamponati da argille impermeabili e di sabbioni di alterazione delle ofioliti.

Il settore di fondovalle è risultato molto complesso da definire sotto il profilo geologico-tecnico e della geomorfologia applicata. In esso, infatti, sono presenti i risultati delle plurisecolari manomissioni antropiche consistenti sia nell'attività di escavazione delle argille, sia nei riperti distribuiti casualmente in funzione delle esigenze che andavano ad appalesarsi durante gli sbancamenti nei fronti di cava. Partendo dal fondovalle e fino alla via della Robbia, al piede dell'edificio B della S.Luca e a quello dell'edificio D della Cooper Impruneta, si sono rilevati numerosi fronti di cava mascherati dalla attività agricola impiantatasi successivamente o da timidi tentativi di ripiantumazione. In questo settore la copertura detritica, di riporto e/o di alterazione raggiunge spessori fino a 10 m, mentre i movimenti del tipo dei creep coinvolgono spessori dell'ordine di 3-4 m nel settore settentrionale, e di 8 - 9 m in quello meridionale, al piede della Fornace Masini.

Nella porzione centrale della pendice i fenomeni di dissesto interessanti la scar-

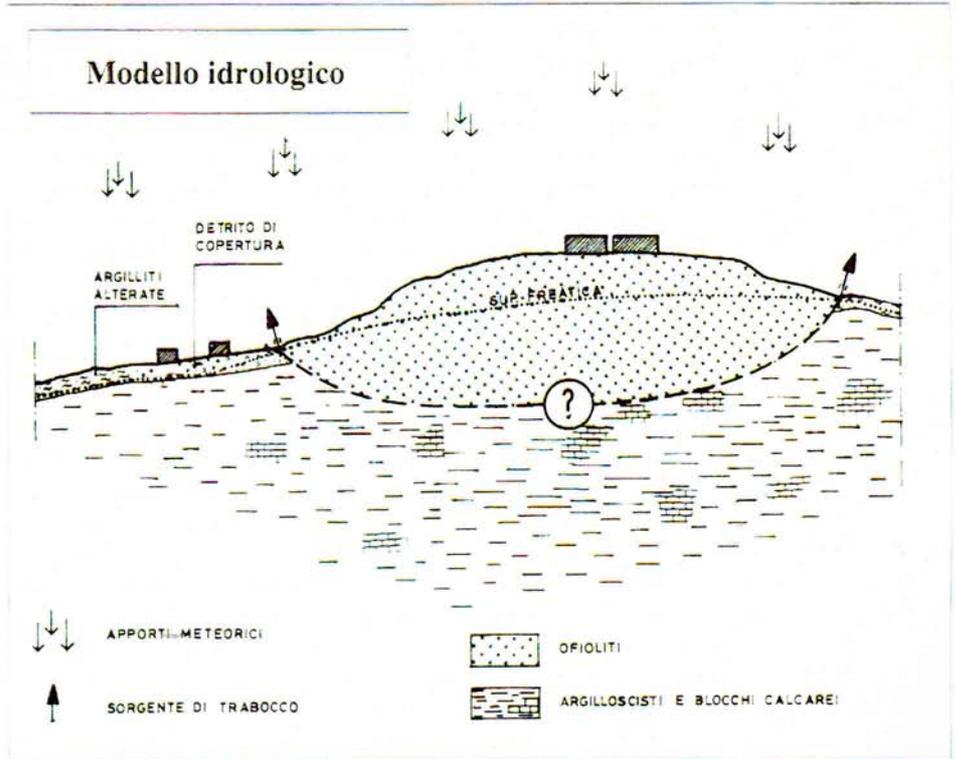


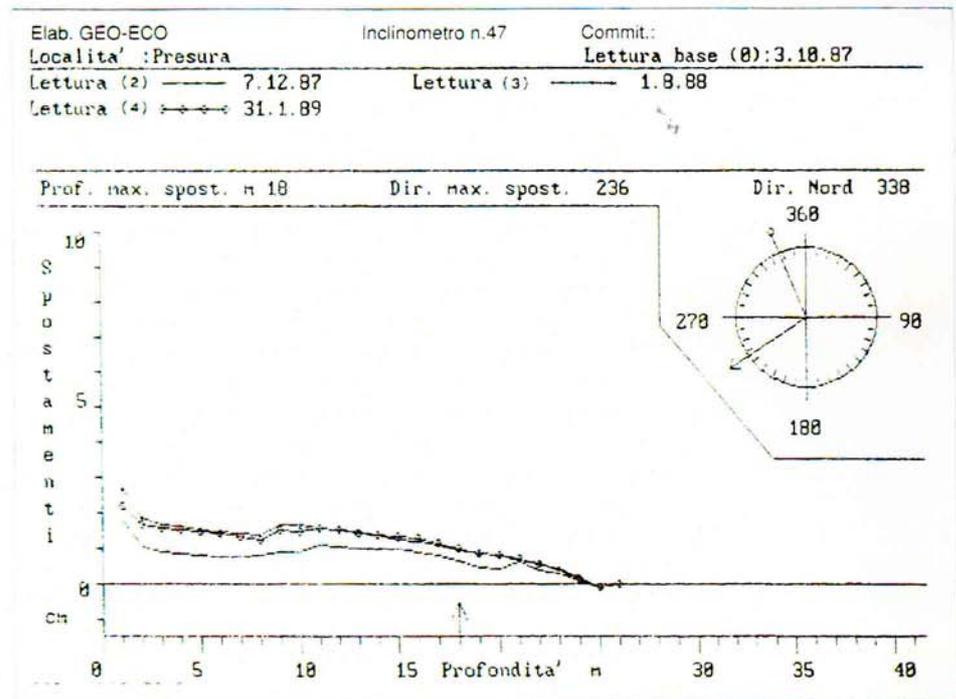
Fig.4 - Modello idrologico

pata ed il fondovalle vanno saldandosi con quelli agenti nella parte alta. La falda in questo settore risulta confinata a profondità comprese tra - 2 m e - 3,5 m dal piano campagna.

La ricostruzione dei livelli presenti nel sottosuolo e' stata riportata in alcune sezioni significative (v.fig.3). In esse le

correlazioni sono di natura esclusivamente geotecnica. Si sono distinti, pertanto, una generica copertura detritico-alteritica (limi, argille limose, sabbie limose ed argilliti con trovanti di varia natura) ed un substrato stabile (argilliti con elementi calcarei e marnosi inclusi). Dalle sezioni geotecniche si deduce che il substrato ha

Fig.6 - Grafico di una deformata inclinometrica



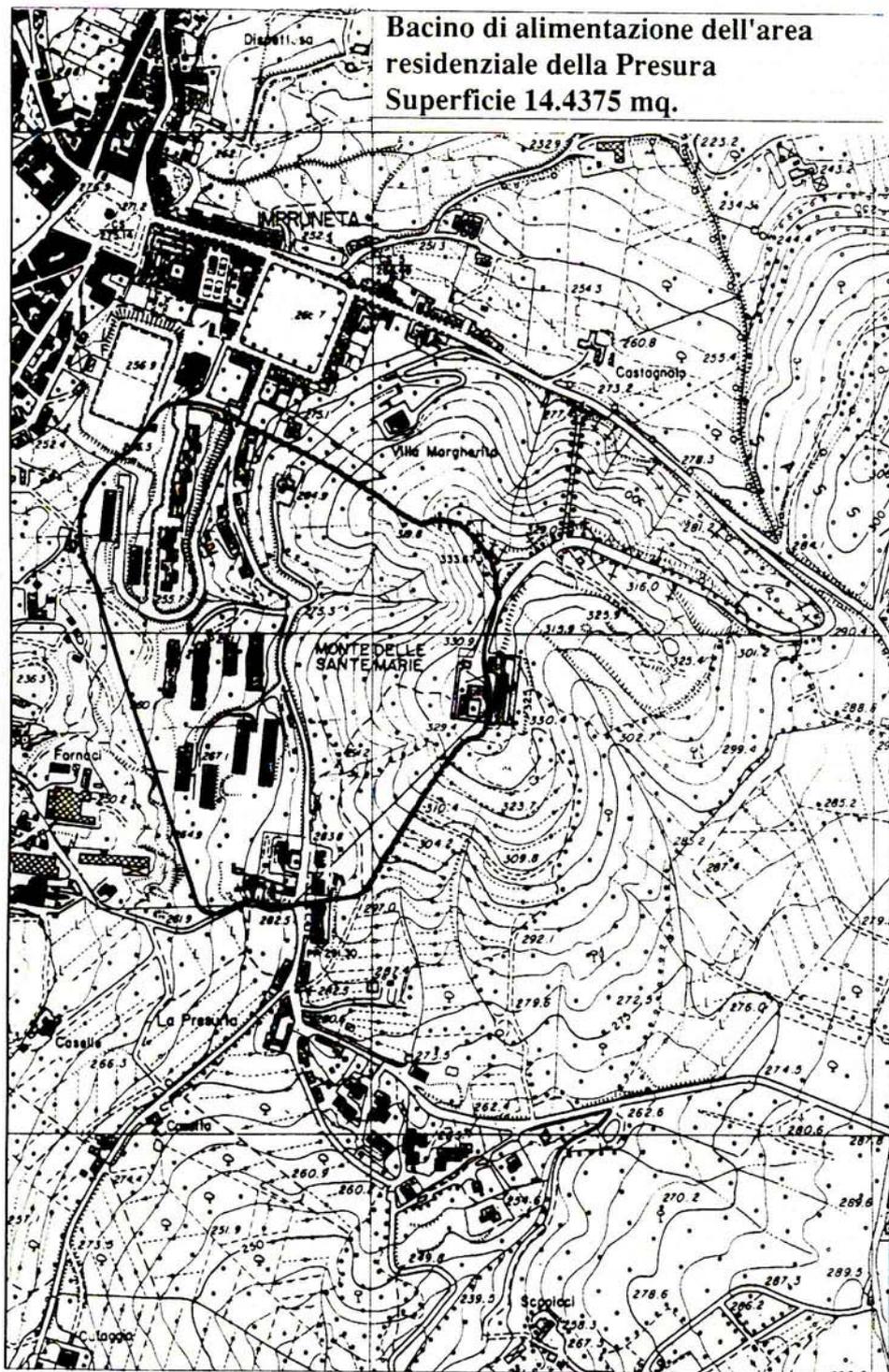


Fig. 5 Perimetrazione del bacino di alimentazione

un andamento piuttosto irregolare, con zone di alto che lo pongono a pochi metri di distanza dal piano campagna e depressioni profonde colmate con i materiali della copertura detritico-alteritica spessi da 8 a 13 m circa.

Si è tentativamente realizzato un modello idrologico dell'area, schematizzato nella fig.4, anche con l'ausilio di traccianti e di specifiche indagini geoelettriche, e si è fatto un bilancio tra piovosi-

ta' media annua, evapotraspirazione e deflussi. Si è pertanto delimitato artificialmente un bacino di 144.375 mq (fig. 5), poiché non si ha una unità orografica vera e propria.

La piovosità dell'area viene desunta dalle stazioni pluviometriche dell'Antella e del Ferrone, non esistendo una stazione di misura nella zona di interesse. Per il periodo 1946-1983 la media della piovosità annua dell'Antella è risultata di 890,6

mm, con quota stazione di 170 m s.l.m., mentre per il Ferrone (periodo 1950-1983) è risultata di 832,9 mm, con quota stazione di 149 m s.l.m.

Calcolando con la formula di Lugeon la correzione da apportare per quote relative alla Presura, si ottengono valori rispettivamente di 909,7 e 883,6 con uno scarto del 2,6%. La piovosità media annua per la Presura viene pertanto calcolata in 896,6 mm. Tale dato riferito alla superficie considerata permette di ottenere un volume globale di apporti meteorici sul bacino di 129.446.625 litri.

Per l'Evapotraspirazione reale si è fatto riferimento alla stazione termopluviometrica dell'Antella e calcolando secondo Turc, Coutagne e Keller si ottiene la ER media di 67,75% pari a 607,4 mm. Adottando la relazione di bilancio

$$P = ER + D$$

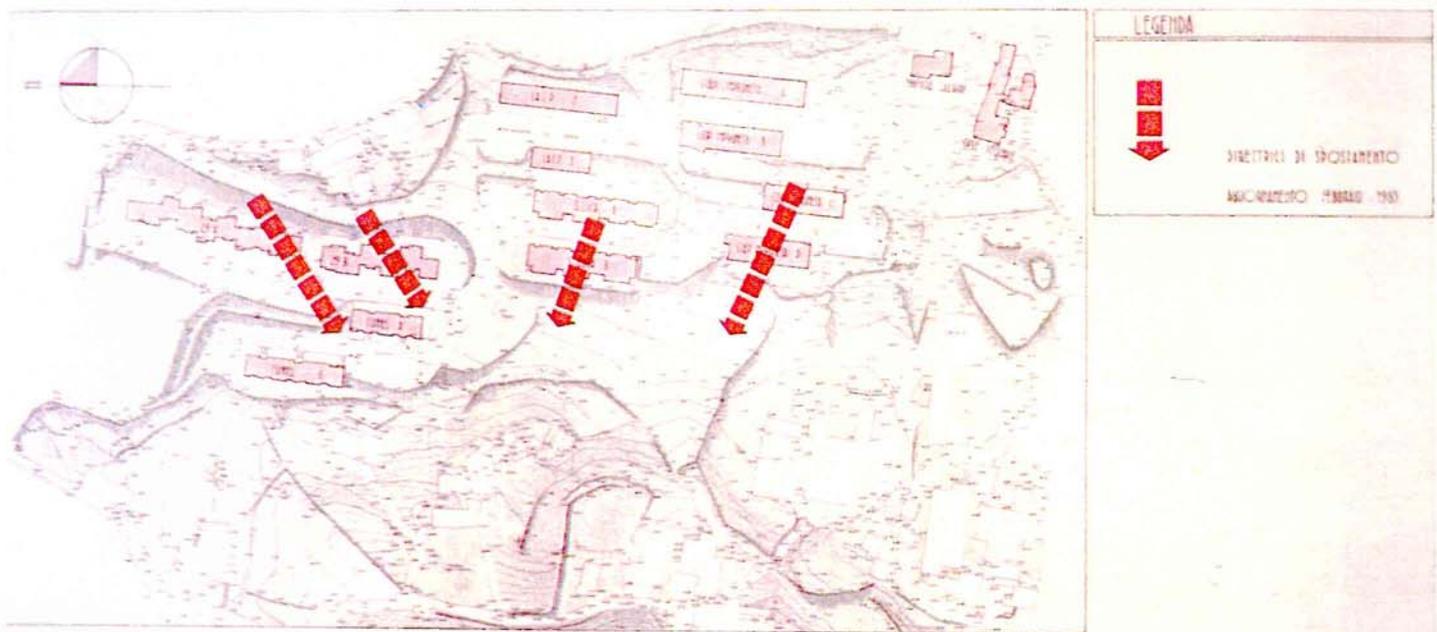
i deflussi, superficiali e profondi, sono computabili nell'ordine di 289,2 mm, ossia il 32,25%, precisando che per deflusso profondo si intende quello presente al piede dei rilievi ofiolitici e nella coltre detritico-alteritica, escludendo pertanto un flusso apprezzabile che vada ad interessare il substrato argillitico a bassissima permeabilità ( $K = 10^{-8}$  cm/sec).

### Indagini geognostiche e monitoraggio

La previsione del comportamento nel tempo di una pendice costituita da terreni strutturalmente complessi è particolarmente difficile per i numerosi fattori che devono essere presi in considerazione.

L'inquadramento del fenomeno sotto l'aspetto fisico-meccanico risulta determinante sia per la conoscenza del fenomeno stesso, che per la successiva progettazione geotecnica di intervento. Non si può, infatti, prescindere dalla determinazione preventiva delle caratteristiche meccaniche dei terreni, dalla delimitazione geometrica degli eventuali corpi di frana, dalla identificazione delle relative superfici di scorrimento, dalla conoscenza dei caratteri della circolazione idrica e della cinematica del fenomeno. Per l'acquisizione di detti elementi si è realizzato quanto segue:

- Campagna di rilevamento geologico-tecnico e geomorfologico;
- Campagne topografiche con misurazioni di altimetria e planimetria di precisione;
- Installazione di fessurimetri sugli edifici presentanti lesioni significative;
- Sondaggi geognostici a carotaggio continuo con prelievo di campioni indistur-



EDIFICIO	DINAMICA DEL FENOMENO												CARATTERISTICHE STRUTTURALI DEGLI EDIFICI E LORO STATO FESSURATIVO									
	SCHEMI STRUTTURALI		SCHEMI STRUTTURALI		SCHEMI STRUTTURALI		SCHEMI STRUTTURALI		SCHEMI STRUTTURALI		SCHEMI STRUTTURALI		SCHEMI STRUTTURALI		SCHEMI STRUTTURALI		SCHEMI STRUTTURALI		SCHEMI STRUTTURALI			
EDIFICIO 1																						
EDIFICIO 2																						
EDIFICIO 3																						
EDIFICIO 4																						
EDIFICIO 5																						
EDIFICIO 6																						
EDIFICIO 7																						
EDIFICIO 8																						
EDIFICIO 9																						
EDIFICIO 10																						
EDIFICIO 11																						
EDIFICIO 12																						
EDIFICIO 13																						

bati;

- Materializzazione di canne piezometriche ed inclinometriche lungo la pendice;
- Analisi mediante fotointerpretazione di tutte le foto aeree esistenti;
- Analisi di laboratorio delle terre su campioni indisturbati.

La raccolta di dette informazioni ha consentito di accertare le cause del fenomeno e quindi di approntare le terapie di intervento più efficaci.

### Inclinometri

Lungo la pendice sono stati installati n. 13 inclinometri (v. fig.6) di lunghezza variabile dai 30 ai 15 m. Dall'esame delle deformate dei vari inclinometri desunte da numerose letture effettuate a partire dal 1983, si osserva che le quote degli spostamenti massimi risultano comprese tra - 5 e - 13 m di profondità dal piano campagna. Anche al di sopra di tali quote sono presenti altri piani di taglio secondari corrispondenti generalmente a variazioni litologiche locali o a particolari stati di alterazione delle argilliti di copertura, anche per la presenza di sacche di acqua di infiltrazione superficiale.

Le direzioni di spostamento massimo

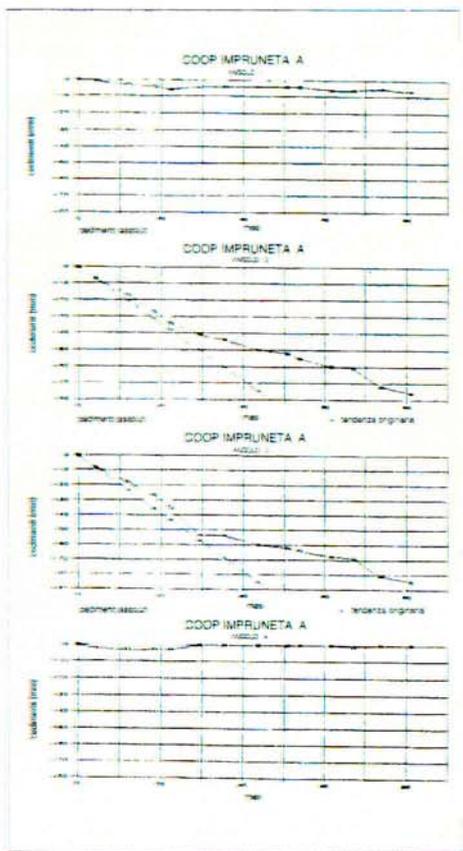


Fig.7 (sopra) - Dinamica del fenomeno da monitoraggio e caratterizzazione strutturale degli edifici

Fig.8 (a lato) - Abbassamenti misurati nel tempo dei 4 vertici di un edificio sotto controllo topografico soggetto a cedimenti differenziali di forte intensità e a fenomeni torsionali per disuniformità del terreno di appoggio.

sono risultate, essenzialmente due e si riferiscono ai due corpi franosi gerarchicamente più importanti: la porzione meridionale della Presura con direzione di spostamento verso nord-ovest e profondità del principale piano di taglio variabile da 8 a 13 m; la porzione settentrionale con direzione sud-ovest e profondità del principale piano di taglio compresa tra 5 e 10 m (v. fig.7).

### Misure topografiche di precisione

A partire da caposaldi fissi esterni al distretto franoso sono stati sottoposti a controlli topografici di precisione ripetuti nel tempo i vertici di numerosi edifici presentanti un quadro fessurativo significativo o posti in zone ritenute interessanti per la lettura del fenomeno. Inoltre, sono stati osservati gli spostamenti orizzontali di numerosi caposaldi materializzati nel

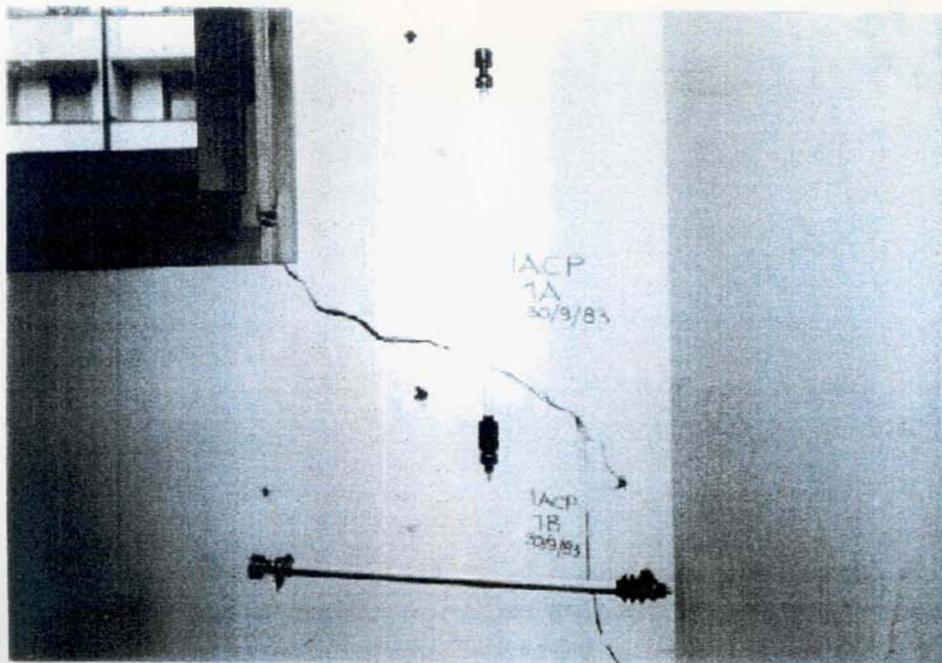


Fig.9 - Lesioni sui fabbricati strumentate con fessurimetri

terreno nell'ambito del distretto di frana. Le rilevazioni delle letture topografiche sono risultate consistenti con quelle inclinometriche ed hanno consentito di

seguire nel dettaglio l'evoluzione del fenomeno gravitativo, permettendo nel contempo di apprezzare l'entità delle deformazioni interessanti le strutture. Si è

rilevato quindi che per la maggior parte degli edifici lo spostamento dei vertici è risultato omogeneo poiché le loro fondazioni poggiano su una copertura detritica anche di rilevante potenza; in alcuni casi invece i risultati relativi ai caposaldi hanno evidenziato anche forti cedimenti differenziali e fenomeni di torsione legati sia alla eterogeneità del piano di appoggio delle fondazioni che all'evento gravitativo stesso come mostrato a esempio in fig. 8 nella quale il brusco rallentamento rilevato nel tratto mediano è conseguente alle opere di contenimento strutturale realizzate in prossimità dell'edificio, mentre la ripresa del cedimento segnalata nel tratto finale del diagramma è conseguente ai fenomeni di consolidazione dovuti alla messa in opera di un capillare sistema di drenaggio profondo come descritto nel seguito

### Misure fessurimetriche

Si è provveduto a monitorare le lesioni più significative presenti sugli edifici mediante fessurimetri di precisione. I risultati delle letture sono serviti ad integrare le conoscenze sul quadro deformativo generale e su quello più particolare

Fig.10 - Geomorfologia dell'area prima dell'urbanizzazione (da fotointerpretazione)



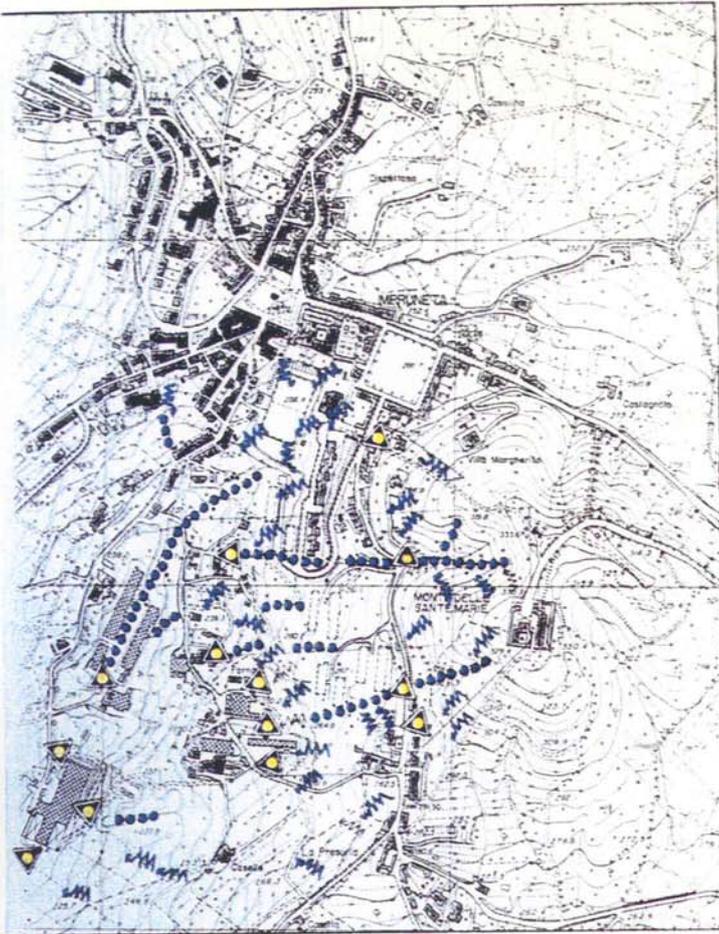
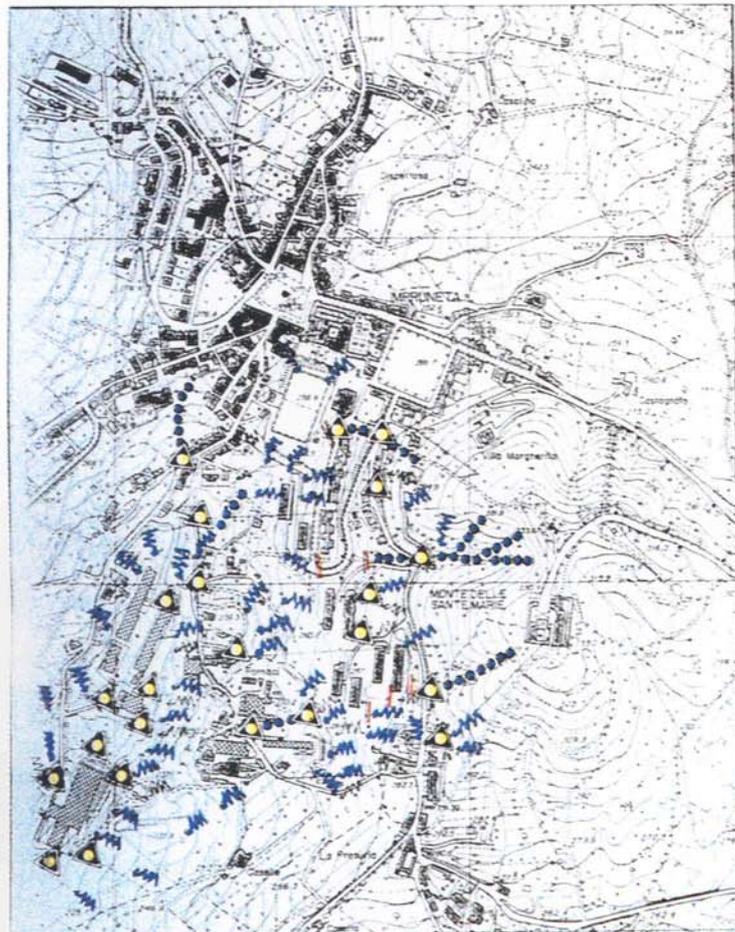


Fig.11 - Carta dei deflussi prima dell'urbanizzazione (da fotointerpretazione)

Fig.12 - Carta dei deflussi dopo l'urbanizzazione (da fotointerpretazione)



### LEGENDA :

- GRADINO (< 5m) ANTROPICO
- SCARPATA (> 5m) ANTROPICA
- PROCESSI DI VERSANTE IN ATTO
- PROCESSI DI VERSANTE NON IN ATTO
- LINEA DI CONCAVITA'
- EROSIONE DIFFUSA
- PENDIO IRREGOLARE
- COLAMENTI IN ATTO
- COLAMENTI NON IN ATTO
- CORPO DI FRAMA
- RIPORTO
- DEFLUSSI INCANALATI
- LINEA DI SCORRIMENTO DEI DEFLUSSI
- ANDAMENTO DE DEFLUSSI NON CHIARO E O ASSENZA DI OPERE DI CAPTAZIONE
- APPARENTE SITUAZIONE DI SBARRAMENTO DEI DEFLUSSI

### LEGENDA :

- GRADINO (< 5m) ANTROPICO
- SCARPATA (> 5m) ANTROPICA
- PROCESSI DI VERSANTE IN ATTO
- PROCESSI DI VERSANTE NON IN ATTO
- LINEA DI CONCAVITA'
- EROSIONE DIFFUSA
- PENDIO IRREGOLARE
- COLAMENTI IN ATTO
- COLAMENTI NON IN ATTO
- CORPO DI FRAMA
- RIPORTO
- DEFLUSSI INCANALATI
- LINEA DI SCORRIMENTO DEI DEFLUSSI
- ANDAMENTO DE DEFLUSSI NON CHIARO E O ASSENZA DI OPERE DI CAPTAZIONE
- APPARENTE SITUAZIONE DI SBARRAMENTO DEI DEFLUSSI

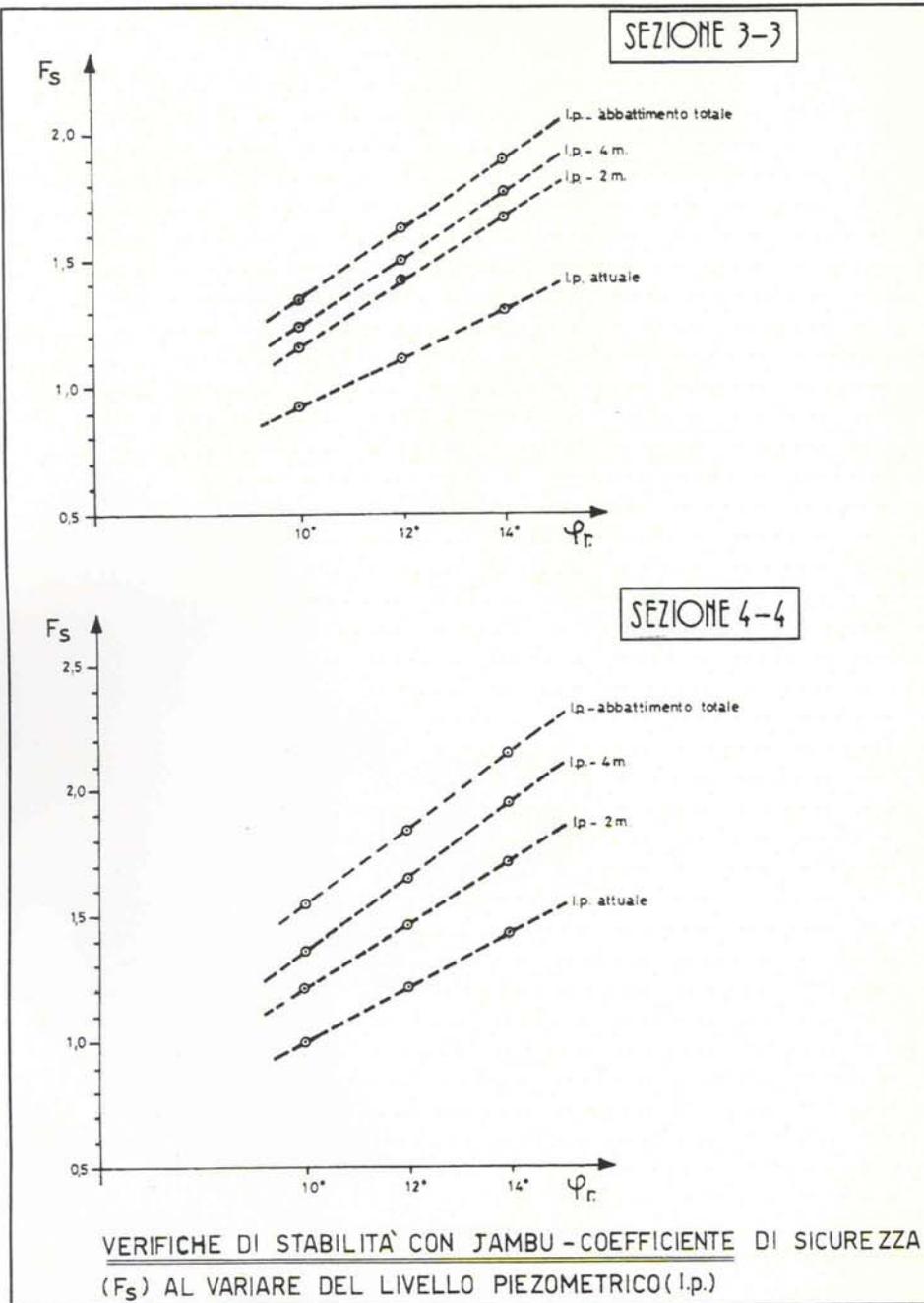


Fig.13 - Verifiche di stabilità con elaboratore: correlazioni coeff. di sicurezza - angolo di attrito - livello piezometrico

interessante le strutture, suggerendo talora, unitamente ai risultati delle letture topografiche, interventi provvisori di messa in sicurezza di alcune parti delle unità abitative (v.fig.9).

### Caratterizzazione geotecnica dei terreni

La serie ofiolitica affiorante nel M. delle SS.Marie, pur presentando in superficie alterazioni e fessurazioni, mostra generalmente buone caratteristiche meccaniche.

Le argilliti ed i limi argillosi della

copertura detritica in assenza d'acqua mostrano parametri discreti, con angolo d'attrito compreso tra 12° e 14° ed una coesione compresa tra 0.5 e 0.9 kg/cmq. Dette argille risultano normalconsolidate o debolmente sovraconsolidate. Se imbibite, esse subiscono una intensa disgregazione meccanica e con il contributo degli agenti esogeni argillificano. In queste condizioni i valori dell'angolo d'attrito oscillano tra 0° e 8°, con valori della coesione pari a 0.4 kg/cmq.

Le argilliti del substrato mostrano invece parametri elevati, con valori medi dell'angolo d'attrito di 20° e coesione di

0.6 kg/cmq. Generalmente esse risultano sovraconsolidate.

La resistenza a compressione semplice (qu) è compresa tra 1,2 e 1,6 kg/cmq indicando argille compatte, mentre l'indice di compressibilità C<sub>c</sub> = 0,2 indica scarsa compressibilità. L'indice di plasticità Ip = 16 definisce le argille del substrato come plastiche; tuttavia, poiché la percentuale di umidità naturale w è inferiore al limite di plasticità wp, cioè aumenta il grado di compattezza.

### Analisi delle cause dei dissesti e verifiche di stabilità della pendice

Sulla scorta dei dati precedentemente esposti si può fornire un quadro verosimile delle cause che hanno determinato il dissesto della pendice.

Prima della realizzazione della zona residenziale (v.fig.10) il pendio presentava irregolarità con concavità e rigonfiamenti attestanti paleomovimenti di suolo o soliflussi ed era molto verosimilmente prossimo all'equilibrio limite, mentre la base della stessa pendice era soggetta a fenomeni erosivi lungo i vecchi fronti di cava. Inoltre, i deflussi superficiali avvenivano tramite tre fossi incanalati distribuiti piuttosto simmetricamente, che si sviluppavano da monte verso valle (v.fig.11). Le cause dei paleomovimenti sono da ascrivere alla particolare natura del terreno, allo stato di imbibizione dello stesso e alle decompressioni derivanti dalle attività estrattive a valle.

Dopo la realizzazione della zona residenziale, il preesistente regime di scorrimento delle acque superficiali è stato ampiamente manomesso con la creazione di sbarramenti delle vie di deflusso naturale ad opera degli edifici, disposti planimetricamente parallelamente alle isoipse, e delle infrastrutture. Inoltre, la realizzazione di scavi e riporti rilevanti ha modificato fortemente sia la stessa capacità di deflusso delle acque, che la geometria del pendio (v.fig.12).

In assenza di una preventiva operazione di bonifica idraulica della Presura, dalla combinazione di tutti i fattori sopra descritti ai quali si è unita l'azione derivante dal dissesto dell'impianto idrico di adduzione e di scarico, ed in concomitanza con un periodo di forti piogge, i soliflussi isolati ed i piccoli scoscendimenti esistenti prima dell'urbanizzazione si sono saldati nei due descritti corpi franosi principali. I movimenti, nella parte alta del versante, sono risultati prevalentemente

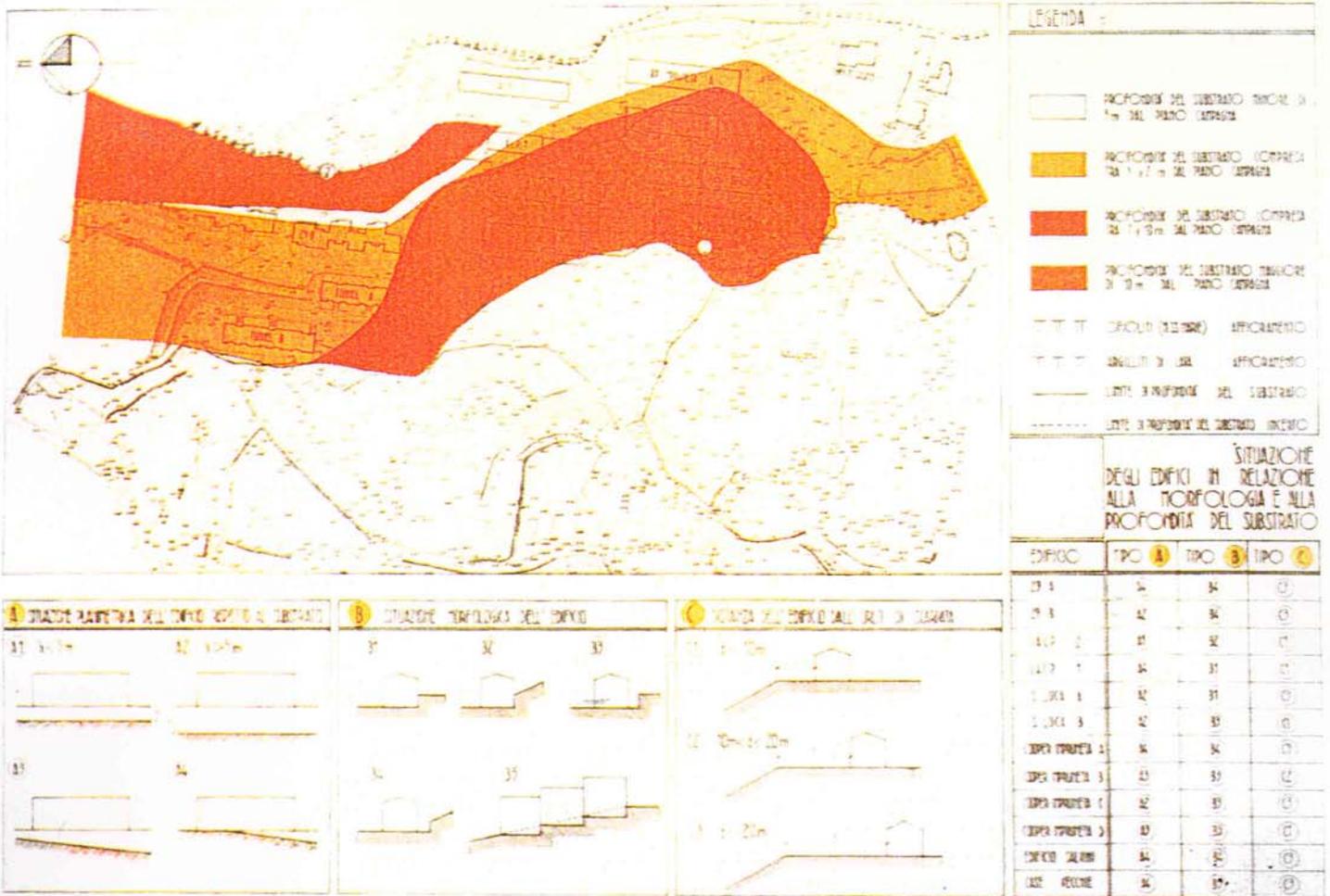
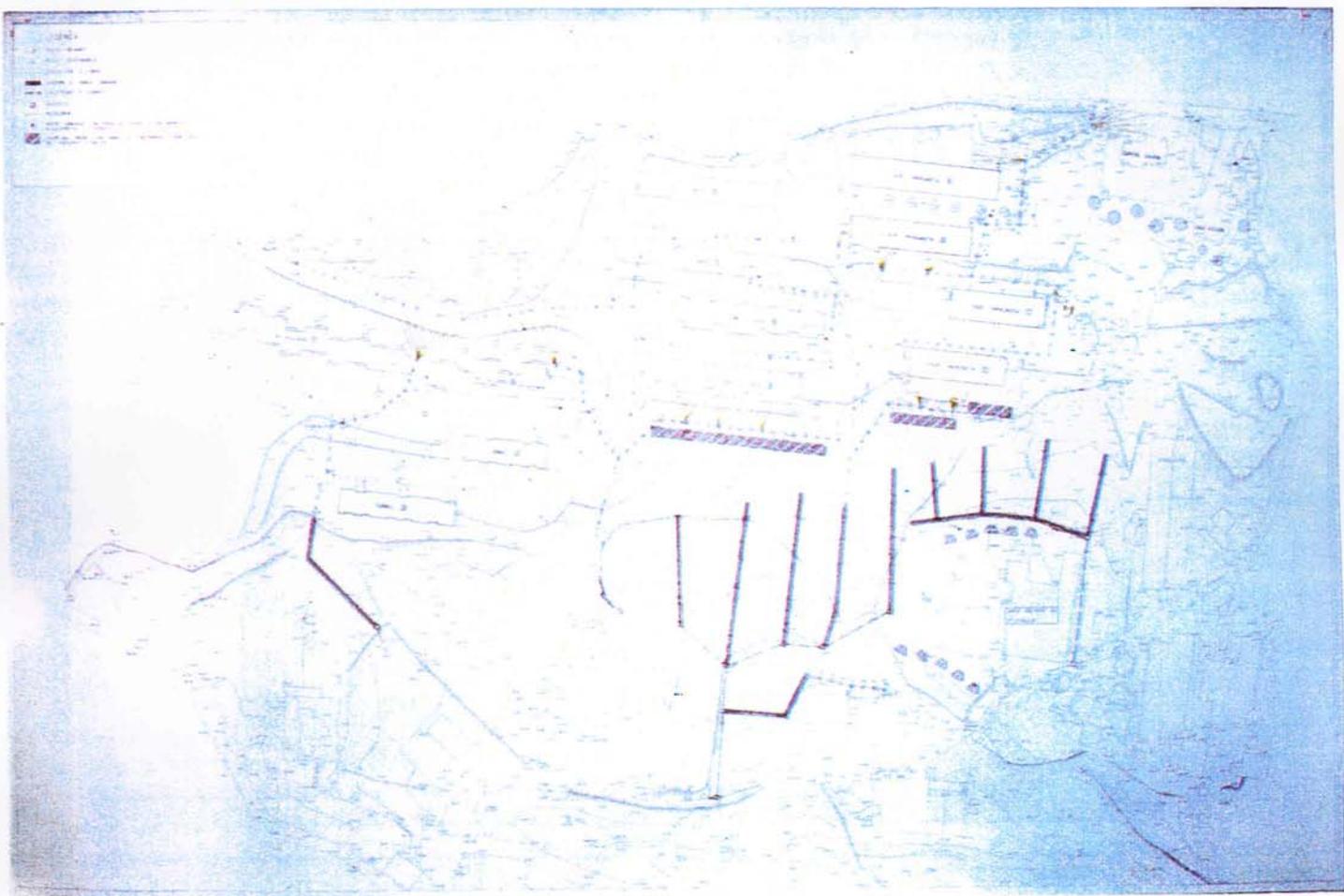


Fig.14 - Criteri di classificazione degli edifici in relazione alla morfologia e alla profondità del substrato desunta dalla campagna geognostica  
 Fig.15 - Planimetria degli interventi di consolidamento e drenaggio profondo eseguiti nell'area



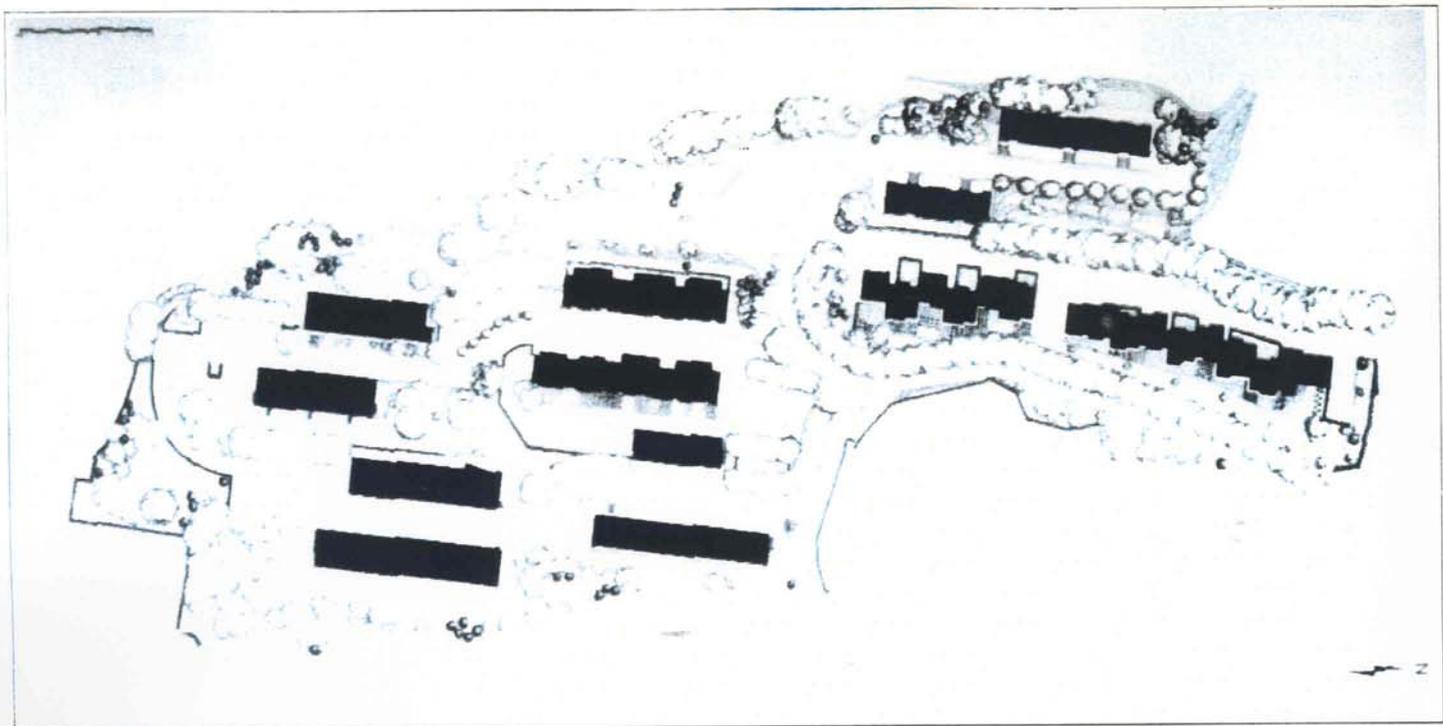


Fig.16 (sopra)  
 Planimetria definitiva dell'area a seguito degli interventi di regimazione superficiale, inerbimento e piantumazione

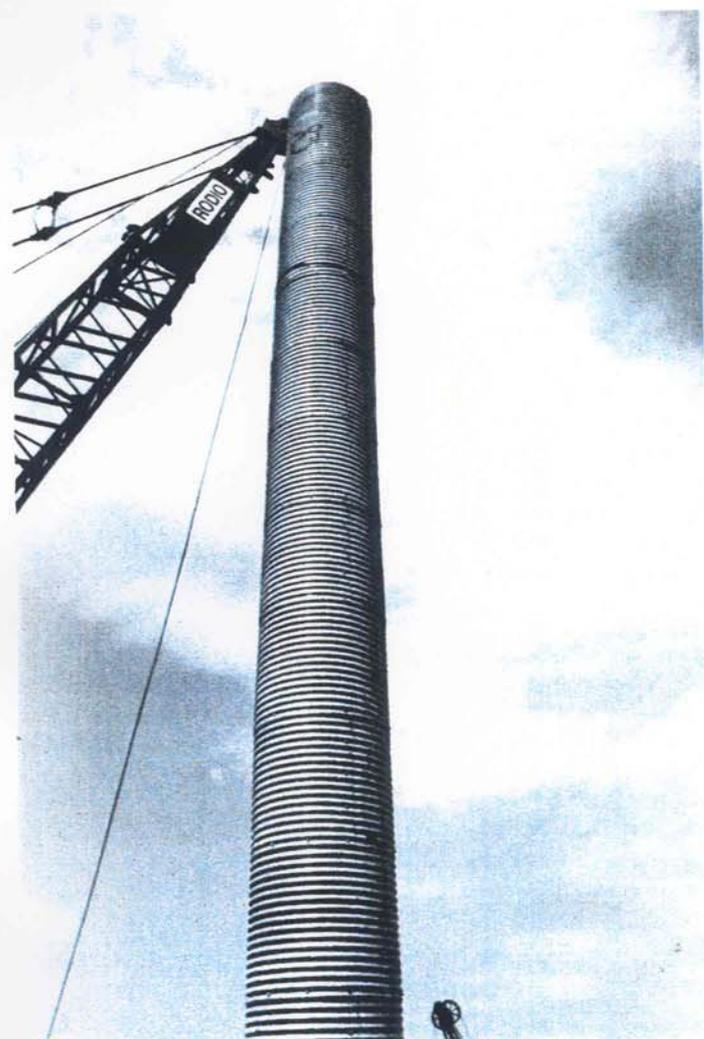
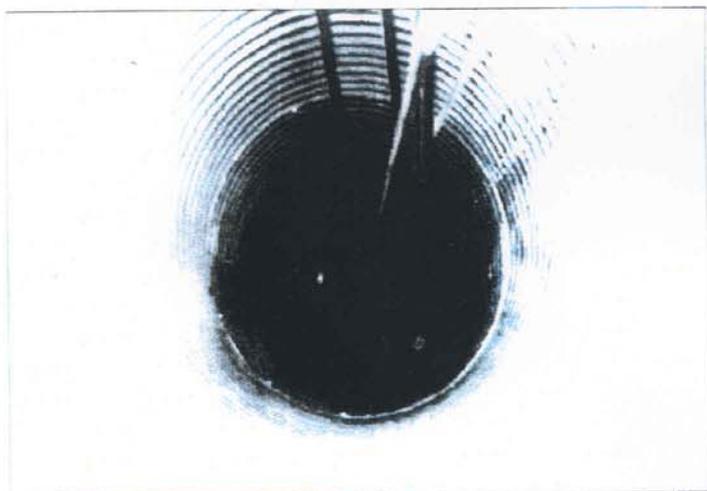


Fig.17 (a lato)  
 Posa in opera del rivestimento in lamiera zincata all'interno di un pozzo drenante ispezionabile.

Fig.18 (sotto)  
 Perforazione da fondo pozzo per la realizzazione del collettore di scarico



di tipo rotazionale, mentre verso valle hanno assunto l'aspetto di colamenti veri e propri con componente traslativa prevalente.

Le condizioni di stabilità della pendice sono state valutate col metodo di Jambu, facendo variare il livello della falda. I coefficienti di sicurezza rilevati indicano chiaramente che l'abbattimento del livello della falda di 1 m porta già a sensibili miglioramenti del coefficiente di sicurezza (v.fig.13).

### Criteri e tipologie di intervento

Tenuto conto della situazione di elevato degrado presente nell'area della Pressura il criterio di intervento per la bonifica



Fig. 19  
Posa in opera del collettore di fondo; il collettore è microfessurato solo nel tratto interno al pozzo

ed il consolidamento si e' basato su opere capaci di rimuovere la principale causa di instabilita' dell'area, ossia la forte circolazione idrica sotterranea mediante una capillare rete di drenaggi profondi, provvedendo nel contempo a ripristinare e razionalizzare le vie di deflusso superficiale ostruite e interrotte, predisponendo un adeguato sistema di captazione ed allontanamento delle acque di ruscellamento, con eliminazione di tutti i fenomeni erosivi del pendio. In tal modo si e' conseguito un duplice effetto, ossia quello di migliorare le caratteristiche geotecniche del terreno e di abbattere le sovrappressioni indotte dall'acqua. Poiche' la zona, inoltre, e' fortemente urbanizzata ed il fenomeno gravitativo ha compromesso la stabilita' di alcuni edifici, si e' ritenuto necessario procedere con urgenza alla realizzazione di interventi localizzati di consolidamento strutturale costituiti da opere ad elevata rigidita' che, senza impedire il deflusso delle acque sotterranee, fornissero un adeguato contenimento ai terreni costituenti l'appoggio degli edifici mag-

giormente lesionati, svincolandoli quindi dal movimento circostante.

Si e' pertanto optato per un sistema di consolidamento che, riducendo al minimo indispensabile gli interventi di contenimento strutturale, consentisse di operare per il miglioramento "naturale" delle caratteristiche dei terreni, eliminando le cause scatenanti con la creazione di una capillare rete drenante capace sia di allontanare l'acqua presente nell'area, sia di impedire nuovi apporti da monte. La limitazione nell'uso di opere di contenimento strutturale nasce anche dalla considerazione che un intervento generalizzato di questo tipo, oltre all'impegno finanziario notevole, avrebbe potuto modificare la dinamica delle direttrici di spostamento del terreno con il rischio di mettere in crisi edifici che, in virtua' del loro rigido movimento d'insieme, hanno mostrato di non avere sofferto danni rilevanti. Questo tipo di intervento e' quindi stato effettuato in prossimita' di edifici soggetti ad importanti fenomeni di cedimento differenziale ed a fenomeni rilevanti di distorsione

sulla scorta delle indicazioni emerse dal monitoraggio e dalla ricostruzione dell'andamento del substrato stabile (v.fig.14). Gli altri edifici, in conclusione, sono stati lasciati liberi di assecondare il movimento il cui smorzamento e' direttamente proporzionale all'entrata a regime dei sistemi drenanti messi in opera.

Le tipologie di intervento sono state le seguenti (v.fig. 15 e 16):

Collettore di scarico principale per lo smaltimento delle acque di drenaggio;

Sistemazione idraulica dell'impluvio del Monte delle SS.Marie con inalveamento, ripristino e rivestimento del fosso e realizzazione di un dreno sottostante;

Fossi di guardia e canalette in embrici per la raccolta e l'allontanamento delle acque superficiali;

Sistemazione delle scarpate ed inerbimento e piantumazione con essenze vegetali appositamente scelte;

Schermi drenanti continui costituiti da trincee e speroni drenanti profondi realizzati mediante scavo a campioni a sezione obbligata e riempiti con materia-

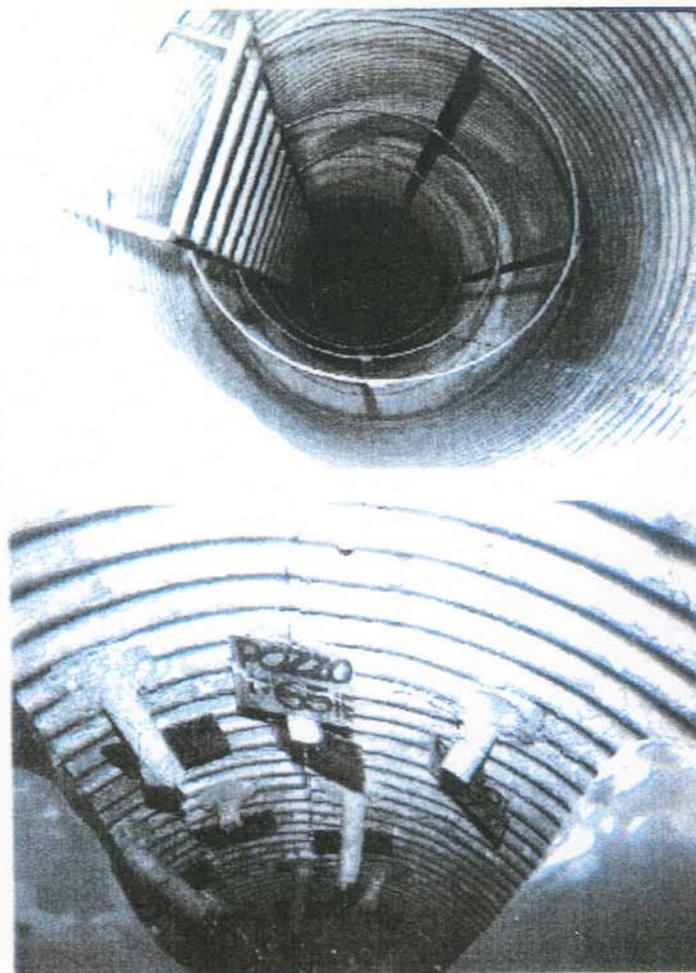


Fig. 20 - (sopra) Un pozzo ispezionabile in funzione  
Fig. 21 - (sotto) Una serie di aste drenanti realizzate dall'interno di un pozzo ispezionabile



Fig.22 - Blocchi di contenimento a pianta trapezia: armatura della platea di collegamento la testa dei pali: il blocco in figura è costituito da n.5 pali trivellati di 1500 mm di diametro

le arido graduato di pezzatura medio-fine(ghiaia e sabbia) a gronde(muratura di pietrame), rivestiti con geotessile e provvisti di doppio tubo microfessurato del diametro di 100 mm collegati alle tubazioni di scarico da pozzetti prefabbricati ispezionabili. La profondità di tali opere e' stata valutata in modo da attestarsi per almeno un metro nel substrato stabile impermeabile;

Schermi drenanti discontinui realizzati mediante pozzi filtranti verticali collegati sul fondo con una tubazione inclinata per l'allontanamento delle acque di drenaggio (v.fig.17,18,19,20). I pozzi

sono stati realizzati con opportuni interassi e calibrando la loro profondità in funzione dell'andamento del tetto del substrato stabile. i pozzi realizzati sono di due tipi: filtranti a tutta sezione e filtranti a sezione anulare (ispezionabili). con diametri variabili da 120 a 150 cm . Il materiale drenante per entrambi i tipi e' costituito da ghiaietto pulito avente fuso granulometrico 5-20 mm . I pozzi sono stati impermeabilizzati mediante cementazione, sul fondo e in sommità per tratti almeno di 1,5 m, sia per evitare perdite sul fondo che infiltrazioni di acque superficiali corrive. Inoltre, i pozzi ispezionabili

Fig. 23 - Campo prove jet -grouting



li sono muniti di un rivestimento interno definitivo in acciaio zincato a caldo, di spessore atto a resistere alle pressioni agenti e corredati di scale di accesso.

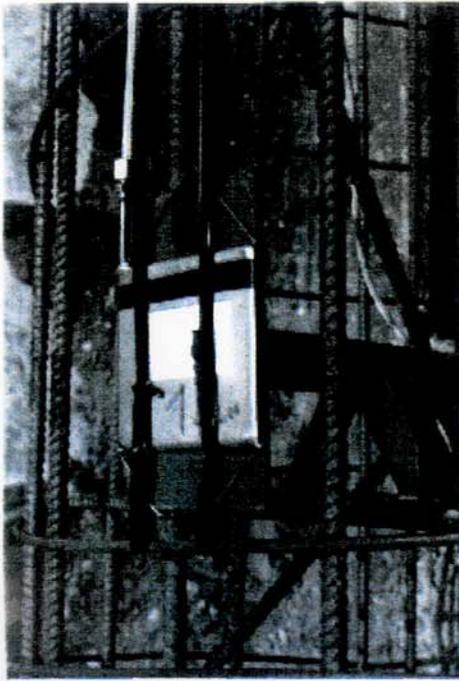
Essi contengono, infine, i sistemi di regolazione del drenaggio, manovrabili dal piano campagna. Il collettore inclinato per lo smaltimento delle acque di drenaggio e' realizzato mediante tubazione in PVC di elevata flessibilita' e ad elevato limite di allungamento elastico con diametro interno minimo di 10 cm . Detto collettore e' filtrante solo nei tratti di attraversamento dei pozzi con superficie dei fori pari al 15%.

Il sistema descritto consente la realizzazione di spine longitudinali drenanti fino alle profondità richieste anche in prossimita' di edifici senza determinare decompressioni nel terreno. Inoltre, la possibilita' di regolare i flussi idrici permette di limitare l'effetto dei cedimenti per consolidazione;

Ciuffi di microdreni per il completamento della suddetta rete nelle zone topograficamente più difficoltose e dove sia stato logisticamente impossibile adottare la tipologia di drenaggio profondo indicata al punto precedente, specie ove sia stato necessario realizzare il prosciugamento dei prismi di terreno sottostanti alle zone di sedime degli edifici esistenti; le aste drenanti sono state lanciate direttamente dall'interno dei pozzi ispezionabili a profondità variabili in relazione alle necessità (v.fig.21).

Opere strutturali del tipo dei blocchi di fondazione. La loro funzione e' quella di contenimento della coltre detritico-alteritica instabile a monte e delle spinte da questa originate, nonche' dai carichi indotti dagli edifici di cui tali opere sono poste a protezione. Il diametro medio di tali opere e' variabile tra i 3 ed i 5 m e la lunghezza permette di assicurare un sufficiente incastro nel substrato. L'interasse tra i blocchi inoltre e' dimensionato in funzione delle caratteristiche del terreno e tale da garantire un comportamento assimilabile ad un diaframma continuo. Ciascun blocco e' costituito da una serie di pali trivellati di grande diametro, mentre tra i pali si e' realizzato un sistema di consolidamento mediante jet-grouting al fine di conferire al blocco maggiore rigidità.

La testa dei pali è rigidamente collegata da platee in c.a. a forma circolare o trapezia di 1,50 m di spessore. Tale tipologia è stata preferita in quanto ha consentito di operare in prossimità di edifici anche fortemente lesionati e abitati impedendo decompressioni del piano di ap-



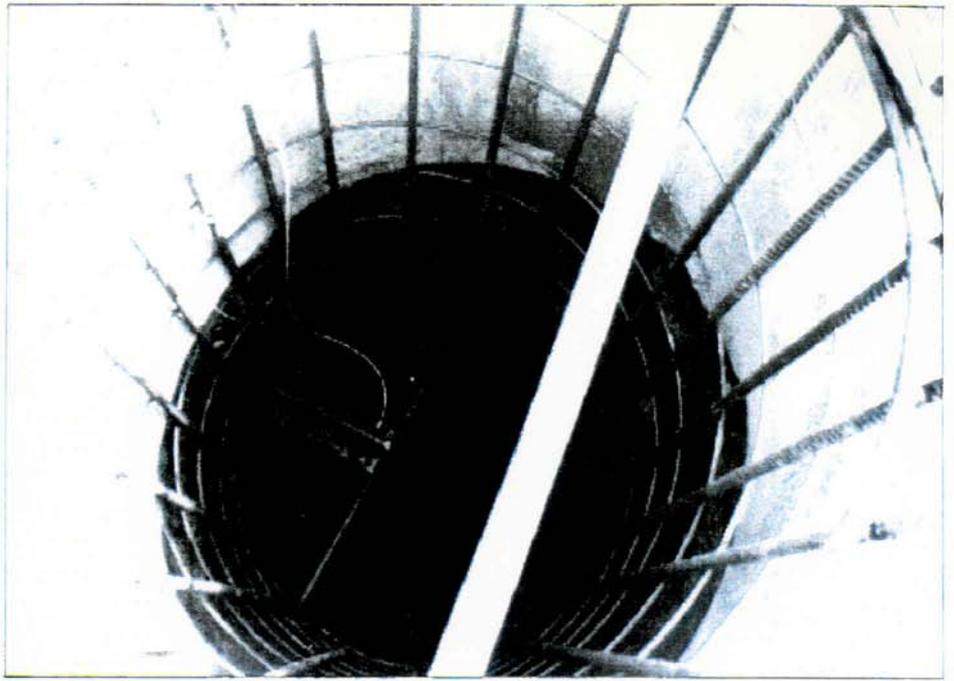
*Fig. 24 - Posizionamento di una cella di pressione sull'armatura di un palo*

poggio delle fondazioni (v. figg. 22 e 23).

Revisione e parziale ripristino dell'impianto di smaltimento delle acque compromesso dai movimenti gravitativi.

### **Conclusioni**

Dai risultati del monitoraggio effettuato anche dopo la realizzazione delle opere di bonifica e consolidamento e ampliato con la messa in opera di celle pressiometriche posizionate nei pali di alcuni blocchi di contenimento (v. figg. 24 e 25) e di ulteriori inclinometri si è



*Fig. 25 - Uno dei pali strumentati con celle di pressione; la cella viene calata insieme all'armatura e successivamente fatta aderire alla parete di scavo a mezzo di apposito martinetto idraulico*

rilevata l'efficacia delle terapie predisposte con uno smorzamento, prodottosi gradualmente, dei movimenti che sono quasi completamente cessati.

Significativo è infine il calcolo del deflusso globale risultato di circa 1,7 l/sec nelle opere di captazione realizzate per la bonifica.

### **Ringraziamenti**

Si ringraziano sentitamente per la disponibilità dimostrata e la fattiva colla-

borazione il Sindaco e l'Amministrazione Comunale di Impruneta, l'Impresa G. Rodio che ha realizzato le opere speciali di consolidamento ed i drenaggi profondi, l'Impresa G. Pierini di Impruneta per la realizzazione delle opere di consolidamento, di bonifica e regimazione idrauliche, l'Impresa Italprogetti di Taranto per le opere di ripristino dell'impianto fognario e del sistema viario attualmente in fase di avanzata realizzazione.