

## ANALISI DI UN CASO DI STRUTTURA LESIONATA SU TERRENI RIGONFIANTI

Cinzia Patacchini, Erio Pasqualini e Massimo Stella

Università Politecnica delle Marche, Ancona

[c.patacchini@univpm.it](mailto:c.patacchini@univpm.it), [e.pasqualini@univpm.it](mailto:e.pasqualini@univpm.it), [m.stella@univpm.it](mailto:m.stella@univpm.it)

### Sommario

La presente nota sintetizza l'analisi di un edificio in c.a. interessato da dissesti che sono risultati essere determinati dal rigonfiamento del terreno di fondazione; in particolare si ripercorrono le fasi di indagine che hanno condotto alla diagnosi della patologia dell'edificio.

### Introduzione

L'edificio oggetto di analisi, costruito tra il 1981 e il 1982, è ubicato in corrispondenza di uno scavo realizzato ai piedi di un pendio. La struttura portante è costituita da telai in c.a. che si sviluppano su cinque elevazioni, di dimensioni in pianta di (10x50) m<sup>2</sup>. In particolare, il fabbricato è costituito da due corpi, A1 e A2, (cfr. Figura 1), simmetrici rispetto ad un giunto centrale, che si differenziano per la tipologia di fondazione: dalla documentazione di progetto le fondazioni per il corpo A1 risultano costituite da plinti collegati realizzati su pali trivellati di diametro 400 mm e di lunghezza 8 m, mentre per il corpo A2 sono costituite da plinti collegati realizzati su pali battuti di diametro 400 mm e di lunghezza 12 m.

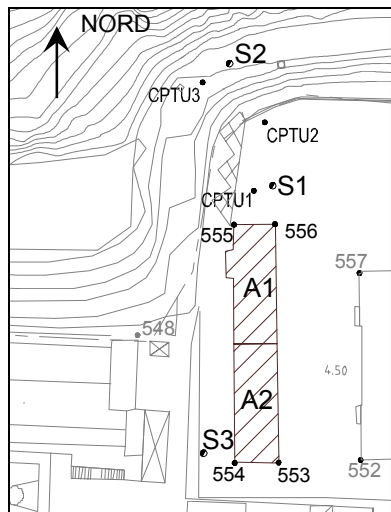


Figura 1. Planimetria dell'edificio

### Rilievo del quadro fessurativo

L'esecuzione, nel febbraio 2000, di un accurato rilievo del quadro fessurativo dell'edificio è risultato fondamentale per la ricostruzione del cinematismo che ha prodotto il dissesto: sono state rilevate lesioni esclusivamente nel corpo A1, in particolare nell'alloggio situato nella seconda elevazione, posizionata verso il pendio (la prima elevazione è costituita interamente dal portico di ingresso, priva di tamponature); tali lesioni, che interessano solo gli elementi di tamponatura disposti secondo la direzione nord-sud, mostrano un andamento inclinato secondo la diagonale dal basso (a nord) verso l'alto (a sud) (cfr. Figura 2).

Già in prima analisi, tali fessure si dimostrano espressione di classiche lesioni da taglio, generatesi a seguito di un diverso spostamento subito dai pilastri tra i quali si trova il

pannello murario interessato dalla lesione.

Oltre al rilievo delle fessure è stata eseguita la misura di "fuori piombo" del prospetto nord del corpo A1: la sommità del prospetto si presenta arretrata rispetto alla base di circa 20 mm.

### Monitoraggio

In una vasta area comprendente anche la zona in cui è situato l'edificio oggetto di studio, a partire da 1983, sono state effettuate 20 campagne di livellazioni topografiche.

Dai dati delle livellazioni risulta evidente che diversi capisaldi della zona in esame hanno

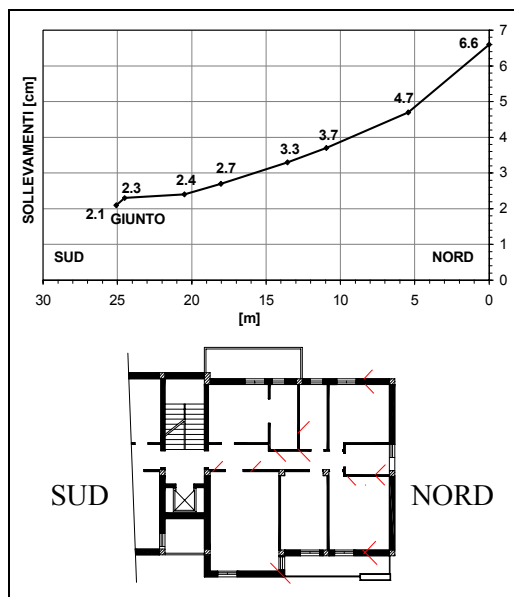


Figura 2. Sollevamenti dei pilastri del corpo A1 e pianta dell'alloggio di seconda elevazione.

subito, nel periodo monitorato, un significativo innalzamento (fino a 70-80 mm). In particolare elevati valori di sollevamento sono stati raggiunti dai capisaldi 555 e 556, posti in corrispondenza degli spigoli nord dell'edificio (cfr. Figura 1), i quali mostrano una velocità media di sollevamento pari a circa 3-4 mm/anno (cfr. Figura 3).

Lo studio degli spostamenti è stato approfondito a mezzo di rilievi topografici: sono state misurate, in corrispondenza dei pilastri, le quote relative dell'ultimo impalcato rispetto al piano orizzontale: i risultati, riportati in Figura 2, mostrano che il corpo A1 ha subito dei significativi sollevamenti differenziali dei pilastri. Tale cinematico è congruente con l'andamento rilevato delle lesioni.

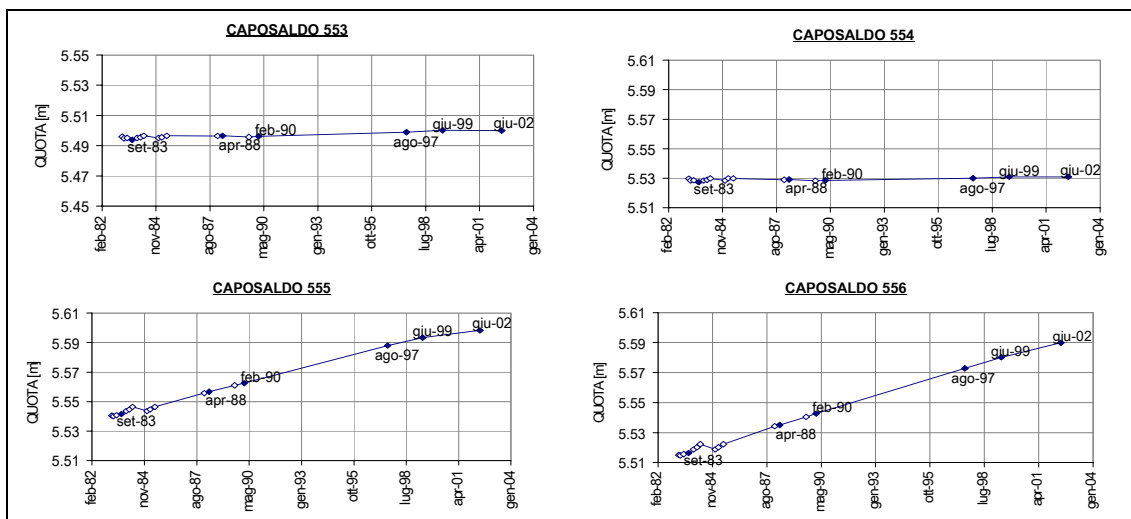


Figura 3. Andamento degli spostamenti dei capisaldi agli spigoli dell'edificio (cfr. Figura 1).

### Indagini geotecniche ed analisi di laboratorio

Per comprendere l'origine dei fenomeni di sollevamento che hanno determinato le lesioni lamentate dal fabbricato, nell'aprile del 2000, sono state eseguite due verticali di sondaggio, S1 e S2, spinte fino a 41 m di profondità (attrezzate con tubi inclinometrici) e tre prove penetrometriche statiche, CPTU1, CPTU2 e CPTU3 (cfr. Figura 1). In corrispondenza del sondaggio S1 sono stati prelevati 7 campioni indisturbati fino alla profondità massima di 17 m. In seguito, nel settembre 2001, è stato eseguito un ulteriore sondaggio, S3, di 23 m di profondità, con il prelievo di 6 campioni indisturbati fino alla profondità massima di 16.5 m. Tali sondaggi hanno evidenziato la diversa natura dei terreni di fondazione delle due parti dell'edificio: il corpo A1 è fondato su terreni argillosi, mentre il corpo A2 risulta fondato su terreni prevalentemente limo-sabbiosi.

Inoltre le misure inclinometriche eseguite sui sondaggi S1 e S2, associate ad analisi di stabilità, hanno escluso fenomeni di instabilità accompagnati da sollevamento della base del pendio.

Anche alla luce di questi risultati, sui campioni indisturbati, oltre alla tipiche prove di classificazione e di resistenza, sono state analizzate le capacità rigonfianti dei terreni di

fondazione, eseguendo un protocollo di prove, stabilito sulla base della procedura suggerita dal "TC6 Comitato Tecnico sui Terreni Espansivi" (Nuova Delhi, 1993).

In Figura 4 vengono mostrati i risultati sperimentali delle prove edometriche di rigonfiamento per i campioni prelevati nei sondaggi attraverso relazioni lineari fra rigonfiamento percentuale ed il logaritmo dello sforzo applicato.

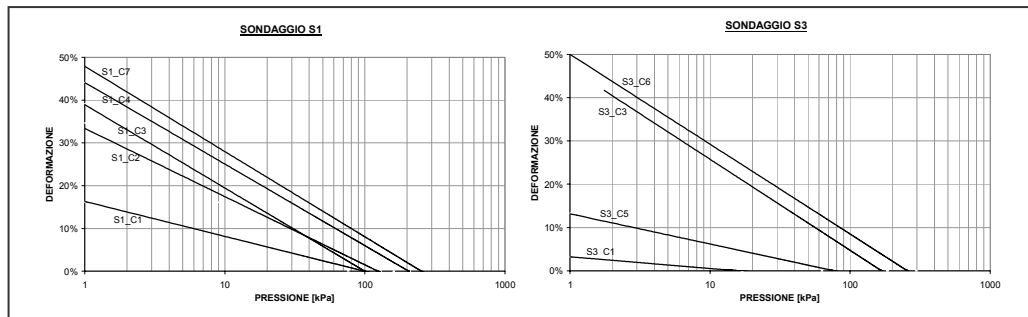


Figura 4. Leggi lineari di rigonfiamento dei campioni dei sondaggi S1 e S3.

### Modello di interazione pali-terreno rigonfiante e analisi tensionale della struttura

Avendo accertato che la causa principale del sollevamento dell'edificio è da associare con la natura rigonfiante del terreno posto sotto il corpo A1 [IP(%)=30÷40 e S<sub>0</sub>(%)>95], si è analizzato il modello di interazione palo-terreno rigonfiante in grado di riprodurre il fenomeno osservato. A tale scopo, i risultati delle prove edometriche a rigonfiamento sono stati utilizzati per sviluppare un modello di previsione dei sollevamenti. Tale modello si riferisce all'analisi basata sulla teoria dell'elasticità proposta e sviluppata da Poulos e Davis (1973), per studiare il comportamento di pali in terreni soggetti a rigonfiamenti. Assumendo come positivi gli spostamenti del terreno e le tensioni tangenziali verso il basso, gli spostamenti del terreno lungo il palo possono essere espressi come:

$$d\{p\} = E_s [I_s] \{\rho - S\} \quad \text{e} \quad P_0 + \sum_{j=1}^n p_j \pi d L / n + p_b \pi d^2 / 4 = 0, \quad \text{in cui}$$

[I<sub>s</sub>]: matrice dei coefficienti di influenza degli spostamenti,

E<sub>s</sub>: modulo di Young del terreno,

S: vettore degli spostamenti del terreno, negativi nel caso di rigonfiamento,

ρ: vettore degli spostamenti del terreno,

p: vettore delle tensioni tangenziali all'interfaccia palo-terreno e della pressione alla base,

P<sub>0</sub>: carico diretto verso il basso applicato sulla sommità del palo.

Il calcolo degli sforzi negli strati su cui sono fondati i pali si basa sull'estensione di un metodo suggerito da Geddes (1969), che ha ottenuto soluzioni con coefficienti adimensionali per il problema di Boussinesq nel caso di carichi disposti all'interno del semispazio elastico.

Sulla base di tale modellazione, una volta esaurita la capacità espansiva del terreno, sono risultati sollevamenti, dei pilastri più a nord del corpo A1, dell'ordine di circa 60-70 cm; tali sollevamenti chiaramente sono incompatibili con la stabilità della struttura.

Pertanto, con lo scopo di valutare sollevamenti compatibili con lo stato tensionale ammissibile delle strutture portanti, si è proceduto all'analisi evolutiva dei telai in c.a. mediante il codice di calcolo di analisi strutturale SAP2000.

Al fine di avere un'accurata visione di insieme del modello strutturale, è stato indispensabile procedere anche alla caratterizzazione del comportamento dei pannelli murari inseriti nei telai in c.a., tenendo conto che le murature di tamponamento si oppongono per prime agli spostamenti della struttura, fino ad arrivare alla rottura per compressione e a manifestare le tipiche lesioni da taglio. Fra i modelli per l'analisi del comportamento dei pannelli murari, si è

scelto di riferirsi a quello basato sul concetto di biella equivalente, normalmente utilizzato nel campo dell'ingegneria sismica. A validazione del modello scelto, si è verificato che, dati come input i sollevamenti rilevati dei pilastri, il superamento della tensione limite avviene solo per quelle murature che dal rilievo risultano lesionate.

Dall'analisi evolutiva dei telai risulta che il primo elemento strutturale raggiunge lo stato di crisi per un ulteriore sollevamento dei pilastri più a nord di circa 6.5 cm; tale sollevamento, ipotizzando una velocità di evoluzione del fenomeno media di 3-4 mm/anno, è raggiungibile in circa 15÷16 anni.

È risultato pertanto necessario prevedere un intervento in grado di limitare gli ulteriori rigonfiamenti

### **Intervento possibili**

Sono attualmente allo studio due tipologie di intervento, non necessariamente alternative. La prima consiste nel ricaricare il terreno sul lato nord con terreno fino alla quota del primo livello; la seconda prevede il ricorso ad ancoraggi profondi collegati ai plinti di fondazione, in grado contrastare i sollevamenti previsti.

È importante prevedere un programma di monitoraggio che verifichi la validità e la buona riuscita degli interventi, sia in fase di esecuzione che al termine.

### **Conclusioni**

È stato analizzato il caso di un fabbricato interessato da un fenomeno fessurativo da attribuirsi al sollevamento differenziale dei pilastri, avvenuto a causa del rigonfiamento delle argille che costituiscono il terreno di fondazione. Le capacità espansive dei terreni di fondazione sono imputabili agli elevati scarichi tensionali subiti a seguito dei rilevanti scavi eseguiti per realizzare la lottizzazione.

Sulla base sia dei rilievi topografici sia dei risultati delle prove edometriche eseguite in laboratorio, le potenzialità espansive del terreno non sembrano ancora essere esaurite.

Tuttavia l'analisi tensionale dei telai strutturali ha evidenziato uno stato attuale lontano da situazioni di crisi per le strutture portanti, non comportando pertanto reali pericoli per la stabilità della struttura in elevazione e determinando principalmente una situazione di disagio per i residenti, ma non certamente condizioni di reale rischio per la loro incolumità.

La stessa analisi mostra tuttavia l'esigenza di intervenire tempestivamente, prima che i sollevamenti possano determinare problemi agli elementi strutturali portanti.

### **Bibliografia**

- Geddes, J. D. 1969. Boussinesq-based approximations to the vertical stresses caused by pile-type subsurface loadings. *Geotechnique* 19, No. 4, 509-514.
- Poulos, H. G. & Davis, E. H. 1974. *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*, New York: Wiley.
- Poulos, H.G. & Davis E.H. 1973. Theory of Piles in Swelling and Shrinking Soils. Proc. 8<sup>th</sup> Int. Conf. S.M. & F.E., Moscow, vol. 2.2, 169-176.
- TC6, Technical Committee on Expansive Soils of ISSMFE. Evaluation of Swelling Pressure and Corresponding Heave of Expansive Soil in Laboratory by Constructing Swell Percentage Vs Applied Total Stress Diagram. April 1993, New Delhi, India.