

MONITORAGGIO E CONTROLLO DEL CONSOLIDAMENTO DELLA FONDAZIONE DEL CAMPANILE DEI FRARI A VENEZIA

A. Lionello, I. Cavaggioni

Soprintendenza per i Beni Architettonici di Venezia

G. Marchi, G. Gottardi

DISTART, Università degli Studi di Bologna

A. Ragazzini

EN.SER. S.r.l., Faenza (RA)

C. Modena, F. Casarin

DCT, Università degli Studi di Padova

P.P. Rossi, C. Rossi

R. Teknos S.r.l., Bergamo

SOMMARIO

La basilica di Santa Maria Gloriosa dei Frari a Venezia, realizzata tra il XIV e il XV secolo, ha da sempre evidenziato importanti danni strutturali dovuti ai rilevanti cedimenti del suo adiacente campanile. All'inizio del secolo scorso, la crescente inclinazione della torre indusse ad intervenire sul suo piano fondale, senza peraltro ottenere risultati risolutivi. Una più recente vasta campagna di indagine è stata finalizzata alla comprensione dei fenomeni in atto ed all'analisi della loro evoluzione. Il progetto dell'intervento di consolidamento, volto a mitigare gli effetti dello strato superficiale di argilla limosa di scarsa consistenza, ha avuto il duplice obbiettivo di salvaguardare l'integrità delle fondazioni originarie e di mantenere il più possibile inalterato l'attuale meccanismo di distribuzione tensionale nel sottosuolo. Si è quindi deciso di intervenire sul terreno di fondazione, mediante una serie diffusa e ripetuta di iniezioni di malta cementizia. Il relativo monitoraggio geotecnico, nonché il controllo della risposta della struttura in elevazione, è risultato fondamentale, non solo per una verifica scrupolosa dei risultati ottenuti, ma anche come strumento progettuale in corso d'opera.

Parole chiave: fondazioni, campanili, modello strutturale, monitoraggio, iniezioni di consolidamento.

1 IL CAMPANILE DEI FRARI

Il Campanile della Basilica dei Frari di Venezia venne terminato nel 1396 (Figura 1), 35 anni dopo l'inizio della sua costruzione, diventando la torre campanaria più alta della città (65 m) dopo il campanile di S. Marco (98.60 m). Ha dimensioni di base 9,4 x 9,2 m ed una struttura a doppia canna, con una rampa interna che conduce alla sommità.

Il campanile fu inizialmente concepito come un'opera strutturalmente autonoma, ma con la riedificazione e l'ampliamento della basilica venne collegato ad archi e volte del transetto e della navata sinistra. Nel 1432, lungo il lato nord-est, venne avviata la costruzione dell'adiacente cappella di S. Pietro, la cui struttura risulta peraltro del tutto indipendente, sia dal campanile sia dalla basilica.

Il campanile cominciò a mostrare segni di deterioramento già verso la fine del XVI secolo, come testimoniato da una lettera di richiesta di intervento del 1592 da parte dei frati Francescani. Ma piuttosto scarse sono le notizie sul campanile che emergono dagli archivi storici, almeno fino al XIX secolo. Tra la fine dell'800 e l'inizio del '900, vengono realizzati ben tre successivi

interventi di restauro e rinforzo strutturale, ampiamente descritti e documentati (Lionello A. e Cavaggioni I., 2002). Allora, sembra che il cedimento differenziale rispetto alla basilica avesse già raggiunto i 40 cm, mentre un "fuori piombo" del campanile verso sud-est fu misurato pari 0.765 m, ad un'altezza da terra di 42.5 m. Solo in seguito a tali interventi, la struttura del campanile venne collegata a quella della basilica e della cappella di S. Pietro, sia a livello fondale, sia in elevazione mediante catene metalliche. In particolare, approfonditi interventi di ripristino vennero eseguiti sull'arco in pietra posto al termine della navata sinistra che, appoggiando da un lato su un pilastro della basilica dall'altro sul campanile, ha specialmente risentito degli effetti del cedimento differenziale.

Nel 1902, in seguito al crollo del campanile di S. Marco, anche il campanile dei Frari - così come numerose altre strutture veneziane considerate a rischio - fu messo sotto controllo per esaminare il suo progressivo e continuo cedimento. Fu quindi deciso di intervenire sulle fondazioni, la cui inadeguatezza era ritenuta essere la principale causa dei cedimenti, allargandone la base di appoggio lungo il lato sotto pendenza.

L'intervento si conformò alla locale tecnica tradizionale di costipamento del terreno superficiale mediante l'infissione di pali in larice accostati (Francalancia J., 1980), di diametro 20 cm e lunghezza 3,80 m, con successivo getto di calcestruzzo di larghezza pari a 2,00 m, parallelamente al lato sud del campanile (Figura 2). Per favorire l'ingranamento fra la nuova gettata e lo zoccolo esistente, si decise di sagomare la pietra d'Istria del masso fondale a coda di rondine. Con l'occasione, si procedette al rinforzo della connessione strutturale tra il campanile e l'adiacente cappella. Il progetto originario prevedeva correttamente di estendere l'intervento di allargamento del masso fondale anche agli altri lati del campanile, ma in realtà esso non venne mai portato a termine.



Figura 1. Basilica e campanile dei Frari: dettaglio dalla vista di Venezia del '500 di Jacopo de' Barbari. Sulla destra del campanile, la cappella di S. Pietro.

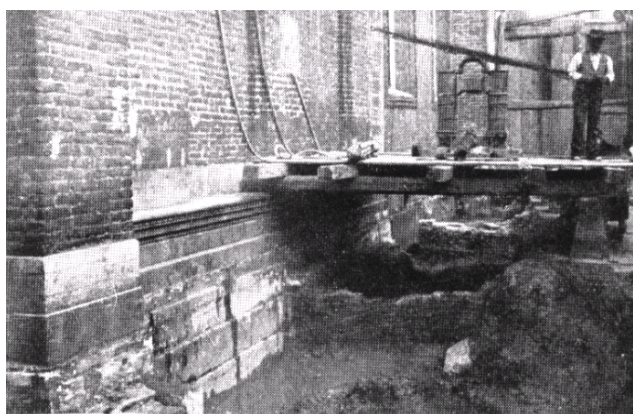


Figura 2. Immagine dell'intervento di consolidamento delle fondazioni del campanile del 1904.

2 INDAGINI E MONITORAGGIO STRUTTURALE

Nel 1990, in seguito ad un ampio studio sul comportamento dei campanili di Venezia, venne intrapresa un'apposita indagine diagnostica sul campanile dei Frari, comprendente rilievi fotogrammetrici, indagini geotecniche preliminari sul terreno di fondazione, prove soniche sulle catene metalliche, endoscopie e prove con

martinetto piatto sulle murature in elevazione. Venne anche avviato il monitoraggio mediante estensimetri delle principali fessurazioni e l'installazione di inclinometri all'interno della struttura per il rilievo di eventuali rotazioni del campanile. L'analisi di tali risultati rivelò una sostanziale stabilità della struttura muraria, nonostante l'inclinazione del campanile verso l'esterno.

Tuttavia, nel 2000 apparvero alcuni preoccupanti segnali di deterioramento strutturale: nuove fessurazioni (soprattutto nelle volte della cappella di S. Pietro), allargamento di aperture preesistenti (Figura 3a), caduta di frammenti di mattoni e intonaco dalle volte. Si decise di intervenire con urgenza sulle strutture più colpite tramite iniezioni di malta cementizia e di installare un telaio provvisorio in legno a sostegno all'arcone in pietra della navata sinistra, i cui conci dislocati fornivano chiari segnali di dissesto (Figura 3b).

Venne inoltre effettuata un'estesa livellazione di tutta l'area, per valutare l'evoluzione degli abbassamenti con riferimento ai rilievi del 1902: si poté così riscontrare come, a fronte di cedimenti della basilica compresi tra 10 e 20 mm, gli angoli del campanile si erano abbassati nello stesso periodo da un minimo di 49,8 mm ad un massimo di 92,3 mm (Lionello A. e Cavaggioni I., 2002). Unitamente quindi ad una velocità di incremento del cedimento differenziale medio tra campanile e basilica dell'ordine di 0,5-1,0 mm all'anno nell'ultimo secolo, si è visto come il campanile abbia anche invertito il suo verso di rotazione, rivolgendosi verso la basilica stessa. Tale circostanza ha trovato poi conferma dal confronto tra i due rilievi fotogrammetrici del 1995 e del 2000 e dalla livellazione topografica mensile eseguita tra il 2000 e il 2004 (Figura 4). Tra il 2001 e il 2003, un importante sistema di monitoraggio in continuo (Rossi P.P., 1997) con controllo in remoto dei movimenti del campanile è stato progressivamente messo in opera, comprendente tra l'altro un pendolo diretto munito di telecoordinometro, estensimetri a base lunga, fessurimetri, *strain-gauges* sulle catene metalliche e una sonda termometrica (Figura 5).

Parallelamente è stata effettuata una serie di misure mediante martinetto piatto dello stato tensionale delle strutture murarie del campanile e degli elementi adiacenti della basilica: alla base del campanile sono stati misurati livelli medi di compressione pari a 1,44 MPa sul paramento interno ed a 1,92 MPa su quello esterno. In sommità della colonna di appoggio dell'arcone in pietra, si sono invece rilevati valori fino a 3,20 MPa sul lato esterno (Lionello et al., 2004).

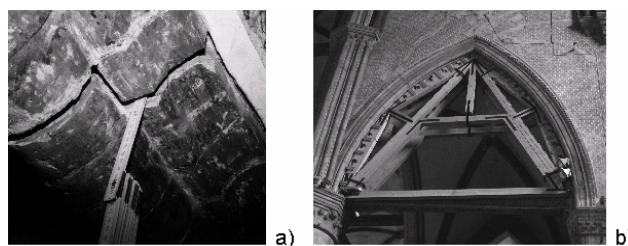


Figura 3. a) Fessurazioni sulle volte della cappella di S. Pietro. b) Telaio provvisorio di sostegno dell'arcone in pietra della navata sinistra della basilica, adiacente al campanile.

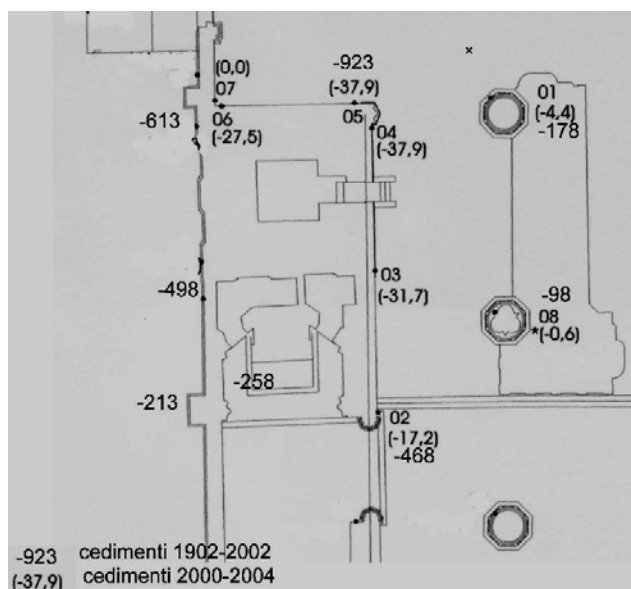


Figura 4. Cedimenti differenziali campanile-basilica (dati in decimi di millimetro).

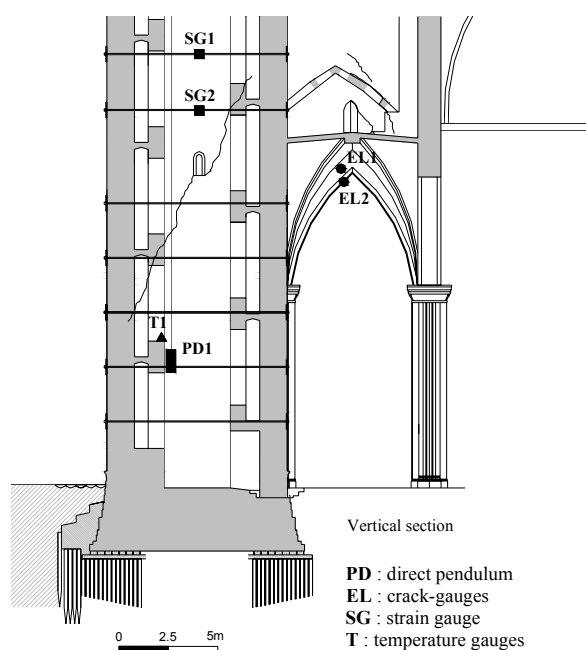


Figura 5. Disposizione degli strumenti per il rilievo automatico dei movimenti in elevazione del campanile (2003).

3 LA MODELLAZIONE STRUTTURALE

Un'analisi strutturale del campanile e degli elementi adiacenti è stata effettuata allo scopo di modellare l'attuale comportamento delle strutture murarie, seguendone l'effettiva evoluzione storica. La parte di struttura modellata, selezionata per semplificazioni successive, comprende il campanile e le parti adiacenti della basilica maggiormente interessate dall'interazione con il campanile stesso.

Si è deciso valutare la configurazione statica della struttura in diverse situazioni temporali, implementando

alcuni modelli in successione. I risultati di ciascuna analisi, in termini di cedimenti differenziali prodotti, sono stati quindi assunti come configurazione geometrica iniziale per il modello successivo, imponendo rotazioni e traslazioni alla base del campanile. In particolare, sono state prese in considerazione due fasi storiche: dopo la fine della costruzione del campanile (1450) e prima dell'intervento di consolidamento sulle sue fondazioni (1903). I risultati del modello finale, che rappresentano la situazione attuale, possono essere così discussi e confrontati con le evidenze sperimentali disponibili.

In tutte le simulazioni numeriche illustrate di seguito, l'unica condizione di carico è rappresentata dal peso proprio. I carichi trasmessi da alcune componenti non modellate della struttura reale sono stati applicati come forze esterne. Le proprietà meccaniche dei materiali sono state dedotte dalle prove effettuate sulle strutture murarie: un valore medio di densità pari a 2000 kg/m^3 e di modulo elastico pari a 3.300 MPa sono stati assegnati a tutti i materiali, considerati omogenei ed isotropi.

Tutte le analisi sono state condotte assumendo un comportamento linearmente elastico dei materiali, nonostante ciò rappresenti una forte limitazione in presenza dei considerevoli cedimenti differenziali in gioco. Per tenere in considerazione la non linearità geometrica e del materiale, è stato impiegato un processo iterativo per cui, ad ogni passo, viene assegnata una maggior deformabilità a quegli elementi che risultano soggetti ad un livello tensionale in eccesso rispetto all'assegnata resistenza del materiale. Tale strategia, iterata fino al raggiungimento di una distribuzione tensionale compatibile con le caratteristiche di resistenza del materiale, è stata infine confortata dal raggiungimento di concentrazioni tensionali nel modello proprio laddove nella realtà si manifestano evidenti fessurazioni (Figura 6).

Inizialmente, è stato implementato un modello numerico agli elementi finiti che tenesse in conto, oltre al campanile, anche un'ampia porzione della basilica e della cappella di S. Pietro (Figura 7a). Per snellezza computazionale, è stato infine adottato un modello "semplificato", comprendente 32.760 elementi *brick* per le murature, 1.400 *shell* per le volte e 360 *beam* per le catene (Figura 7b). La dimensione media degli elementi solidi è di 0,4 m per il campanile e di 0,5 m per le volte.

In Figura 8 si riportano i risultati della fase finale della modellazione, dal 1903 ad oggi, che riflette la tendenza all'inversione del moto di rotazione avvenuta nel XX secolo. Si osservi come fasce preferenziali di tensioni di compressione si localizzino all'interno del muro di tamponamento sopra l'arcone in pietra (Figura 8a). Sullo stesso muro, le elevate tensioni di trazione dovute ai cedimenti del campanile sono state ridotte mediante indebolimento del materiale e sono pertanto all'origine dello sviluppo delle fessurazioni e, forse, anche delle dislocazioni dei conci dell'arcone (Figura 8b). Le notevoli e disuniformi tensioni che si ritrovano al di sotto del capitello della colonna sono dovuti alla spinta orizzontale determinata dai movimenti del campanile. Infine, si ritrova una notevole concentrazione di tensioni di trazione in corrispondenza della piccola finestra aperta sul lato

ovest del campanile e prospiciente il transetto della basilica, proprio dove si è verificata la principale fessurazione, ampia fino a 15 mm.

Risultati più precisi potrebbero essere ottenuti introducendo una risposta non lineare del materiale. Tuttavia, si è ritenuto che la metodologia di modellare la sequenza storica delle vicende strutturali del campanile sia, in questo caso, cruciale per comprendere i fenomeni in atto. Si sono così potuti introdurre nelle analisi anche aspetti (quali la totale perdita di resistenza delle originali catene lignee, i vari interventi di ripristino e sostituzione dei materiali succedutisi nei secoli, l'inserimento in più fasi delle catene metalliche) che hanno dimostrato di avere grande influenza sull'esito finale.

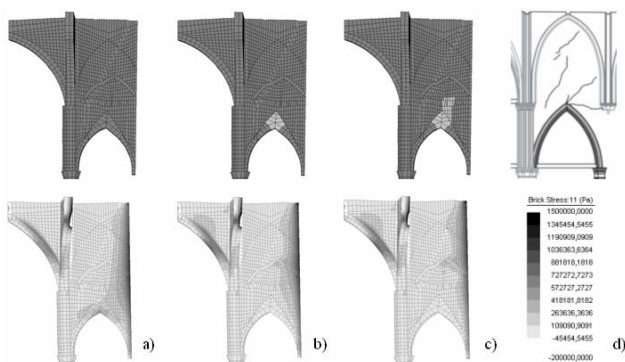


Figura 6. Indebolimento progressivo degli elementi tesi: da (a), dove tutti gli elementi hanno le stesse proprietà, attraverso (b) e (c), si raggiunge la configurazione finale (d).

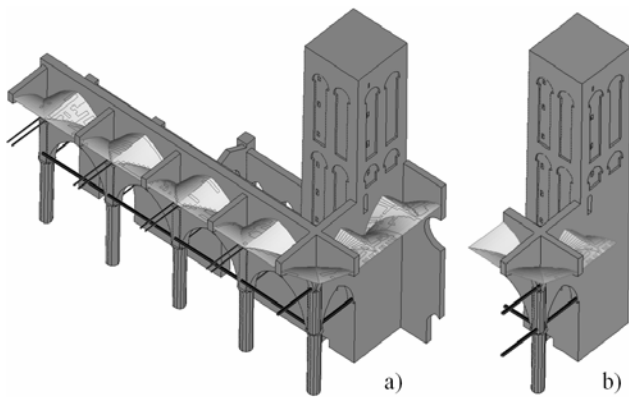


Figura 7. Modello FE (a) globale e (b) semplificato.

4 LE INDAGINI GEOTECNICHE

Nel 2003, unitamente all'implementazione del nuovo sistema di monitoraggio della struttura in elevazione, è stata avviata una dettagliata indagine geotecnica sui terreni di fondazione del campanile e sulle caratteristiche del masso fondale stesso (Lionello et al., 2004).

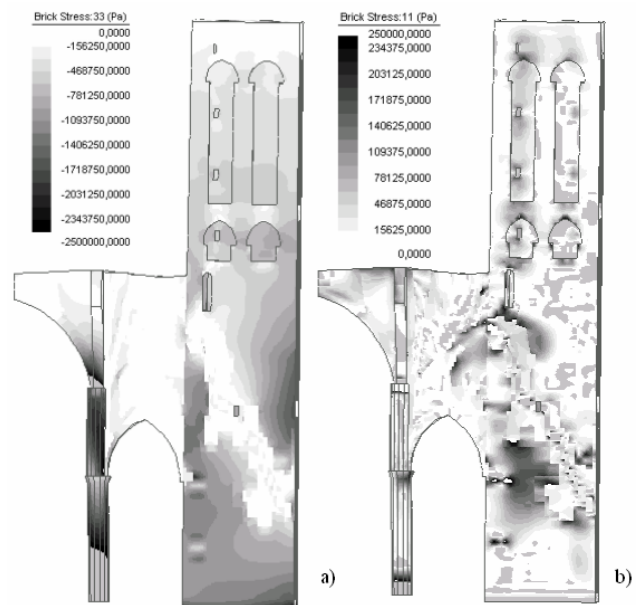


Figura 8. Risultati della fase finale della modellazione: a) tensioni principali di compressione; b) tensioni principali di trazione.

Un quadro complessivo delle indagini in sito eseguite è riportato nella planimetria dell'area di Figura 9 (sul lato esterno del campanile, prospiciente il Campo dei Frari, si è evidenziata la zona interessata dall'intervento di allargamento del masso fondale del 1904). Si noti come tutte le indagini siano contrassegnate da una lettera identificativa della fase temporale in cui sono state eseguite: si è infatti ritenuto, a partire dalla prima fase di caratterizzazione e definizione di un idoneo modello geotecnico, di approfondire le indagini dove fossero richieste informazioni più dettagliate (campo prove del 12/2003) ovvero di ripetere le prove più significative durante le varie fasi dell'intervento di consolidamento.

Le indagini in sito sono essenzialmente consistite in sondaggi verticali ed inclinati a carotaggio continuo (con prelievo di campioni indisturbati), fori inclinati esplorativi del masso di fondazione, prove penetrometriche statiche mediante piezocono e prove dilatometriche.

Sono state così individuate le seguenti unità stratigrafiche nel terreno di fondazione del campanile, tutte appartenenti ai depositi alluvionali recenti tipici della laguna veneta (Figura 10):

- Unità A, da p. c. a -3,2 m: riporto antropico.
- Unità B, da -3,0 m a -6,8 m circa: argilla limosa grigio scura, poco consistente, da normalconsolidata a leggermente sovraconsolidata, con presenza occasionale di materiale organico-torbooso e di conchiglie di dimensioni centimetriche. Verso il fondo dello strato, l'argilla limosa tende verso un limo, da argilloso a sabbioso, giallastro, ossidato e sovraconsolidato per essiccamento.
- Unità C, da -6,8 m a circa -14,50 m: sabbia grigia medio fine pulita, da addensata a molto addensata.
- Unità D, E e F: alternanze di argilla limosa e sabbia densa medio-fine, fino a -25,50 m.

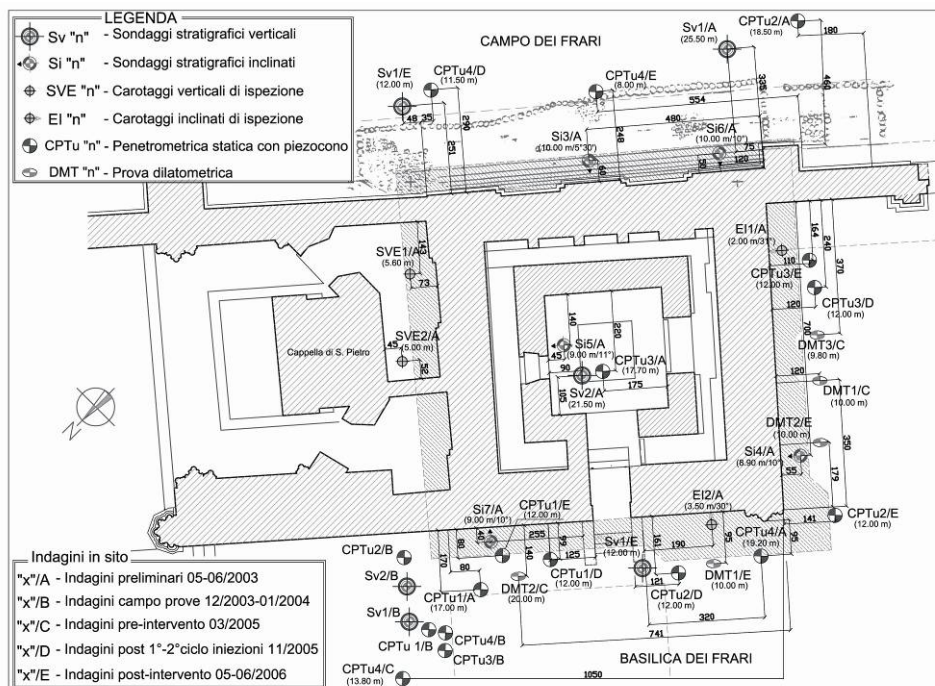


Figura 9. Planimetria del campanile dei Frari con indicazione delle indagini in sito effettuate nelle successive fasi d'intervento.

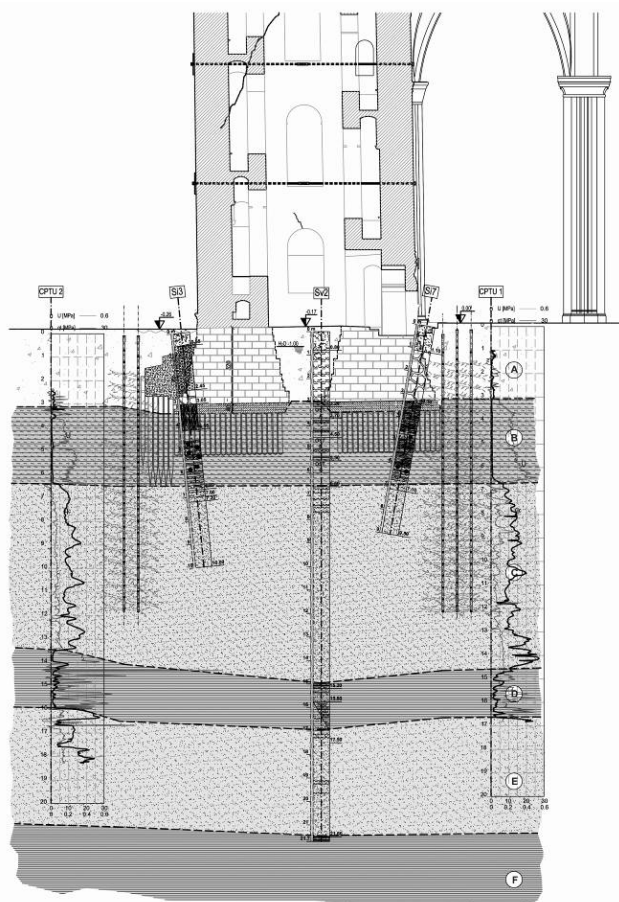


Figura 10. Sezione stratigrafica A-A' di Figura 11: si riconoscono le indagini in sito, le fondazioni, l'intervento del 1904 e le canne valvolate di iniezione del nuovo intervento.

Si notino la tipologia e la geometria delle fondazioni (Figura 10), così come emerse dalle indagini. Il masso fondale è composto da blocchi squadrati in pietra d'Istria, di spessore tra 20 e 40 cm, in ottimo stato di conservazione. Tra i blocchi sono state rinvenute tracce dell'originale malta di allettamento. Al di sotto, si trova un tavolato in larice di spessore 40-50 cm, di ripartizione e collegamento dei sottostanti, tipici, pali lignei di costipamento (Marchi et al., 2006), di lunghezza variabile tra 1,5 e 2,0 m, infissi accostati nello strato di argilla limosa poco consistente, senza riuscire a raggiungere lo strato di sabbia addensata.

Dalle evidenze in sito, in relazione ai movimenti della adiacente basilica, si è potuto stimare che il cedimento totale subito dal campanile dal momento della sua costruzione ad oggi è risultato dell'ordine di 60 cm, a fronte di un peso complessivo di 57 MN. Gli studi di capacità portante hanno evidenziato come la fondazione non sia in condizioni prossime al limite dell'equilibrio, anche valutando l'interazione tra il carico verticale ed il momento prodotto dalla pendenza del campanile.

L'attuale velocità di abbassamento - dopo più di 6 secoli dal termine della sua costruzione - non sembra compatibile con la stima, ancorché approssimata, del contributo di compressibilità secondaria in condizioni confinate. E' probabile che siano tuttora in evoluzione fenomeni plastici locali nel sottile strato di argilla limosa compreso tra la base dei pali e lo strato di sabbia sottostante: in presenza di pronunciati gradienti tensionali, si produrrebbe infatti un lento fenomeno di riutilizzo laterale a causa dell'insufficiente confinamento, ancorché a tensioni applicate costanti. Sono altresì possibili, anche se difficilmente quantificabili e tuttora oggetto di indagine, lenti fenomeni di degrado della palificata lignea.

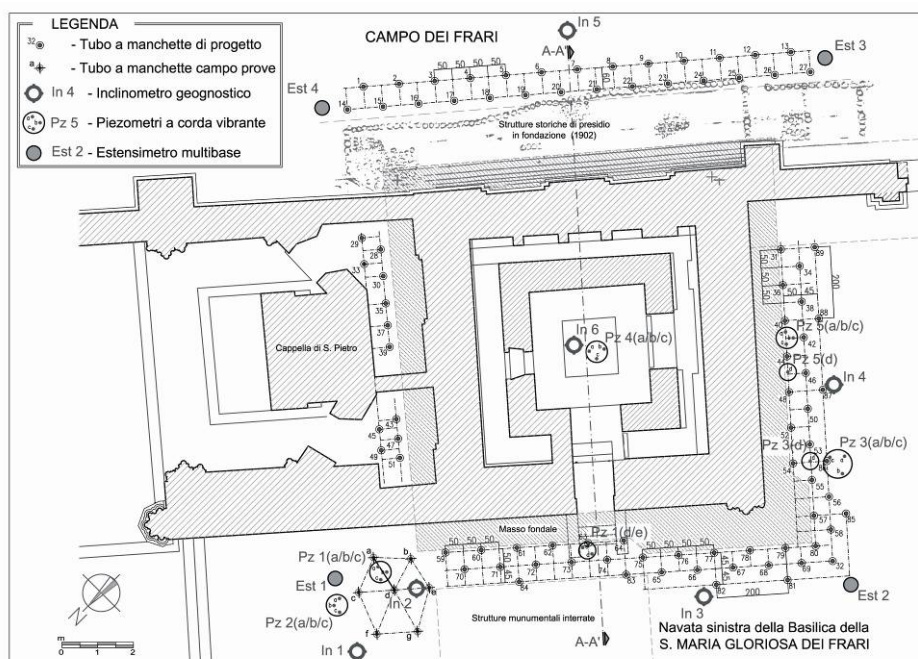


Figura 11. Planimetria con ubicazione dei punti di iniezione e della strumentazione di monitoraggio geotecnico.

5 L'INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Dai risultati dei dati sperimentali e delle simulazioni numeriche illustrate, è apparso evidente come il campanile non potesse subire ulteriori cedimenti differenziali senza recare serie conseguenze alle strutture della basilica. E' sorta così l'esigenza di intervenire con urgenza, ma anche con grande cautela, a livello delle fondazioni, con lo scopo di ridurre sostanzialmente la velocità di abbassamento – e di rotazione - del campanile.

L'intervento di consolidamento si è pertanto basato sui seguenti principi: 1) rendere compatibili gli spostamenti del campanile con quelli della basilica, limitando per quanto possibile i cedimenti differenziali; 2) salvaguardare l'integrità delle fondazioni originarie; 3) mantenere il più possibile inalterato l'attuale meccanismo di distribuzione tensionale nel sottosuolo; 4) consentire un intervento graduale e flessibile, modulabile in accordo ai risultati di un attento monitoraggio in corso d'opera. Si è infine deciso di intervenire direttamente sul terreno argilloso perimetrale al masso fondale del campanile, allo scopo di migliorarne le caratteristiche meccaniche, mediante una serie diffusa e ripetuta di iniezioni di malta cementizia, in condizioni particolarmente controllate. Considerata la natura a grana fine delle due unità stratigrafiche interessate (Unità B e C), tali iniezioni producono espansione e/o fratturazione del terreno nell'intorno delle canne valvolate di iniezione (metodologia tipo *soil fracturing*).

Tra il dicembre 2003 ed il gennaio 2004, si è preliminarmente provveduto all'esecuzione di un campo prove in vera grandezza, costituito da 7 canne valvolate in corrispondenza dell'angolo nord del campanile (Figura

11), che ha consentito di testare la composizione delle miscele e di ottimizzare la procedura esecutiva.

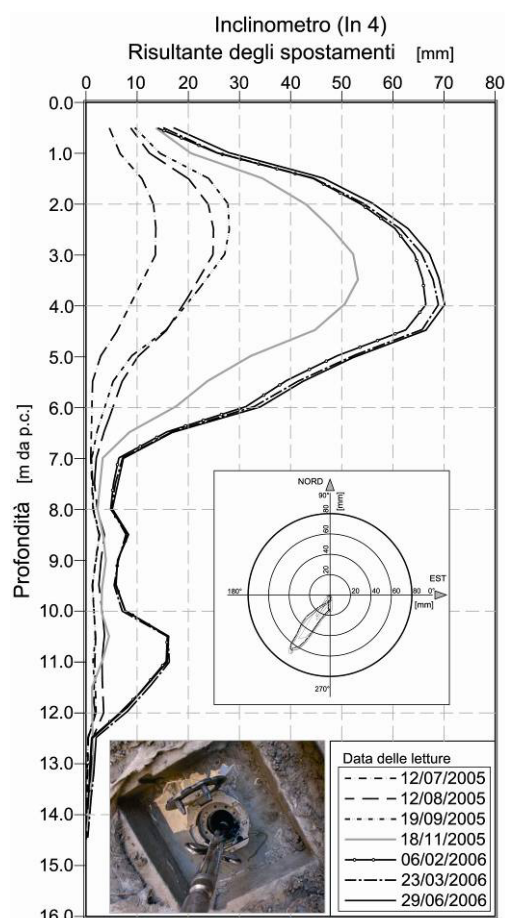


Figura 12. Spostamenti orizzontali del terreno registrati dall'inclinometro In4 durante l'intervento.

L'intervento è stato poi eseguito tra il marzo 2005 e il maggio 2006, attraverso l'installazione di 90 canne di iniezione, disposte su 2 o 3 file lungo il perimetro del masso fondale, in relazione ai vincoli geometrici ed ingombri locali ed alle esigenze di maggiore intensità di trattamento (Figura 11).

I tubi valvolati del tipo metallico, di lunghezza 12,00 m, diametro esterno 88,9 mm e spessore 12,5 mm, sono stati disposti a quinconce su file con interasse di 60 cm e passo su ogni fila di 50 cm; le valvole sono state collocate a distanza di 50 cm in numero complessivo di 21 per ogni tubo (Figura 10). L'adozione di canne metalliche è stata motivata anche dall'opportunità di fornire un ulteriore rinforzo al terreno perimetrale. La miscela iniettata, con portate intorno a 3-5 l/min e pressioni massime raggiunte nell'ultimo ciclo di iniezione di 5 bar in argilla e di 25 bar in sabbia, è stata di tipo quaternario: acqua, cemento pozzolanico, bentonite e filler calcareo, con impiego di additivi in varia misura.

L'intervento di idrofratturazione controllata è stato realizzato attraverso quattro cicli successivi di iniezioni, con fermo cantiere tra gli stessi, operando passo passo su due canne coordinate simmetricamente rispetto all'asse del campanile. La lavorazione, eseguita a partire dalle valvole inferiori, è stata condotta mediante gruppi di pompaggio separati e *packer* a doppio otturatore. Il trattamento è stato effettuato alle profondità comprese tra i -2 m e i -12 m dal piano campagna (Figura 10); per ogni ciclo ed ogni valvola sono stati iniettati nell'unità argillosa circa 20 litri di miscela cementizia, mentre nell'unità sabbiosa circa 14 litri, in accordo con le finalità di confinamento e rinforzo prevalentemente destinate allo strato di scarsa consistenza. Al termine dell'intervento, le lavorazioni hanno consentito di iniettare oltre 100 m³ complessivi di miscela.

6 IL MONITORAGGIO IN CORSO D'OPERA

Per il controllo in corso d'opera delle previsioni progettuali e l'affinamento dei relativi parametri di intervento, ruolo primario ha assunto il monitoraggio *just in time*, sia dei parametri di iniezione, sia della risposta diretta del sottosuolo e del campanile ("metodo osservazionale").

Il monitoraggio geotecnico è essenzialmente consistito nell'installazione di (Figura 11): n. 6 verticali piezometriche con n. 3 celle a corda vibrante ciascuna, infisse a pressione; n. 4 verticali estensimetriche multibase per la misura in continuo delle deformazioni verticali del terreno; n. 6 inclinometri biassiali per la misura degli spostamenti orizzontali. In aggiunta, per tenere sotto controllo i movimenti del campanile e delle strutture adiacenti, sono state effettuate livellazioni topografiche di precisione con cadenza settimanale.

Infine, come già ricordato (Figura 9), sono stati effettuati sondaggi a carotaggio continuo e prove geotecniche in sito (penetrometriche e dilatometriche) in diverse fasi dell'intervento: successivamente al campo prove, dopo l'esecuzione dei primi due cicli di iniezione e al termine dell'intervento, nel maggio 2006.

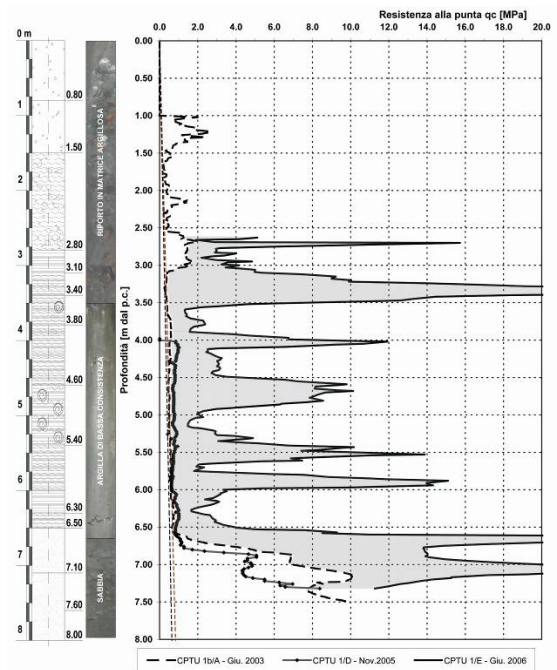


Figura 13. Confronto della resistenza penetrometrica alla punta da prove con piezocono eseguite in varie fasi dell'intervento.



Figura 14. Evidenze della presenza di lame di miscela cementizia nei campioni di terreno estratti durante il corso dei sondaggi post intervento.

La marcata non linearità tra incremento di rigidità del terreno migliorato e progressiva intensità di trattamento (attestata al termine dell'intervento su valori in volume pari al 12-14% nell'Unità B e al 8-10% nell'Unità C), è facilmente riscontrabile dall'andamento nel tempo della risultante degli spostamenti orizzontali registrati dalle guide inclinometriche. La verticale inclinometrica In4 (Figura 12), collocata sul lato sud-ovest del campanile, evidenzia una chiara direzione di movimento orizzontale verso l'esterno, in risposta alle sollecitazioni del trattamento effettuato tra il masso di fondazione e l'inclinometro stesso. Si osservi come, dopo i primi due cicli di iniezione, fino al novembre 2005, gli spostamenti presentino valori di oltre 50 mm, mentre nei successivi periodi di lavorazione legati agli ultimi due cicli, si siano registrati valori di spostamento limitati a 15-20 mm.

Per quanto concerne i risultati conseguiti in termini di incremento di resistenza e di rigidità del solo terreno argilloso trattato, è possibile sovrapporre gli andamenti della resistenza penetrometrica di punta (Figura 13) e del modulo dilatometrico, dalle prove in sito effettuate nelle varie fasi dell'intervento. Si noti ancora come gli incrementi più consistenti si verifichino in corrispondenza dei cicli finali di iniezione, con andamento piuttosto variabile, in conseguenza della presenza delle lame di miscela cementizia, che si sono venute via via formando.

La presenza diffusa di tali lame, di spessore compreso tra valori inferiori al mm fino a circa 3 mm, è stata chiaramente individuata anche nel corso delle ispezioni dirette del terreno consolidato, eseguite dopo l'intervento mediante sondaggi a carotaggio continuo con prelievo di campioni indisturbati (Figura 14). La direzione prevalente delle lamelle è risultata sub-verticale, in direzione ortogonale alla tensione principale minima.

Infine, a testimonianza della risposta della struttura in elevazione, in Figura 15a e 15b si riportano i rilievi degli estensimetri di monitoraggio della fessurazione principale presente tra i conci dell'arcone in pietra e del pendolo diretto collocato all'interno del campanile. Dopo i primi due cicli di iniezione, è stata osservata una progressiva apertura dei giunti tra i conci sino a valori complessivi di $1.0 \div 1.5$ mm; contemporaneamente, il pendolo ha registrato uno spostamento complessivo del campanile di circa 5 mm verso la navata centrale e di 6.5 mm verso l'abside. A partire dal marzo 2006, si può osservare una stabilizzazione dei fenomeni deformativi del campanile.

7 CONCLUSIONI

Dai risultati del complesso sistema di monitoraggio posto in opera, qui riportati solo in forma parziale, risulta come l'intervento di consolidamento mediante iniezioni nel terreno di fondazione sembri aver raggiunto tutti gli scopi prefissi, a fronte di effetti strutturali molto limitati. Il continuo rilievo nel tempo dei lenti movimenti del campanile e della basilica potrà confermare la sostanziale riduzione dei cedimenti differenziali.

BIBLIOGRAFIA

- Francalancia J., 1980. *Le fondazioni nella città di Venezia*. Atti XIV Conv. Naz. di Geotecnica, Firenze 1980.
- Marchi M., Gottardi G., Lionello A., 2006. *Sulle fondazioni dei campanili di Venezia*, Atti V Convegno Nazionale dei Ricercatori di Ingegneria Geotecnica, Bari 2006, Vol. 1, pp. 177-192.
- Lionello A., Cavaggioni I., 2002. *Il monitoraggio del Campanile di S. Maria dei Frari a Venezia tra conoscenza e conservazione*. ANAGH 33, Milano.
- Lionello A., Cavaggioni I., Rossi P.P., Rossi C., Modena C., Casarin F., Marchi G., Gottardi G., Ragazzini A., 2004. *Preliminary investigation and monitoring for the design of a strengthening intervention of the Frari basilica, Venice*. 4th Int. Seminar on Struct. Analysis of

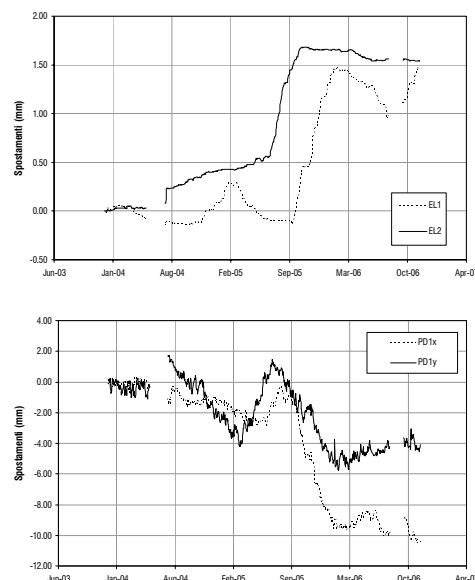


Figura 15. Andamento nel tempo di: a) temperatura e movimenti dell'arcone in pietra; c) pendolo diretto interno al campanile.

Hist. Constr. (SAHC), Padova 2004, pp. 1323-1333.
 Rossi P.P., 1997. *The importance of monitoring for structural analysis of monumental buildings*. Keynote lecture, International Colloquium IABSE, Bergamo.

ABSTRACT

MONITORING OF THE STRENGTHENING INTERVENTION ON THE FOUNDATION SOIL OF THE FRARI BELL TOWER IN VENICE

Keywords: foundations, towers, structural modelling, monitoring, soil fracturing.

The gothic style basilica of *S. Maria Gloriosa dei Frari* was built in Venice between 14th and 15th century. Since the end of its construction, the building suffered because of structural deterioration mainly due to the substantial settlements affecting the adjacent 65 m tall bell tower. At the end of the 19th and at the beginning of the 20th century, following the increasing sinking and leaning of the bell tower, several major repair interventions were undertaken, however without stopping all related problems. In the recent years, it appeared evident that, in order to prevent further detrimental differential settlements, it was urgently needed to operate on the foundation soil of the bell tower.

This paper presents the main results of the comprehensive experimental and numerical studies carried out first to assess the safety conditions of the structures and then to design and calibrate the strengthening intervention of the soft silty clay, via carefully controlled and repeated injections of a cement-bentonite mixture. Extensive and accurate just-in-time monitoring during all phases of the intervention provided continuous feedback, leading to very good results in terms of mechanical characteristics of reinforced soil, structural effects and reduced differential settlements.