



**UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA**  
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE  
CORSO DI LAUREA A CICLO UNICO IN INGEGNERIA EDILE-ARCHITETTURA

**Tesi di Laurea in  
Geotecnica e Restauro**

**TECNICHE DI CONSOLIDAMENTO DELLE OPERE DI  
FONDAZIONE A VENEZIA: STATO DELL'ARTE E  
APPLICAZIONI**

*Relatore: Prof. Ing. Marco Favaretti*  
*Correlatori: Prof. Ing. Maria Rosa Valluzzi*  
*Prof. Arch. Andrea Giordano*  
*Prof. Ing. Giampaolo Cortellazzo*

*Laureanda: Camilla Librici*

ANNO ACCADEMICO 2014-2015



A mia madre e Paolo,  
che mi hanno sempre motivata  
e incoraggiata.

A Stefano,  
che mi è sempre stato vicino,  
anche nei momenti di difficoltà.



## RIASSUNTO

Restaurare significa conservare, ossia porre in atto quelle opere e manutenzioni tali da permettere che un bene immateriale sia fruibile anche alle generazioni future. Trattandosi di Venezia si può a buon diritto parlare di opera d'arte: con i suoi palazzi storici e la sua particolare forma costruttiva, è un gioiello unico al mondo da tutelare e salvaguardare.

Nei secoli la città ha saputo adattarsi al meglio ad ogni cambiamento socio-economico della sua popolazione, conformandosi in maniera elastica anche alle variazioni dell'imprevedibile sottosuolo lagunare. Tuttavia oggi è sufficiente passeggiare per le *calli* della città antica per poter osservare di persona questi edifici un po' sgangherati e sbilenchi, pieni di crepe e fratture spesso di entità notevole.

Le variazioni del regime dei suoli, in unione ad opere di fondazione spesso disomogenee anche all'interno dello medesimo fabbricato e con l'acqua in circolo nei canali e nei *rii*, hanno portato gli edifici storici a sviluppare insufficienze fondazionali di vario genere, legate soprattutto al manifestarsi di cedimenti verticali della base d'imposta delle opere di fondazione. I degradi e conseguenti dissesti meccanici dei materiali costituenti hanno implicato l'aggravarsi di queste manifestazioni critiche, culminando in taluni casi in crolli parziali e/o totali degli edifici.

La lettura delle sintomatologie *in situ*, ed in particolare del quadro fessurativo, è il primo passo per predisporre un intervento di consolidamento adeguato, ricorrendo alla tecnica più consona allo specifico caso in analisi nell'ottica di rendere il restauro minimamente invasivo e duraturo.

L'analisi teorica dell'argomento, viene completata nella seguente trattazione, con un'applicazione ad un caso studio specifico, il Fondaco dei Tedeschi, un palazzo storico veneziano affacciato sul Canal Grande che sarà oggetto di un'imponente campagna di restauro conservativo. Infine, con l'obiettivo di completare il panorama delle soluzioni possibili, vengono proposti degli esempi di interventi di consolidamento fondazionale realizzati a Venezia negli ultimi 15 anni, raccolti attraverso delle schedature tecniche appositamente elaborate.



# Indice

INTRODUZIONE	p. 11
<b>Capitolo 1. Tecnologie fondazionali esistenti a Venezia: storia, caratteri ed esempi</b>	p. 13
1.1 Storia di una pratica costruttiva	p. 13
1.1.1. Fondazioni dirette	p. 15
1.1.2. Battipalo e palificate lignee	p. 16
1.2 Fondazioni a Venezia	p. 21
1.2.1 Fondazioni superficiali	p. 21
1.2.2 Fondazioni profonde	p. 24
1.2.3 Altre tipologie specifiche	p. 27
<b>Capitolo 2. Il sottosuolo veneziano e le sue caratteristiche</b>	p. 31
2.1 Cenni di storia geologica di formazione del suolo veneziano	p. 32
2.2 Caratteristiche del sottosuolo	p. 33
2.3 Eustatismo e subsidenza	p. 35
2.4 Parametri geotecnici	p. 38
2.4.1 Parametri di deformabilità dei terreni	p. 40
<b>Capitolo 3. Criticità specifiche legate al comportamento delle fondazioni</b>	p. 45
3.1 Tipologie comuni di danno	p. 45
3.1.1 Danni connessi al comportamento del sottosuolo	p. 46
3.1.2 Presenza delle acque lagunari	p. 53
3.1.3 Altre cause di degrado	p. 56
3.2 Diagnosi e interpretazione delle forme del dissesto	p. 58
3.2.1 La conoscenza del manufatto	p. 58
3.2.2 Analisi visiva e indagini strumentali	p. 59
3.2.3 Abachi delle forme di dissesto	p. 60
3.2.4 Documentazione fotografica del degrado connesso a insufficienze fondazionali	p. 65
<b>Capitolo 4. Comportamento geotecnico delle opere di fondazione</b>	p. 69
4.1 Carico limite per fondazioni dirette	p. 69
4.2 Carico limite per fondazioni profonde	p. 76
4.3 Cedimenti del piano di posa	p. 79
4.3.1 Cedimenti in terreni coesivi	p. 82
4.3.2 Cedimenti in terreni non coesivi	p. 83
4.3.3 Cedimenti di fondazioni su pali	p. 84
4.4 Interazione terreno e struttura di fondazione	p. 85
4.4.1 Pressione di contatto e il modello alla Winkler	p. 86
<b>Capitolo 5. Soluzioni progettuali per il recupero delle fondazioni a Venezia</b>	p. 89

5.1 Concetti base sul consolidamento fondazionale	p. 89
5.2 Tecniche tradizionali di intervento	p. 90
5.3 I criteri di un buon intervento	p. 92
5.4 Principali soluzioni attualmente in uso	p. 94
5.4.1 Cordolo in calcestruzzo armato	p. 95
5.4.2 Scuci-cuci	p. 97
5.4.3 Nuova palificata	p. 98
5.4.4 Allargamento del piede fondale	p. 99
5.4.5 Iniezioni di miscele leganti	p. 102
5.4.6 Intonaci armati e ristilatura dei giunti	p. 103
5.4.7 Consolidamento del terreno	p. 104
<b>Capitolo 6. Caso studio applicativo: il Fondaco dei Tedeschi</b>	p. 107
6.1 Premessa	p. 107
6.1.1 Inquadramento dell'edificio	p. 107
6.1.2 Rilievo geometrico e fotografico	p. 108
6.1.3 Breve storia dell'edificio	p. 110
6.1.4 Il progetto architettonico	p. 117
6.1.5 Rilievo degli elementi di pregio storico-artistico	p. 120
6.1.6 Rilievo dello stato di danno, dissesto e degrado	p. 121
6.2 Analisi dei carichi	p. 122
6.3 Modello geotecnico	p. 126
6.3.1 Pianificazione delle indagini	p. 126
6.3.2 Stratigrafia	p. 127
6.3.3 Prove SPT	p. 131
6.3.4 Prove CPTU	p. 135
6.3.5 Ispezioni fondali	p. 139
6.3.6 Analisi sui campioni	p. 140
6.3.7 Prova di consolidazione edometrica	p. 142
6.3.8 Prova di compressione con espansione laterale libera (ELL)	p. 145
6.4 Sismicità del sito	p. 146
6.4.1 Categorie di sottosuolo e topografiche	p. 146
6.4.2 Liquefazione dei terreni	p. 148
6.5 Fondazioni esistenti: calcolo del carico limite e dei cedimenti	p. 149
6.5.1 Verifica delle fondazioni esistenti secondo NTC2008	p. 155
6.5.2 Calcolo dei cedimenti per le fondazioni esistenti sottoposte all'incremento dei carichi dello stato di progetto	p. 161
6.6 Progetto di un intervento di consolidamento	p. 168
6.6.1 Platea su U-Boot Beton®	p. 168
6.6.2 Calcolo e verifica della vasca di depurazione	p. 171



6.6.3	Verifica delle nuove fondazioni secondo NTC2008	p. 177
6.6.4	Calcolo dei cedimenti della nuova fondazione	p. 182
6.7	Elaborazione di un modello ad elementi finiti	p. 184
6.7.1	Modellazione della corte con Straus7	p. 184
6.7.2	Lettura dei risultati	p. 187
<b>Capitolo 7.</b>	<b>Schedatura e classificazione di una casistica di interventi</b>	p. 193
7.1	L'elaborazione di una scheda di classificazione	p. 193
7.2	Case Histories di interventi di consolidamento fondazionale eseguiti a Venezia	p. 198
7.2.1	Le fonti dei dati	p. 199
7.2.2	Considerazioni conclusive sui casi raccolti	p. 200
<b>Appendice A_</b>	<b>Schedature di interventi di consolidamento delle fondazioni a Venezia</b>	p. 203
<b>Appendice B_</b>	<b>Tavole grafiche: il Fondaco dei Tedeschi</b>	p. 269
<b>Appendice C_</b>	<b>CTR Venezia "Città antica"</b>	p. 271
<b>CONCLUSIONI</b>		p. 273
<b>RINGRAZIAMENTI</b>		p. 275
<b>RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI</b>		p. 277
<b>RIFERIMENTI NORMATIVI</b>		p. 283



## Introduzione

Venezia è una città piena di fascino e storia, che nei secoli ha saputo adattarsi flessibilmente alle evoluzioni culturali e sociali dei suoi abitanti, assumendo nuove configurazioni e dinamici equilibri. Tuttavia la delicata composizione strutturale dei suoi edifici, va oggi salvaguardata con l'obiettivo di preservarla e garantirne la fruizione anche in futuro.

La stabilità delle fabbriche veneziane, infatti, appare spesso compromessa a causa di molteplici fattori, legati soprattutto all'aggressività del contesto lagunare, ma anche all'azione dell'uomo. La maggior parte delle condizioni di degrado e dissesto, sono dovute nello specifico ad insufficienze fondazionali, provocate dal deterioramento dei materiali costituenti o dal volubile comportamento del sottosuolo di natura limo-argillosa.

La seguente trattazione è finalizzata allo studio delle opere di fondazione a Venezia, della loro tradizione costruttiva, delle diverse tipologie presenti e delle principali tecniche di consolidamento attualmente in uso.

L'analisi delle tradizionali forme storiche è la base di partenza per entrare a conoscenza del soggetto dell'intervento; le fondazioni a Venezia possono infatti essere di diversa tipologia: dirette in pietra squadrata al di sotto dei muri di spina o profonde su palificate lignee se contro canale, con declinazioni specifiche nel caso di edifici svettanti come torri e campanili.

Alla luce di tale categorizzazione si procede con l'individuazione delle principali caratteristiche del sottosuolo su cui s'impostano. Si tratta di un terreno stratificato di natura argillosa con la presenza di lenti sabbiose al crescere della profondità, di scarsa portanza e in continua evoluzione a causa dei lavori di scavo che vengono oggi allestiti e delle acque in circolazione nei canali. Si aggiunge a ciò, la presenza di due fenomeni geologici rilevanti, subsidenza ed eustatismo, che a Venezia diventano particolarmente critici poiché negli anni hanno portato ad un progressivo incremento del fenomeno dell'acqua alta, con rovinose ripercussioni sugli edifici e sugli abitanti della città.

Le principali problematiche che interessano quindi le opere di fondazione inserite in un contesto geotecnico così specifico, sono i cedimenti connessi al consolidamento degli strati argillosi ma anche alle variazioni dello stato tensionale del sottosuolo. A tale primaria criticità se ne affiancano numerose altre, legate soprattutto alla presenza di acque salmastre in circolazione, che con la loro duplice azione chimica e meccanica, alterano in maniera spesso assai gravosa lo stato di conservazione delle fondazioni degli edifici.

Prima però di affrontare un progetto di consolidamento è essenziale riconoscere, tramite indagini visive o strumentali, le cause del dissesto, per poter poi prevedere un intervento di restauro efficace e duraturo. L'interpretazione dello stato di degrado di un edificio si articola in diversi livelli, primo tra tutti l'indagine visiva; lo studio del quadro fessurativo che caratterizza i prospetti di un dato fabbricato è il primo importante presupposto per

l'individuazione dei cinematismi in atto e permette di scegliere come distribuire e pianificare in un secondo momento le diverse indagini strumentali a disposizione.

Tali premesse teoriche, costituiscono la base per l'applicazione di un progetto di consolidamento ad un caso reale: il *Fontego dei Tedeschi*. Questo palazzo storico veneziano, affacciato sul Canal Grande in prossimità del ponte di Rialto, sarà oggetto di un esteso intervento di restauro architettonico in copertura, che ne renderà fruibile anche l'ultimo livello con l'introduzione di una sala collettiva al di sopra del vuoto centrale della corte. L'incremento dei carichi che caratterizzerà il nuovo edificio, renderà necessario un intervento di consolidamento dell'apparato di fondazioni al di sotto della corte centrale, la cui soluzione geotecnica andrà studiata in dettaglio, in particolare per quanto riguarda le verifiche di sicurezza con il metodo semiprobabilistico agli stati limite e il calcolo dei cedimenti indotti. L'obiettivo del caso studio, è quello di evidenziare l'iter progettuale che, partendo dall'esecuzione di prove *in situ* e laboratorio, permette l'elaborazione di un modello geotecnico del sottosuolo su cui impostare l'intervento di restauro integrativo della struttura esistente. Ancora una volta viene evidenziata l'importanza dell'analisi storica delle evoluzioni del fabbricato, in particolare a Venezia, dove i fenomeni di consolidamento del terreno a causa degli incrementi di carico assumono carattere rilevante.

Tornando infine ad un panorama più generale, la trattazione si conclude con una raccolta di interventi realmente eseguiti, finalizzata alla comparazione delle tecniche più comunemente adottate negli interventi fondazionali. L'organizzazione del materiale avviene attraverso una schedatura che permette di individuare le principali cause e caratteristiche di un dato caso di consolidamento tramite la compilazione di 5 sezioni.

L'obiettivo di questo percorso in sette capitoli, è quindi quello di offrire una quanto più esaustiva trattazione in tema geotecnico e di restauro dell'esistente, sulle opere di fondazione di edifici storici veneziani, evidenziandone i sistemi costruttivi, le principali criticità ed infine i metodi di consolidamento più diffusi al giorno d'oggi, nella consapevolezza che oggi caso in esame è specifico ed esige lo studio di soluzioni *ad hoc* piuttosto che l'applicazione di metodi universali.

# Capitolo 1

## Tecnologie fondazionali a Venezia: storia, caratteri ed esempi

Considerata la specificità del contesto geotecnico oggetto di studio, è innanzitutto opportuno procedere con un'adeguata e approfondita analisi delle tecnologie costruttive delle fondazioni rinvenibili oggi a Venezia. Per i problemi connessi alla presenza dell'acqua e all'inconsistenza degli strati superficiali di terreno costituiti da argille fortemente comprimibili, la tradizione progettuale a Venezia ha dovuto di necessità adeguarsi ad un contesto così peculiare, elaborando soluzioni progettuali assolutamente originali.

La tecnica ha subito nei secoli una sostanziale evoluzione per adattarsi alle necessità del restauro strutturale, nell'ottica di salvaguardare e tramandare al futuro un'eredità storica unica e irripetibile come il centro antico di Venezia. Infatti la stragrande maggioranza degli interventi eseguiti al giorno d'oggi è mirata al recupero conservativo dell'esistente, piuttosto che alla progettazione del nuovo in contesto urbano già così fortemente costruito; necessariamente ogni intervento deve essere ideato perché sia quindi minimamente invasivo, compatibile ma soprattutto duraturo.

### 1.1 Storia di una pratica costruttiva

Si ritiene indispensabile iniziare la trattazione storica con un'analisi quanto più esaustiva delle maestranze tradizionali, seguendo il percorso evolutivo che ha portato dalle antichissime palificazioni alle moderne tecniche costruttive utilizzate dall'ingegneria odierna, gettando i presupposti per uno studio comparativo tra le varie modalità di intervento oggi disponibili al progettista strutturale.

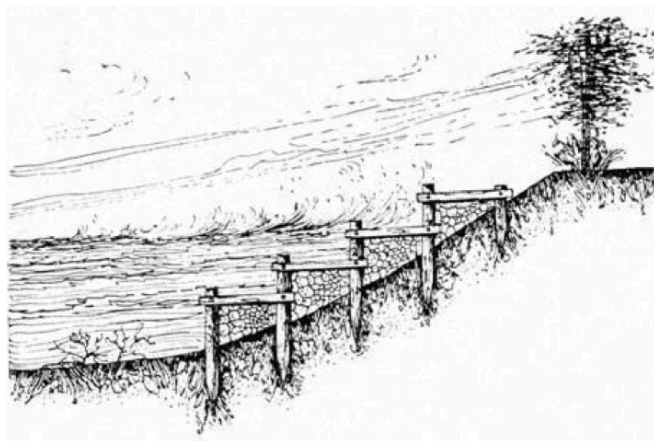
I condizionamenti, derivanti dal contesto non sempre idoneo all'edificazione, hanno nei secoli condizionato le pratiche edilizie sia in termini di tecniche costruttive che di soluzioni statico-progettuali dell'architettura.

In estrema sintesi, in termini tecnologici, l'elemento su cui si va a lavorare è una struttura a pochi livelli, con comportamento rigido, progettata in modo che l'edificio in elevazione possa muoversi contestualmente alle sue fondazioni con una minima trasmissione di carico alle stesse. In alzato di norma è costruita con materiali resistenti a compressione (come pietra e mattoni), mentre le strutture orizzontali sono in legno per avere una maggiore resistenza a trazione ed allo stesso tempo minimizzare il peso trasmesso in fondazione tramite l'utilizzo di materiali dal ridotto peso specifico.

Le testimonianze delle prime soluzioni adottate sono scarse e lacunose, quasi inesistenti fino al VI sec. d.C., salvo casi isolati relativi ad opere di grande importanza. Le prime e più antiche tecnologie edificatorie, erano prevalentemente finalizzate alla stabilizzazione delle

*fondamente*, ossia dei camminamenti lungo i canali. Venivano realizzate tramite palificate lignee foderate di reti di vimini e riempite di materiali drenanti di vario genere.<sup>1</sup>

Queste tecniche antiche fanno parte della prima fase costruttiva della città storica, quando era necessario drenare porzioni di terra lagunare da successivamente adibire alla costruzione di un edificato vero e proprio.



**Fig.1.1** Arginamento lagunare antico, tratto da Miozzi E., *Venezia nei secoli – La città*. Venezia, 1957

Il periodo storico tuttavia più significativo e di cui ci sia pervenuta una più estesa documentazione è quello rinascimentale, di massimo sviluppo e potenza della Repubblica della Serenissima, quando grande impulso venne dato alla costruzione di un nuovo tessuto urbano nella città di Venezia.

In particolare l'analisi di alcuni edifici ascrivibili al periodo compreso tra il XVI e il XVIII secolo, permette di identificare due tipologie costruttive ricorrenti, che ancora oggi sono rinvenibili negli edifici storici a Venezia:<sup>2</sup>

- le fondazioni dirette
- le palificate lignee

A queste vanno aggiunte altre tipologie specifiche adottate nella costruzione di edifici dalla struttura peculiare, come ad esempio torri e campanili.

Andremo ora ad analizzare in dettaglio le due diverse soluzioni progettuali, la loro tradizione storica, le loro diverse applicazioni e alcuni esempi significativi del loro utilizzo.

---

<sup>1</sup> Colleselli F., Donelli P., *Le "fondamente" di Venezia: evoluzione storica, cause di dissesto e metodi di risanamento* in AGI, XIV Convegno Nazionale di Geotecnica, Firenze, vol.I, 1980

<sup>2</sup> Gianighian G., *Appunti per una storia del cantiere a Venezia (secoli XVI-XVIII)* in *Le arti edili a Venezia*, Caniato G., Dal Borgo M., EdilStampa, Roma, 1990

### 1.1.1 Fondazioni dirette

Le fondazioni dirette rinvenibili a Venezia sono assimilabili alle moderne travi rovesce di calcestruzzo armato, con la differenza che i materiali utilizzati nella loro costruzione erano il laterizio, la pietra d'Istria e tavolato ligneo per la base d'imposta.

Dall'analisi di alcune documentazioni risalenti al XVI secolo, si sono ricavate delle informazioni su alcune abitazioni del complesso eretto dalla Scuola Grande di San Rocco, progettate dallo Scarpagnino nel 1534. Tali testimonianze rappresentano un esempio essenziale per la comprensione della struttura fondazionale tipica dell'epoca.

In un documento relativo al progetto dello stesso architetto si evidenzia l'importanza del progetto strutturale, da eseguirsi “[...] *fazendo a tutte ditte fabriche le sue fondamente bene afondate sopra el bono tereno con i suoi madieri overo ponti di larexe per longo e per tresso sul fondi di esse fondamente, e large in fondi piedi<sup>3</sup> quatro e più e manco secondo la natura e bontà del terreno et grose in zima ditte fondamente pierre do e meza quelle di fora via et in le tresse da dentro via grosse in zima pierre do; sopra ditte fondamente far le muralgie tutte che vano di fora vi grose de una piera e meza fina alla prima travamenta; da li in su tute dite muragie et tresse de dentro via siano de una piera solla [...]*”<sup>4</sup>

Già da questo sintetico scritto si delinea la semplicità tipologica della struttura di fondazione di tipo superficiale, costituita da un ispessimento del profilo murario, realizzato attraverso un doppio tavolato ligneo incrociato alla base, su cui s'innestava superiormente il dado di fondazione e la muratura in alzato. Dimensionalmente la struttura presentava una larghezza alla base di quattro piedi che via via si restringeva salendo verso il paramento murario sovrastante. Proprio per la loro rapidità costruttiva furono la tecnica principale a cui si fece ricorso nella costruzione degli edifici storici nella città antica.

Altre testimonianze della scuola Grande di San Rocco recitano: “ *Così sopra uno capo chome da l'altro, le sue fondamente maistre di le face et testa hano ad esservi di alteza de piedi sei et di largecca in fondi di piedi cinque, chon li suoi maieri et ponti di larexe sotto dopii et in cima piedi doi. Item tutte le tresse de dentro si quelle che chiude le chaxe come le altre, queste siano d'alteca de piedi cinque et mezo et siano large in fondi pierre cinque et in cima pierre doi, qual tute fondamente sotto li sui maieri dopii di larixe uno per longo et uno per tresso et siano segatti longi tanto che siano meso pè de più dele fondamente, qual siano fatte de bone pierre vecchie et non vi sia posto ruinaci et impastatte con cona chalcina padoana et tera da savon et non de purgo et sia impastata grassa. Talchè siavi lavorate a malta ritratta a*

---

<sup>3</sup> Il piede veneziano è pari a 34,77 cm. Sul sistema di misura della Repubblica di Venezia cfr. Martini A., *Manuale di metrologia*, Torino, 1883

<sup>4</sup> A.S.V. Scuola Grande di San Rocco, II consegna, b. 46, c.27 da Caniato G., Dal Borgo, M., *Le arti edili a Venezia*, Roma, 1990

*satifation de sue magnificence et a iuditio del protho*".<sup>5</sup>

La *tera da savon* è un'argilla impermeabile che veniva usata per colmare il retro della struttura di fondazione e permetteva di saturare lo scavo eseguito e contemporaneamente fornire un adeguato presidio contro l'ingresso indesiderato delle acque di canale.

Anche l'evidenza pratica dell'applicazione di tale soluzione costruttiva è assai antica. Se ne trovano riferimenti di cantiere già a fine Cinquecento, quando l'architetto Zamberlan, proto dell'Arsenale di Venezia, propose per il restauro conservativo di Palazzo Ducale di utilizzare quello che lui chiamava *calcistruccio* che altro non era che il nostro moderno calcestruzzo, composto di ghiaia e calce.

“ *Ricordo alle V.S.III, l'incamisare con le muraglie, che gli antichi chiamavano muri di mastico, quali erano fatti di sola calcina et giara insieme impastatati, et poi tra le casse mobili di tavole si gettavano et pestavano, e poi le tavole si levavano et così di pezzo in pezzo si facevano, et ancora noi così facciamo nel far et gitar li terazi, qual sorta di muraglie con il tempo vengono con brevità ad indurirsi, et farsi come un tuffo che non si ponno con batterie sgretolarsi, né meno senza grandissima difficoltà, et longhezza di tempo, con li picconi non si possono disfare, et constano assai meno delle muraglie di pietra cotta[...]*”<sup>6</sup>

Di documentazioni relative a tale consuetudine edificatoria è piena la letteratura.<sup>7</sup> In particolare gli scritti connessi alle lavorazioni di cantiere e legati anche alla pratica economica per il pagamento dei lavori, riportano con minuzia le operazioni da eseguirsi, fornendo allo stesso tempo anche importanti indicazioni sulla tipologia e la qualità dei materiali.

### *1.1.2 Battipalo e palificate lignee*

Un discorso a parte lo meritano le palificate lignee, realizzate soltanto in particolari contesti all'interno del territorio lagunare e con specifiche finalità.

Tale soluzione progettuale, basata sull'uso di palafitte lignee di una certa dimensione, iniziò a diffondersi in territorio veneziano intorno al XV secolo, quando la maggior parte degli edifici giunti sino ad oggi era già stata realizzata.<sup>8</sup>

---

<sup>5</sup> A.S.V. Scuola Grande di San Rocco, I consegna, Catastico commissaria Donà, b. 130, fasc. 34 in Caniato G., Dal Borgo, M., *Le arti edili a Venezia*, Roma, 1990

<sup>6</sup> Giuseppe Cadorin, *Pareri di quindici architetti e notizie storiche intorno al Palazzo Ducale di Venezia*, P. Milesi, Venezia, 1858 in Zuccolo G., *Il restauro statico nell'architettura di Venezia*, Istituto Veneto di Scienze Lettere ed Arti – Commissione di Studio dei provvedimenti per la conservazione e difesa della laguna e della città di Venezia, Venezia, 1975, pp.59-87

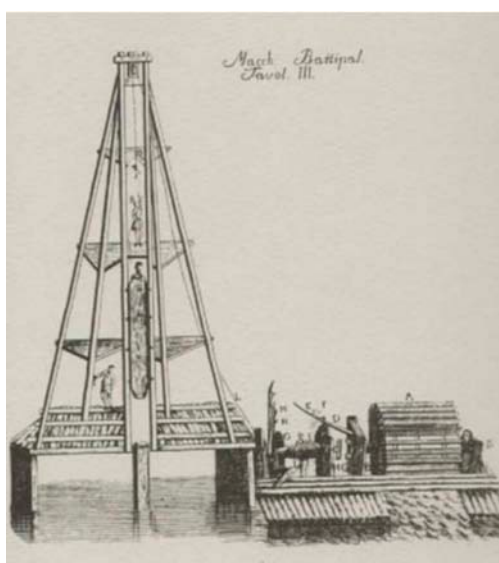
<sup>7</sup> A.S.V., Monastero di santi Cosma e Damiano, b. 6, fasc. 506; A.S.V., Monastero di San Zaccaria, b. 32, t. VI, carte n.n; Archivio dell'Istituto ellenico di studi bizantini e postbizantini, Venezia, reg. 55, cc. 101-2. Pubblicato in Cristinelli, cit., p.169

<sup>8</sup> Zuccolo G., *Il restauro statico nell'architettura di Venezia*, Istituto Veneto di Scienze Lettere ed Arti – Commissione di Studio dei provvedimenti per la conservazione e difesa della laguna e della città di Venezia, Venezia, 1975, pp.59-87



La tecnica della costruzione su palizzate o palafitte ha tuttavia origini molto più remote. Studi archeologici eseguiti verso la fine del secolo scorso, hanno infatti evidenziato la presenza di insediamenti in territorio lagunare già in epoca paleoveneta. Le strutture che venivano allora realizzate, presentavano lo zatterone parzialmente emerso, come vere e proprie palafitte sul mare.<sup>9</sup>

Alcune precauzioni costruttive da prendere in considerazione per la realizzazione di fondazioni in territorio lagunare si possono rinvenire già nel *De architectura* di Vitruvio. Si suggeriva di procedere scavando l'area di interesse e svuotandola, infiggendovi in un secondo momento dei pali lignei di ontano, olivo o rovere abbrustolito. Tali pali dovevano essere posti in opera tramite un argano meccanico quanto più fittamente possibile e gli spazi tra di essi dovevano essere saturati con il carbone.<sup>10</sup>



**Fig.1.2** Posizione di partenza di un battipalo impugnato a quattro mani da due operai. Incisione di Giovanni Giocondo, (1513) tratta da Caniato, G., Dal Borgo, M., *Le arti edili a Venezia*, Roma, 1990

**Fig.1.3** Macchina battipalo azionata da ruota idraulica (XVIII secolo), immagine storica tratta da Caniato, G., Dal Borgo, M., *Le arti edili a Venezia*, Roma, 1990

Anche Palladio evidenzia come le fondazioni profonde siano da utilizzarsi nel caso di terreno molle. I pali, secondo l'architetto vicentino, devono essere profondi  $1/8$  dell'altezza del muro e di diametro pari ad  $1/12$  della loro altezza. Per quanto riguarda la loro disposizione devono essere infissi così fittamente che fra quelli *non ve ne possano entrar de gli altri*. La messa in opera deve avvenire con colpi ravvicinati di forza limitata in modo che vi sia un costipamento del terreno senza danneggiamento dell'elemento stesso. Tali strutture sono da predisporre non solo in corrispondenza dei canali, ma anche al di sotto degli edifici di grandi dimensioni in connessione ai muri interni portanti.<sup>11</sup>

Leon Battista Alberti, nella sua opera *De Re Aedificatoria*, fornì invece preziose indicazioni sugli accorgimenti costruttivi da adottare nella realizzazione di cantiere: per evitare

<sup>9</sup> Stefinlongo G.B., *Pali e palificazioni della laguna di Venezia*, Il Leggio, 1994

<sup>10</sup> *Vitruvii de architectura libri*, versione di Ugo Fleres, Milano, 1933, lib. II, cap 3.

<sup>11</sup> Palladio A., *Quattro libri dell'architettura*, Venezia, 1570

infiltrazioni d'acqua, infatti, meglio disporre tavole, alghe, limo o altri materiali lungo le pareti dello scavo. Gli strumenti per l'infissione non devono poi avere un maglio troppo pesante per evitare di incorrere in fessurazioni del palo e si deve procedere con una stabilizzazione della trincea tramite sostegni, puntelli o con un'ulteriore palificata nel caso di terreno particolarmente molle.<sup>12</sup> Se il terreno è soggetto a cedimenti in corrispondenza di edifici esistenti, è possibile ricorrere a consolidamento delle opere di fondazione, realizzando al di sotto della base fondale, una muratura con pietra ordinaria e lasciando che il sistema consolidi autonomamente; qualora si tratti di un cedimento differenziale può essere predisposta una struttura ad arco all'intero della muratura stessa.

Pone invece l'attenzione sull'effetto di costipamento del terreno lo Scamozzi, allievo di Palladio e che come il suo mentore operò molto in territorio veneziano, dicendo che *“le palificate non si fanno ad altro effetto che per assodare per questa via il terreno quand'egli sia fiacco, tenero e molle; e perciò a primo tratto si fanno le corone di pali più fermi e lunghi d'intorno al luogo, acciò si separi il terreno di fuori tenero e mollo da quello di dentro, che per via delle palificate si viene a restringere ed asciugare, e per conseguenza ancora ad assodare [...]. Le palificate vogliono essere molto bene spianate di sopravia, di modo che le teste dei pali siano l'una a diritto dell'altra: e perché non è possibile che facciamo con essi un piano tutto eguale, e perciò vi si assodi e riempia fra mezzo d'una mano leggiere di scaglia di pietra viva, sopra la quale si ponga una mano di carboni di legno fortissimo di montagna, e benissimo spianati e calcati [...]. Poi sopra ai pali così riempiti frammezzo, si mettano per il lungo legni forti di buona lunghezza e diritti, più che si potrà, e di buona grossezza, ma con la banca in giù, massime ad opera reale, ovvero sfessi per coltello, secondo la qualità della fabbrica: poi a traverso de' primi si mettano degli altri ed incatenino molto bene quest'opera, e siano ristretti assieme e fermati sulle teste dei pali, e quelle nelle parti di fuori si fermeranno con chiodi o di legno o di ferro, acciò che non si possano muovere di luogo, e questo letto d'incatenamenti”*.<sup>13</sup>

Il maglio con cui si batteva la testa del palo, presentava una parte cilindrica connessa a quattro manubri da afferrare stando in piedi, tradizione di cui ci sono pervenute in merito numerose rappresentazioni grafiche dell'epoca.

Per quanto riguarda l'approvvigionamento del materiale, il legno proveniva dalle foreste dell'agordino dove era possibile ricavare dagli alberi dei manufatti di lunghezza pari a 4 metri e diametro di circa 20-25 cm. Una volta conferitagli la forma desiderata venivano bruciati in punta e talvolta dotati di una robusta puntazza metallica a perdere, che permetteva un migliore affondamento e di mantenere integra la testa. Le specie legnose più comunemente utilizzate erano il rovere (*quercu robur*, *quercus cerris*) o il larice (*larix decidua*), ma anche l'ontano,

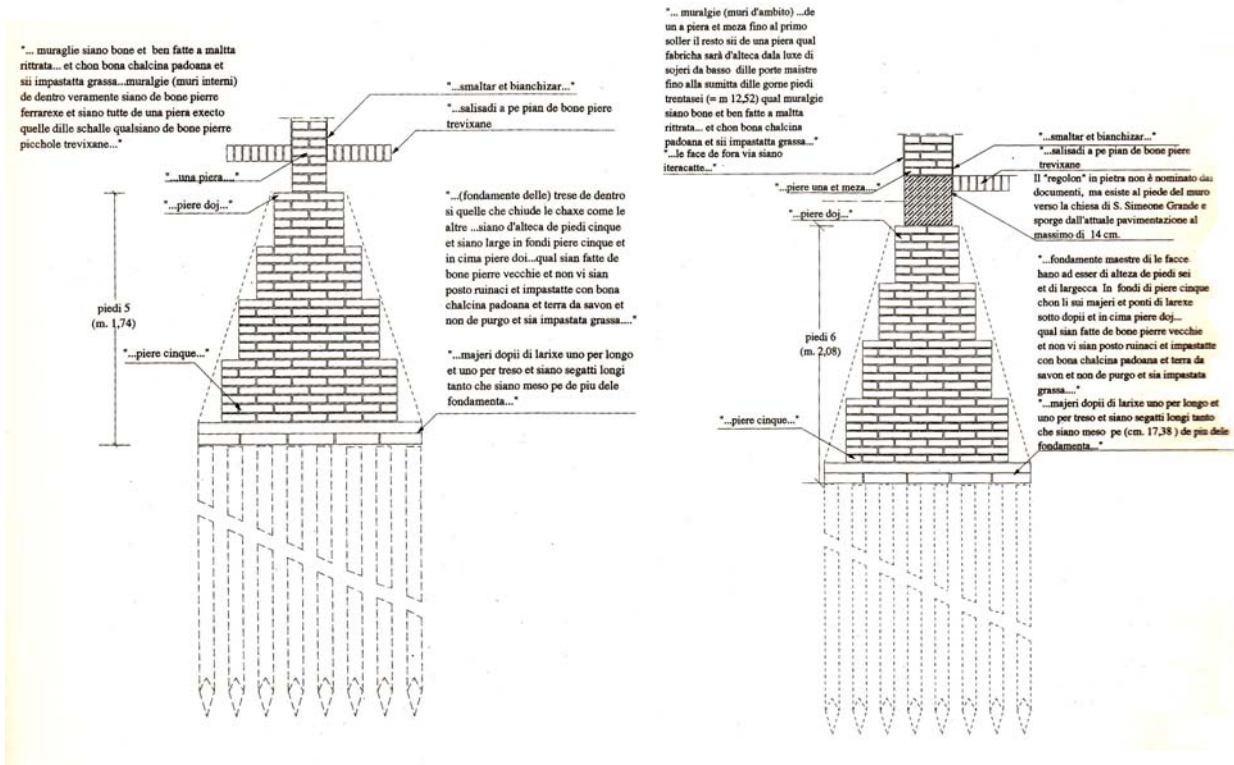
---

<sup>12</sup> Rocchi P., *Trattato sul consolidamento*, Gruppo Mancosu Editore, Roma, 2007

<sup>13</sup> Scamozzi V., *L'idea dell'architettura universale*, Venezia, 1615

l'olmo (*ulmus glaba*), l'abete (*abies alba*) e il pioppo.<sup>14</sup>

Tali palificate potevano essere alternativamente utilizzate disposte a file regolari a *quinconce*, oppure con andamento a spirale, rese solidali attraverso l'uso di opportuni cementanti adatti all'acqua di mare per sostenere le sponde dei canali, oppure affondati in profondità per sostenere il peso strutturale degli edifici sovrastanti.



**Fig.1.4** Ricostruzione grafica da testimonianze storiche tratta da Caniato, G., Dal Borgo, M., *Le arti edili a Venezia*, Roma, 1990

Un espediente per scongiurare gli effetti distruttivi dell'acqua salmastra, era quello di collocare dei corsi di pietra d'Istria all'interno delle murature in particolare quelle prospicienti i canali, al di sopra del livello della comune marea (*cadene*). Esse garantivano la continuità strutturale del masso fondale e si opponevano alla risalita capillare dell'umidità all'interno delle strutture in elevazione. Spesso venivano decorate per impreziosire la base d'imposta dei muri perimetrali del manufatto.

La quota punta palo era situata ad una profondità di circa 35-45 cm. Raggiunto tale livello si abbassavano i panconi e si passava al palo successivo. Nel XVIII secolo i battipalo manuali vennero sostituiti da complessi argani meccanici connessi anche ad un sistema idraulico a

<sup>14</sup> Biscontin G., Izzo F., Rinaldi E., *Il sistema delle fondazioni lignee a Venezia: valutazione del comportamento chimico-fisico e microbiologico*, CORILA, Venezia, 2009

mulino per lo svuotamento e la pulizia dei canali.

Tuttavia a questa soluzione costruttiva non si ricorreva sempre con rigorosità. Alcune indagini condotte verso fine Ottocento dall'ingegner Giovanni Casonato sulle fondazioni dei campanili delle chiese di Sant'Agnese e Sant'Angelo, confermano che spesso nella pratica le palificate venissero spesso realizzate senza l'utilizzo dei panconi di legno in base.

L'evoluzione storica ha visto soprattutto dei cambiamenti circa l'uso dei materiali e le loro dimensioni. I pali lignei venivano realizzati di una maggiore lunghezza e con maggior diametro, ai fini di ottenere un miglior costipamento del terreno e per raggiungere zone più resistenti del sottosuolo. Per quanto riguarda la scelta dei materiali, si privilegiarono legni più resistenti come abete, pino e larice provenienti sempre da zone montane infissi tramite macchine sempre più perfezionate dotate di magli metallici.



**Fig.1.5** Battipalo al lavoro, immagine storica tratta da Zuccolo G., *Il restauro statico nell'architettura di Venezia*, Istituto Veneto di Scienze Lettere ed Arti, Venezia, 1975; **Fig.1.6** Infissione di un palo ligneo, foto storica; **Fig. 1.7** Magli utilizzati per l'infissione manuale delle palificate, con manubri per l'impugnatura manuale

Fondazioni di questa tipologia sono rinvenibili anche in altre realtà europee caratterizzate dalla presenza di un terreno molle e dalla capacità portante limitata, in particolare nei paesi nordici. Spesso Amsterdam viene accostata a Venezia per la somiglianza delle soluzioni tecnologiche in particolare per quanto concerne le opere di fondazione: con il progresso delle tecniche e la costruzione di edifici di dimensioni sempre maggiori, si rese necessario anche in Olanda il ricorso alle fondazioni profonde su palificate lignee, con pali di costipamento di dimensioni ridotte o più profondi fino a 6 metri per ottenere una maggiore tenuta della struttura.

In origine venivano invece disposti orizzontalmente con lo scopo di creare unicamente un piano di appoggio rigido e omogeneo.<sup>15</sup>

---

<sup>15</sup> Naldini S., Trovo' F., Jong de J., *Wooden piles in Venice and Amsterdam, Characteristics, damage, and interventions*, in *Restoration of Buildings and Monuments*, Vol. 16, Nr. 6, 2010, pp.421-433.

## 1.2 Fondazioni a Venezia

L'esigenza fondamentale che le strutture di fondazione a Venezia devono adempiere è sopperire con un suolo artificiale alla varietà e alla poca solidità del suolo naturale, perché le moli degli edifici resistano all'urto dell'acqua e alla potenza disgregatrice del tempo. Tale finalità risulta spesso difficile da ottenere in quanto è assai complessa la determinazione della profondità piano di fondazione specifico in ogni diverso caso in esame.<sup>16</sup>

Sulla base di questo presupposto le fondazioni rinvenibili oggigiorno a Venezia, possono essere di diversa tipologia in dipendenza dall'importanza dell'edificio, dalla tipologia del terreno e dall'articolazione della sovrastuttura .

Come già evidenziato al § 1.1 le opere di fondazione possono essere di due tipi:

- a) una sorta di fondazione diretta, di pietra o mattoni, costituita dall'ampliamento del profilo murario sovrastante, poggiante alla base su zatteroni in legname. Tale sistema si sviluppa fino a raggiungere il piano di pavimentazione
- b) palificate lignee, costituite da un fitto sistema di paletti in legno di diametro ridotto (circa 10-20 cm) che raggiungono una profondità limitata (circa 1.5-3 m). Su tale supporto sono disposti dei tavolanti in legno che fungono da sostegno per la muratura sovrastante

### 1.2.1 Fondazioni superficiali

La prima tipologia menzionata consta semplicemente di una muratura di mattoni allargata che poggia direttamente sul terreno, la cui interfaccia può essere alternativamente costituita da un tavolato ligneo o da uno strato di pietrame. Talvolta possono essere assenti entrambi.<sup>17</sup>

Il tavolato ligneo si trova disposto circa 2-3 metri sotto terra per permetterne, la conservazione data l'integrale immersione in acqua. Questo strato, articolato in doppia orditura di tavolati (*madieri*), serviva a dare un piano d'imposta regolare ai massi di fondazione sovrastanti e a garantire cedimenti più o meno uniformi della parte sostenuta. Lo spessore dei madieri era rapportato con pratica empirica alla dimensione del manufatto in elevazione e poteva raggiungere valori notevoli nel caso di strutture svettanti come i campanili (50 cm).

---

<sup>16</sup> Agostino Sagredo, *Sulle consorterie delle arti edificative in Venezia*, P. Narovich, Venezia, 1856 pp.82 in Zuccolo G., *Il restauro statico nell'architettura di Venezia*, Istituto Veneto di Scienze Lettere ed Arti – Commissione di Studio dei provvedimenti per la conservazione e difesa della laguna e della città di Venezia, Venezia, 1975, pp.59-87

<sup>17</sup> Zuccolo G., *Il restauro statico nell'architettura di Venezia*, Istituto Veneto di Scienze Lettere ed Arti – Commissione di Studio dei provvedimenti per la conservazione e difesa della laguna e della città di Venezia, Venezia, 1975, pp.59-87

Le murature interne di spina, prevedevano invece fondazioni più semplici con minor allargamento del profilo murario in profondità.

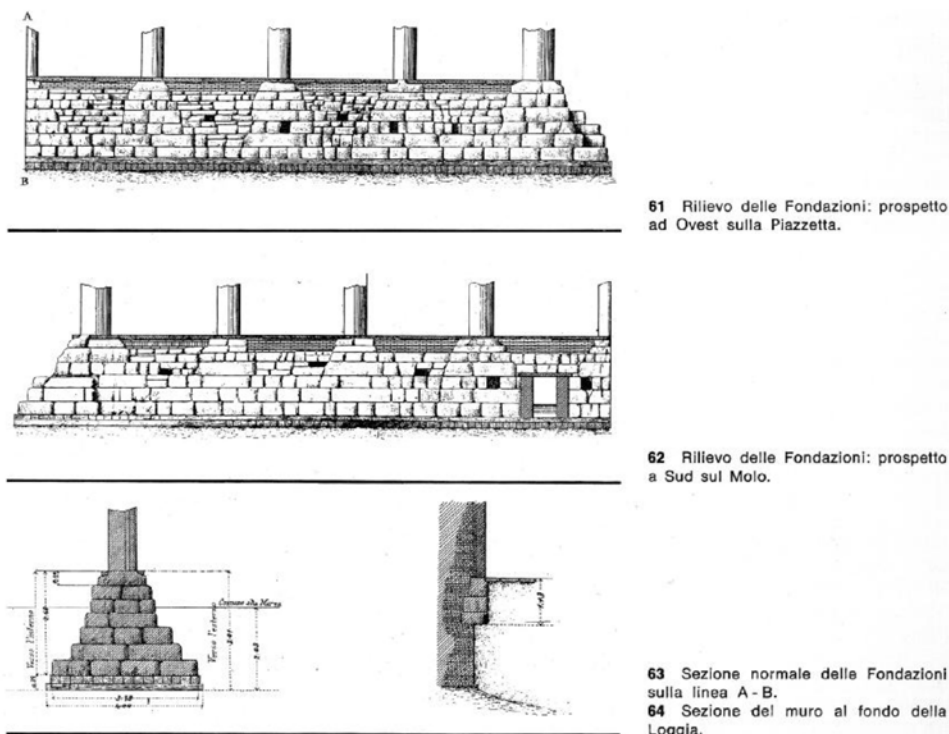
Si riportano in seguito alcuni esempi di edifici noti, realizzati con questa tecnica.

• **Palazzo Ducale**

Grazie al restauro generale compiuto a Palazzo Ducale da parte dell'ingegnere Malvezzi nella seconda metà dell'Ottocento, è stato possibile ottenere un'ampia documentazione circa questa specifica soluzione.

La fondazione si attesta con il suo piano di posa ad una profondità di circa 3 metri senza l'ausilio della palificata lignea. Consta di un primo strato di tavolato di larice disposto ortogonalmente rispetto all'orientazione della facciata a diretto contatto con il sedime argilloso del terreno. La larghezza di tale struttura è di circa 4 metri, con un leggero ampliamento in corrispondenza delle angolate. Il secondo strato è costituito anch'esso da un tavolato ligneo ortogonale rispetto al primo con il quale forma uno zatterone di spessore complessivo di 38 cm. Al di sopra erano stati disposti dei corsi in pietra di uno spessore di circa 40 cm che al di sotto dei pilastri della loggia assumono un andamento a tronco di piramide. Gli spazi interstiziali, invece, erano riempiti con materiale di minore pezzatura.

Tale struttura si arrestava ad una profondità di -0,40 m dal piano della pavimentazione culminando in un dado di fondazione, supporto per la muratura sovrastante.



**Fig.1.8** Malvezzi Giandomenico, Fondazione del colonnato esterno di Palazzo Ducale, tratto da Caniato, G., Dal Borgo, M., *Le arti edili a Venezia*, Roma, 1990

I materiali costituenti le fondazioni sono principalmente la pietra calcarea d'Istria (anche presente in scaglie di dimensioni ridotte), qualche pezzo d'arenaria e qualche frammento di trachite. Per quanto riguarda la malta, costituita di calce e sabbia, essendo perennemente immersa in acqua, si presentava, al sopralluogo dell'ingegner Malvezzi, ancora molle e bagnata, inadatta pertanto ad opporsi alle infiltrazioni dei secoli.

La fondazione prosegue poi in laterizio fino al calpestio. Tale atipicità è connessa alla presenza di una pavimentazione precedente il cui piano di posa era posto a quota inferiore.

Di altra natura sono le fondazioni di supporto alle murature interne; costituite interamente da laterizio anche per la loro parte immersa, non prevedono nemmeno un allargamento in corrispondenza del loro piano d'imposta. Qualora poi sia presente la lesena a sostegno della volta a crociera del loggiato, è presente un dado di fondazione legato inferiormente a due corsi di pietra d'Istria (altezza complessiva 1,13 m).

Si rapporta con tale opera di fondazione, la presenza di un sistema fognario che si innesta al suo interno con interferenze e conseguenze strutturali spesso molto negative.

Questo particolare esempio di fondazione diretta, manifesta la tipica perizia impiegata per gli edifici di una certa importanza. Ancora incerta risulta la motivazione che spinse all'impiego di fondazioni superficiali piuttosto che della palificata lignea, dal momento che il carico gravante era di ben  $1,60 \text{ kg/cm}^2$ .

• ***Facciata Sud della Basilica di San Marco***

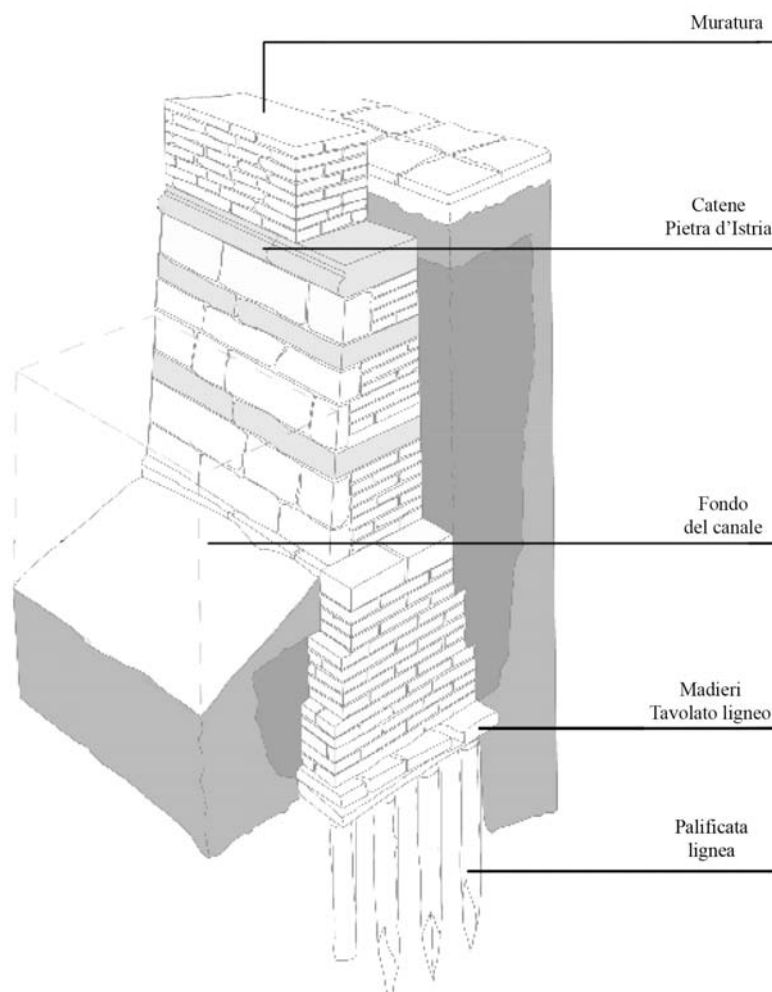
Anche in questo caso l'utilizzo della tecnica a opere superficiali non è omogenea all'interno dello stesso edificio. Le fondazioni, probabilmente a causa delle diverse fasi costruttive della basilica, sono infatti diverse all'interno dello stesso fabbricato.

Il prospetto orientato a Sud poggia su fondazioni dirette, nonostante l'importanza dell'edificio e la sua mole, probabilmente nell'ottica di un equilibrio empirico studiato al momento della ricostruzione della chiesa che prevedeva le restanti facciate impostate invece su fondazioni profonde.

### *1.2.2 Fondazioni profonde*

Come già accennato al §.1.1, la tradizione edile dei cantieri a Venezia prevedeva l'uso di pali lignei di dimensioni contenute, atti a creare costipamento del terreno più che a conferire una capacità portante maggiore alla fondazione. Di ontano, larice o altra specie legnosa poco porosa, erano la tecnologia cui si è fatto affidamento per secoli nella costruzione delle fondazioni a Venezia. Alternativamente, con funzione portante, il palo poteva essere infisso nel terreno per raggiungere strati più consistenti e compatti.

L'avvento del calcestruzzo agli inizi del XX secolo, ha permesso l'applicazione di un nuovo materiale anche in geotecnica. I pali di fondazione potevano essere realizzati in cemento e armati, per garantire una maggiore portanza ma anche una migliore durabilità nel tempo.



**Fig.1.9** Ricostruzione di fondazione contro canale tratta da Piana, M., *Accorgimenti costruttivi e sistemi statici dell'architettura veneziana*, in Gianighian, G., Pavanini, P., *Dietro i palazzi – Tre secoli di architettura minore a Venezia 1492-1803*, Verona, 1984



## *Pali in legno*

L'uso della palificata in legno, era storicamente da collegare alla progettazione di edifici di una certa rilevanza in particolare per le murature perimetrali.<sup>18</sup> Veniva utilizzata anche nel caso di carichi di una certa entità o in maniera isolata in corrispondenza di carichi puntuali (colonnati, pilastri, ..) per garantire una maggiore resistenza della fondazione. In percentuale, tra tutte le tipologie fondazionali presenti, a questa vi si ricorreva in maniera limitata (solo il 10-15% del totale <sup>19</sup>).

Tale tecnica prevede la preventiva infissione di pali di ontano lunghi circa un metro, mentre di sopra sono stesi i *madrieri*, dei tavolati di legno o larice grossi circa 80 cm. Si ordiscono successivamente gli strati di pietra, soprattutto pietra d'Istria.

La realizzazione di una palificata prevede le seguenti fasi:

- 1) Isolamento dello spazio da edificare con una sorta di cassero detto *tura*. Tale perimetrazione consta di pali a sezione quadrata, distanziati tra loro di circa 80 cm in doppia orditura, in modo da formare una struttura che può essere ulteriormente dotata di travi oblique o longitudinali (alternativamente è possibile ordire una barriera di palancole metalliche di Larseen)
- 2) All'interno della *tura* vengono inseriti dei tavolati in modo da impedire l'ingresso delle acque di canale
- 3) Si procede con lo scavo e svuotamento dell'area compresa all'interno del cassero tramite l'uso di pompe idrauliche. Si asciuga lo scavo
- 4) Esecuzione della palificata di rovere o larice: la quota punta palo viene infissa al di sotto della minima linea di marea in modo che il legno venga il meno possibile al contatto con l'aria (completa immersione)
- 5) Battitura fino a rifiuto tramite maglio pesante
- 6) Scapitozzatura delle teste per portarli al medesimo livello
- 7) Riempimento degli spazi residui tra i pali con scaglie di pietra istriana, laterizio o calcestruzzo
- 8) Disposizione di doppia orditura di tavolato ligneo o cemento (*zateron*)
- 9) Esecuzione del muro di fondamento a scarpa i cui lati stiano in rapporto 3:2. La profondità del muro è di circa 2-4 metri al di sotto del livello di marea.

La dimensione dei pali è di circa 4-5 metri di lunghezza per un diametro di 20-25 cm. La lunghezza complessiva può variare nel caso sia necessario ricorrere ad un'infissione maggiore dovuta alla presenza di terreno particolarmente inconsistente.

---

<sup>18</sup> Colombo P., *Il deterioramento di edifici, rive e pavimentazioni a Venezia per azione dell'acqua*, in AGI, XIV Convegno Nazionale di Geotecnica, Firenze, vol.III, 1980

<sup>19</sup> Piana M., *Il sito lagunare e le tecniche costruttive veneziane*, in Zezza F. (a cura di) *Geologia e progettazione nel centro storico di Venezia*, Il Poligrafo, Padova, 2008

Qualora parte della muratura di fondazione resti esposta, è ancora pratica comune rivestirla di pietra istriana a protezione dagli attacchi dell'acqua salmastra.

Queste tecnologie costruttive non permettevano di raggiungere lo strato consistente di terreno ma si fermavano su strati di argilla e argilla limosa di media tenuta. Tale esito progettuale era in parte dovuto a motivazioni economiche e in parte alle conoscenze limitate dell'epoca in termini di maestranze (metodo di infissione a mano "battipalo").<sup>20</sup>

Attualmente viene ancora utilizzata la tecnologia fondazionale con pali lignei, anche se di lunghezza e diametro maggiori rispetto alle origini. Tale pratica, tuttavia, non è economicamente conveniente e vi si ricorre solo nel caso in cui si cerchi un integrale rispetto del contesto originario o non si voglia indurre eccessive vibrazioni sugli edifici vicini.

Si riportano alcuni esempi significativi.

• ***Il Ponte di Rialto***

Il primo ponte costruito era in legno e i numerosi incendi che lo interessarono spinsero il Senato nel 1588 a ordinarne la ricostruzione in pietra. Per sostenere l'ampia arcata di 28 metri, vennero abbattuti ed affondati dodicimila pali di olmo, lunghi circa 3 metri, sovrapponendovi tavoloni di larice molto spessi.

• ***La Chiesa della Salute***

La Chiesa della Salute sorge in corrispondenza di Punta della Dogana e si narra che per poter costruire in quel posto la Basilica vi vollero ben 1.156.650 pali conficcati nel terreno ed una vasta bonifica del suolo. Chiaramente si tratta di un'esagerazione popolare che rende però l'idea dell'imponenza delle fondazioni dell'edificio.

Da testimonianze dell'epoca è noto infatti che il numero deve aggirarsi intorno ai 150000 pali in legno, quantità stimata sulla base del loro diametro che potrebbe aggirarsi attorno ai 25 cm.

*Pali in calcestruzzo armato*

Numerosi sono gli esempi in letteratura che riportano l'uso di palificate in calcestruzzo armato fin dagli inizi del XX secolo. A sezione circolare o quadrata, con un'inclinazione oppure verticali fino a strati di maggiore consistenza, ne è stato fatto largo uso da parte della ditta S.A.C.A.I.M.<sup>21</sup>, sia nella realizzazione del ponte translagunare tra Venezia e la

---

<sup>20</sup> Colombo P., *Il sottosuolo ed i problemi di Venezia, Mestre e Marghera* in AGI, VIII Convegno Nazionale di Geotecnica, Cagliari, vol.I, 1967

<sup>21</sup> Storica impresa veneziana ancora molto attiva nel settore del restauro strutturale

terraferma, realizzato nel 1931, che in quella della *dependance* dello storico Hotel Danieli.<sup>22</sup> Tali pali possono essere alternativamente battuti per infissione oppure trivellati realizzati in opera, sempre con diametro di dimensioni ridotte.

Verso la metà del XX secolo, la maggior parte dei pali utilizzati erano di tipo SCAC<sup>23</sup>, con portate comprese tra 25 e 35 ton e lunghezza variabile tra i 6 e i 14 metri.

### *1.2.3 Altre tipologie specifiche*

Per quanto riguarda invece le fondazioni dei campanili, esse erano costituite per lo più da palificate lignee che reggevano un tavolato, un masso di fondazione ed infine la muratura dello zoccolo in blocchi di pietra. Spesso poteva mancare il tavolato o il masso di fondazione e la struttura poteva essere internamente cava per motivi di economicità.

Nel caso venissero abbattuti degli edifici esistenti, si progettava il nuovo costruito in modo che poggiasse sulle antiche fondazioni che presentavano il sostanziale vantaggio di insistere su un terreno già consolidato.<sup>24</sup>

In particolare i recenti lavori di consolidamento eseguiti sul campanile di Santo Stefano e dei Frari a Venezia, hanno messo in luce nuovi e interessanti aspetti di questa specifica tipologia fondazionale.<sup>25</sup>

Entrambi presentano una palificata lignea di ridotta profondità (1,50÷2,50 metri) che non raggiunge lo strato resistente sabbioso. Ciò che li differenzia è la presenza di uno strato di madieri lignei di spessore consistente al di sotto del campanile di Santo Stefano, che nei secoli gli ha garantito un'uniformità in termini di cedimenti.

Rare sono le fondazioni dirette su platee, che vengono oggi utilizzate a Venezia esclusivamente nel restauro, al fine di garantire cedimenti uniformi tra i diversi lati di una stessa costruzione.

#### **• *Il campanile di San Marco***

Dalla testimonianza del Donghi, che si occupò del restauro del Campanile a seguito del suo crollo repentino nel 1902, si evince che le fondazioni con cui si trovò egli stesso a

---

<sup>22</sup> Alessandri A., *Fondazioni per edifici civili e industriali in Venezia e Marghera* in AGI VII Convegno Nazionale di Geotecnica, Cagliari, vol.II, 1967

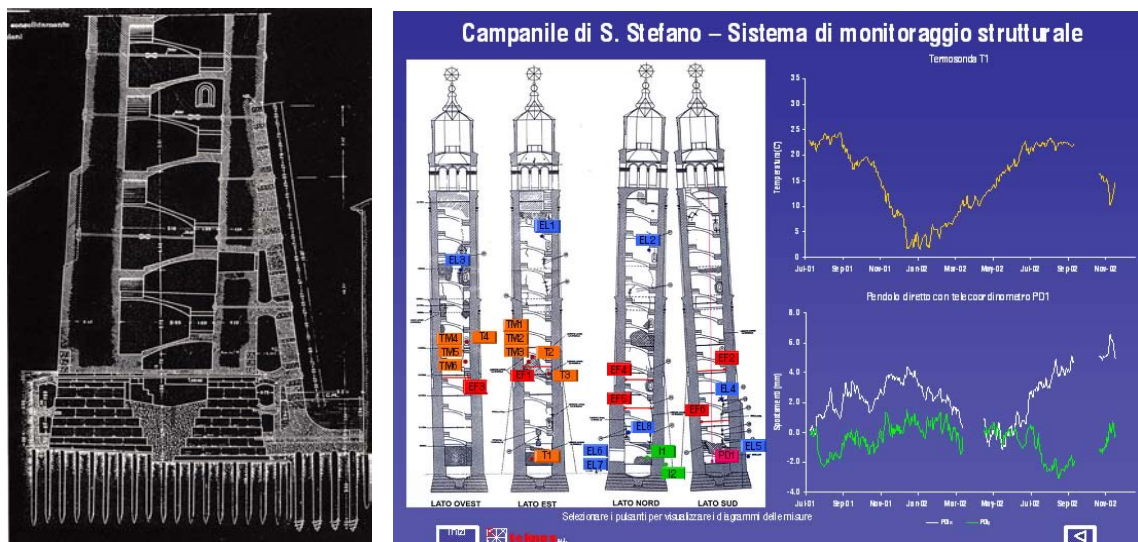
<sup>23</sup> I piloti SCAC sono costruiti in calcestruzzo di cemento ad alta resistenza, centrifugati, internamente cavi, di forma troncoconica o cilindrica, muniti di puntazza ed infissi con battipali meccanici. (v. Gambini F., *Terreni e opere di fondazione a Venezia* in AGI VII Convegno Nazionale di Geotecnica, Cagliari, vol.II, 1967 pp.75)

<sup>24</sup> Piana M., *Accorgimenti costruttivi e sistemi statici dell'architettura veneziana* in Gianighian G., Pavanini P. (a cura di) *Dietro i palazzi: tre secoli di architettura minore a Venezia 1492-1803*, Arsenale Editrice, Venezia, 1984

<sup>25</sup> Gottardi G, Lionello A., Modena C., *Influenza delle caratteristiche di fondazione sulla stabilità dei campanili di Santo Stefano e dei Frari a Venezia*, in Zezza F. (a cura di) *Geologia e progettazione nel centro storico di Venezia*, Il Poligrafo, Padova, 2008

lavorare erano costituite da cinque filari di pietra squadrata, a loro volta ubicati al di sopra di un masso lapideo quadrato con andamento a scarpa formato da sette filari di pietra più meno sbazzata. Tale struttura lapidea insisteva su una doppia orditura lignea di tavoloni connessa inferiormente ad una palificata di lunghezza limitata (circa 1,50 m). Egli stesso aveva osservato come nel tempo il sedimento del campanile fosse stato interessato da fenomeni di compattazione che avevano implicato un generale affondamento del suo piano di fondazione. Essendo stato inoltre tale cedimento differenziale, ciò aveva provocato un importante fuori-piombo dal lato Nord-Est dell'edificio. L'intervento risolutivo era stata la realizzazione di una nuova palificata lignea affiancata alla precedente di profondità maggiore rispetto all'originaria (ma comunque ridotta) e un allargamento del dado fondale.

• *Il campanile di Santo Stefano*



**Fig.1.10** Il campanile di Santo Stefano, progetto di consolidamento del 1903-1905, tratto da Zezza F. (a cura di) *Geologia e progettazione nel centro storico di Venezia*, Il Poligrafo, Padova, 2008; **Fig.1.11** Sistema di monitoraggio strutturale tratto da [www.soprintendenza.venezia.beniculturali.it](http://www.soprintendenza.venezia.beniculturali.it)

L'intervento di restauro realizzato ad inizio Novecento dagli ingegneri Caselli e Antonelli sul campanile di Santo Stefano, ha portato in luce un impianto fondale costituito da un masso che poggiava ad una profondità di 2,47 metri dal piano campagna e che si attestava su una palificata di pali in pioppo di diametro 15 cm con una lunghezza di 200 cm.<sup>26</sup>

<sup>26</sup> Biscontin G., Izzo F., Rinaldi E., *Il sistema delle fondazioni lignee a Venezia: valutazione del comportamento chimico-fisico e microbiologico*, CORILA, Venezia, 2009

La fondazione è di forma trapezia, sia in pianta che in alzato, con un'altezza di 4 m circa, costituita in pietra d'Istria con laterizi interposti.

Per rettificare lo strapiombo del campanile, è stato recentemente intrapreso un imponente programma di monitoraggio e consolidamento della struttura.

• ***Il campanile dei Frari***

Come per il campanile di Santo Stefano così anche per i Frari, ci è pervenuta un'estesa documentazione relativa ad un progetto di restauro eseguito agli inizi del Novecento che, grazie ai suoi scavi, ha permesso una migliore conoscenza delle tecnologie utilizzate nella costruzione delle fondazioni di campanili. In questo caso fu rinvenuta una scarpata del basamento in pietra di soli 87 cm, con una base d'appoggio del masso fondale ridotta rispetto alla mole dell'edificio, probabile causa dei cedimenti che si erano nel tempo verificati.

Il masso, costituito anche in questo caso da pietra calcarea d'Istria, è costituito da corsi di altezza media di 20 cm, disposti a formare un lato di 11 m con una cavità di ampiezza 2 metri. La malta di allettamento si presentò all'epoca già fortemente deteriorata, ma il discreto ammorsamento tra i conci ne garantì nei secoli un comportamento accettabile.

La palificata poi, era costituita da pali di diametro limitato, compreso tra i 14 e i 26 cm con una lunghezza di 1,50 e 3,50 m, con uno zatterone sovrapposto di spessore 20-30 cm. Nel 2000 è stata avviata una campagna di monitoraggio sul campanile che è culminata in un decisivo intervento mirato alla sua stabilizzazione.<sup>27</sup>

---

<sup>27</sup> Gottardi G, Lionello A., Modena C., *Influenza delle caratteristiche di fondazione sulla stabilità dei campanili di Santo Stefano e dei Frari a Venezia*, in Zezza F. (a cura di) *Geologia e progettazione nel centro storico di Venezia*, Il Poligrafo, Padova, 2008



## Capitolo 2

### Il sottosuolo veneziano e le sue caratteristiche

In generale il sottosuolo veneziano è un terreno di limitata portanza, di natura prevalentemente coesiva che si articola in strati caratterizzati da diverse proprietà. E' costituito da un livello superficiale di terreno di riporto (1,00÷5,00 m) , al di sotto del quale si possono trovare strati di argilla molle o limo argilloso con sostanze organiche e conchiglie (2,00÷5,00 m). Segue poi uno strato di argilla di discreta consistenza che può, in talune zone, poggiare su sabbia discretamente compatta o su argilla molto compatta, comunemente detta *caranto*, di spessore limitato. Si possono trovare infine strati di argilla di media e bassa consistenza, o sabbia finissima con grani di dimensione inferiore a mezzo millimetro.<sup>28</sup>

Lo strato costituito da argilla limosa è caratterizzato da una compressibilità abbastanza elevata ma una scarsa resistenza al taglio. Il *caranto*, collocato ad una profondità compresa tra i 6 e i 7 metri, è invece costituito da limo argilloso più compatto e riporta in generale migliore tenuta e resistenza, ma si presenta in lenti disomogenee. La comune convinzione che le strutture di fondazione a Venezia insistessero su questo strato di buone caratteristiche meccaniche, data l'eterogenea distribuzione all'interno della stratigrafia del sottosuolo lagunare, si rivela fallace.<sup>29</sup>

Intorno ai 15 metri al di sotto del livello del mare si trova lo strato consistente sabbioso.

Le criticità che interessano il sottosuolo veneziano si possono ascrivere a cinque principali cause<sup>30</sup>:

- subsidenza
- eustatismo
- moto ondoso
- erosione
- inquinamento

Tali fenomeni assumono rilevanza all'interno del contesto lagunare in corrispondenza del centro storico di Venezia per la presenza di un edificato antico che deve rapportarsi nelle sue caratteristiche strutturali con il comportamento a lungo termine di tale tipologia di terreno.

---

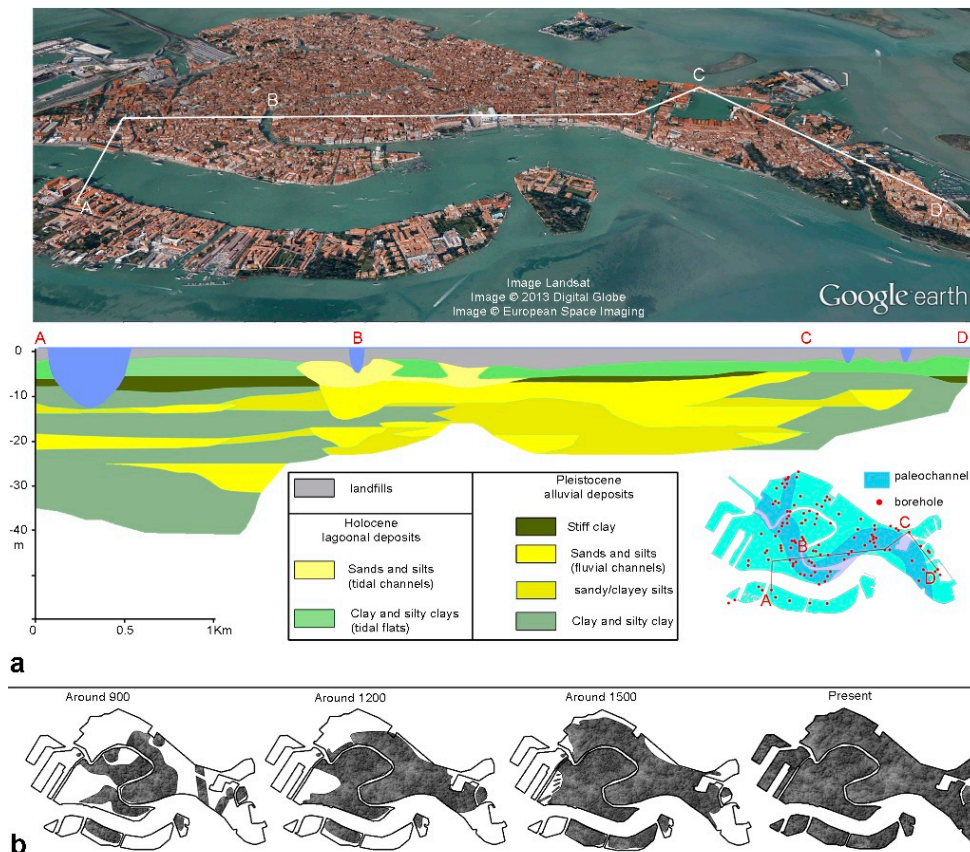
<sup>28</sup> Gambini F., *Terreni e opere di fondazione a Venezia* in AGI, VII Convegno Nazionale di Geotecnica, Cagliari, vol.II, 1967

<sup>29</sup> Biscontin G., Izzo F., Rinaldi E., *Il sistema delle fondazioni lignee a Venezia: valutazione del comportamento chimico-fisico e microbiologico*, CORILA, Venezia, 2009

<sup>30</sup> Zezza F., *Venezia città d'acqua: le incidenze geologiche su origini, evoluzione e vulnerabilità*, Marsilio, Venezia, 2014

## 2.1 Cenni di storia geologica di formazione del suolo veneziano

La ricostruzione della storia di formazione della stratigrafia veneziana risulta un'operazione assai complessa e attinente un'altra disciplina di competenza specifica diversa. Si ritiene significativo riportarne i tratti essenziali per una migliore identificazione dell'interazione tra i sistemi di fondazione e la tipologia di suolo su cui insistono.<sup>31</sup>



La successione sedimentaria del Pleistocene è caratterizzata, conseguentemente alle diverse condizioni del regime fluviale della piana alluvionale, da differenti tipologie di terreno che passano dalle sabbie di media granulometria o fini, alle argille organiche e ai limi argillosi. Tale spettro di variabilità è connesso a fenomeni di deposizione ed erosione tipici della bassa pianura alluvionale per l'azione differenziata dei corsi fluviali, dipendente anche dalle diverse temperature annue.

Le sopracitate variazioni del regime fluviale, hanno pertanto conferito due caratteristiche distinte agli intervalli stratigrafici:

- strati a componente prevalentemente sabbiosa, appartenenti alle fasi glaciali
- strati a prevalenza argillosa, tipico delle fasi interstadiali

<sup>31</sup> Gli studi di formazione delle *facies* ascrivibili a processi pleistocenici o olocenici di sedimentazione e metamorfosi dei suoli Venezia competono la branca scientifica geologica.



Questa distinzione appare tuttavia non netta. E' possibile infatti rinvenire all'interno di strati sabbiosi, tratti a tendenza limo-argillosa e viceversa.<sup>32</sup> Il *caranto* segna invece il passaggio ai depositi lagunari.

Tipico dell'Olocene è il riempimento degli alvei creatisi a seguito dell'erosione pleistocenica dei canali. Le correnti con il loro moto ondoso e le maree, hanno permesso il trasporto solido di particelle all'interno delle cavità originarie.

Nella seconda metà del secolo scorso sono stati effettuati due sondaggi per indagare a fondo la natura del sottosuolo: il primo spinto fino ad una profondità di 950 m il secondo fino a 190 m per recuperare le informazioni inerenti il primo tratto superficiale perdute nel corso del precedente sondaggio. L'esito di tali indagini ha permesso di stabilire le quattro fasi costituenti i depositi quaternari<sup>33</sup>:

- fino a 5-10 m sotto al livello del mare si trova un ambiente deposizionale di tipo lagunare appartenente all'Olocene
- da 5-10 fino a 50-60 m ambiente di deposizione continentale dell'ultima glaciazione Wurmiana nel Pleistocene superiore
- da 50-60 fino a 300 m periodi alternati di sedimentazione in ambienti lagunari, continentali, e marini del Pleistocene superiore
- da 300 m in poi deposizione in ambiente prevalentemente marino del Pleistocene inferiore e del Pliocene

## **2.2 Caratteristiche del sottosuolo**

Il suolo veneziano è di tipo sedimentario, ed in ragione di tale conformazione sono da prendere in considerazione i fenomeni di compressione secondaria che interessano gli strati coesivi ricchi di sostanze organiche e torba.

In linea di massima i terreni sono di tipo argilloso normalmente consolidati con una leggera sovraconsolidazione legata alla compressione secondaria ed ai recenti cicli di variazione delle pressioni neutrali per effetto dei pompaggi di acqua dal sottosuolo.<sup>34</sup>

La presenza di suoli con caratteristiche diverse disposti in strati successivi ha in generale un andamento disordinato e poco omogeneo. Tutti gli innumerevoli studi condotti nel secolo scorso e finalizzati all'elaborazione di carte geologiche precise e dettagliate, hanno portato gli studiosi ad evidenziare due principali caratteristiche:

- a) tutti gli strati si interrompono lateralmente in modo brusco

---

<sup>32</sup> Zezza F. *Geologia, Proprietà e deformazione dei terreni del centro storico di Venezia* in Zezza F. (a cura di) *Geologia e progettazione nel centro storico di Venezia*, Il Poligrafo, Padova, 2008

<sup>33</sup> Ricceri G., *Il ruolo della geotecnica nella salvaguardia della città di Venezia e della sua laguna* in Rivista Italiana di Geotecnica n.I, 2007

<sup>34</sup> Ibidem

b) due sondaggi vicini possono restituire una stratigrafia molto diversa<sup>35</sup>

Tale eterogenea distribuzione delle tipologie di terreno, rende difficile la definizione di tecniche progettuali univoche. Ogni specifico caso, sia esso di nuova costruzione o di restauro statico, deve di necessità implicare un'attenta analisi del sito e una possibile previsione del comportamento futuro del sedime in analisi.

La stratigrafia nel dettaglio risulta così articolata per i primi dieci metri di profondità:

- a) depositi continentali tardo pleistocenici, al di sotto del *caranto*, costituiti da argille e limi chiari, a zone compatti, con sabbie più o meno argillose
- b) al di sopra del *caranto*, argille scure con conchiglie, limi nerastri, complessi limo-argillosi con sostanze organiche e torba

A profondità superiore agli 80 m i terreni presentano, quasi senza eccezione, un contenuto d'acqua inferiore al limite di plasticità.

Ai fini della determinazione dei parametri geotecnici specifici è opportuno attuare una distinzione desumibile dalla storia di formazione del suolo veneziano (§2.1). Da una parte abbiamo il complesso di bacino lagunare dell'Olocene e dall'altra il complesso di piana alluvionale del Pleistocene. Entrambi sono costituiti da terreni coesivi e incoerenti a grana fine.

La *facies* del bacino lagunare comprende:

- **facies tidale tipo A**, spesso presente sotto lo strato superficiale di riporto in lamine sottili non sempre lateralmente continue
- **facies tidale B**, argille molli-limose che solitamente poggiano sul *caranto*

Per quanto riguarda la tessitura dei materiali secondo il sistema di classificazione dei suoli *USDA Soil Taxonomy*, il terreno prelevato in territorio veneziano a ridosso di alcuni sistemi di palificate, è di tipo *franco argilloso* o *franco argilloso sabbioso* con una componente solida costituita in media da particelle di circa 2 mm. All'aumentare della profondità, aumenta la componente sabbiosa e diminuisce quella argillosa.<sup>36</sup>

Altri parametri da prendere sicuramente in considerazione sono quelli chimico-fisici, i cui valori possono condizionare in maniera rilevante il degrado meccanico soprattutto delle fondazioni profonde.

In particolare il pH del terreno, leggermente alcalino a causa dell'elevata presenza di carbonati, aumenta al crescere della profondità assieme alle quantità di materiale organico. Tale comportamento è attribuibile alla presenza di stratificazioni più antiche all'interno degli alvei dei canali.

---

<sup>35</sup> Tali osservazioni sono riportate in Amadeus W. Grabau, *Principles of stratigraphy*, 1960 e citati all'interno del saggio di Zezza F. *Geologia, Proprietà e deformazione dei terreni del centro storico di Venezia* in Zezza F. (a cura di) *Geologia e progettazione nel centro storico di Venezia*, Il Poligrafo, Padova, 2008

<sup>36</sup> Biscontin G., Driussi G., *Conservare e restaurare il legno: conoscenze, esperienze, prospettive* in *Atti del convegno di studi di Bressanone 23-26 giugno 2009*, Scienza e Beni culturali, XXV, 2009

Da tenere in considerazione è anche il potenziale ossido-riduttivo ( $Eh$ ), che è connesso alla disponibilità di ossigeno e al grado di aereazione del suolo. Nel nostro caso tale parametro è significativo soprattutto in corrispondenza delle palificate lignee, dove, se il potenziale riduttivo è molto elevato, può essere causa di importanti fenomeni di deterioramento.<sup>37</sup> La salinità riporta di norma valori costanti, con un decremento al crescere della profondità.

### 2.3 Eustatismo e subsidenza

L'abbassamento delle quote che interessa il suolo veneziano, cioè la **subsidenza**, è dovuto in parte a fenomeni geolitologici ed in parte alle azioni antropiche (escavazioni dei canali, interventi su edifici,...).

Tale fenomeno è dovuta principalmente all'emungimento delle falde acquifere che in passato è stato cospicuo, specie nella zona industriale di Marghera. Dal 1950 al 1970 l'abbassamento medio del suolo nell'area veneziana è stato di circa 12 cm.

L'**eustatismo**, cioè innalzamento del livello del mare, è legato invece alle variazioni climatiche del globo: dagli inizi del secolo scorso agli anni '70, la risalita eustatica a Venezia è stata di circa 9 cm. Dal 1970 ad oggi l'aumento, osservato anche a Trieste e quindi indipendente da subsidenza locale, è stato di circa 5 cm.

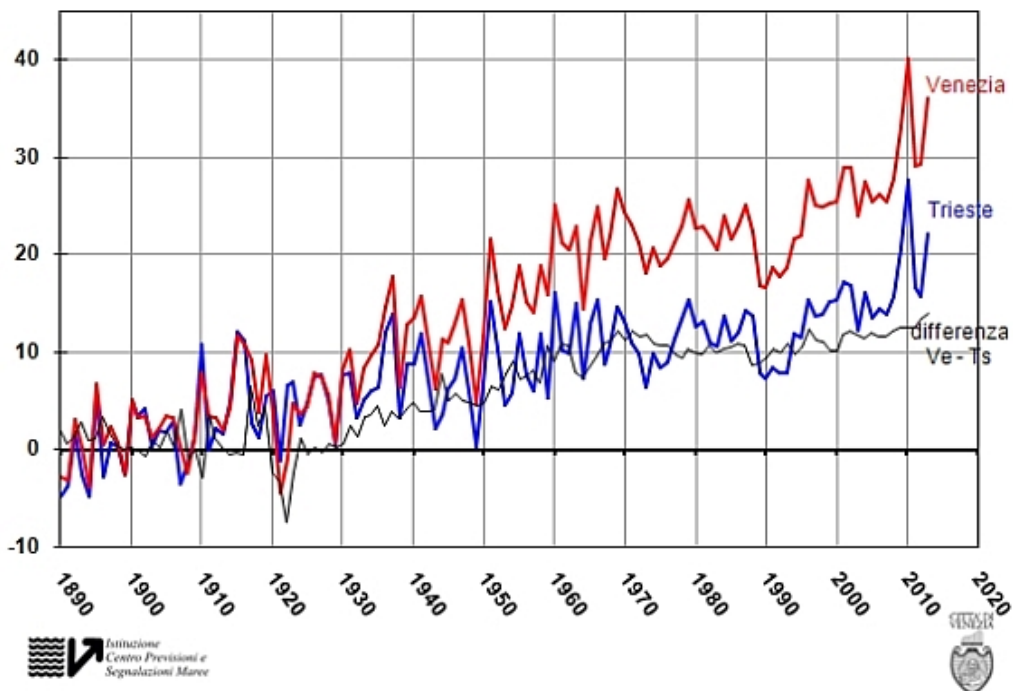


Fig.2.2 Variazione del livello del mare a Venezia e a Trieste dal 1890 al 2013, tratto dal sito del comune di Venezia [www.comune.venezia.it](http://www.comune.venezia.it)

<sup>37</sup> Biscontin G., Driussi G., *Conservare e restaurare il legno: conoscenze, esperienze, prospettive* in *Atti del convegno di studi di Bressanone 23-26 giugno 2009*, Scienza e Beni culturali, XXV, 2009

Questi due processi hanno contribuito a far variare nel tempo il livello medio del mare, che attualmente è circa 30 cm (media degli ultimi dieci anni) più alto di quello del 1897 (zero mareografico di Punta Salute). Il grafico riportato in fig.2.2 rappresenta la variazione del livello del mare a Venezia e a Trieste dal 1890 al 2013. Nel 2010 è stato raggiunto il valore di 40.1 cm, il più alto mai registrato.<sup>38</sup>

Tali considerazioni devono legarsi di necessità alla tipologia di terreni costituenti in prevalenza il territorio in analisi. Potendo oramai considerarsi conclusa la consolidazione primaria è opportuno analizzare i parametri ascrivibili alla consolidazione secondaria, dovuta non solo a fenomeni a lungo termine di subsidenza naturale ma anche al sovraccarico del costruito. Questo fenomeno interessa in modo particolare i depositi limo argillosi e nello specifico quelli ricchi di torba e sostanze organiche.

I terreni analizzati da campioni sono solitamente composti da sabbie, con una percentuale del 50%, da limi, per il 35%, e da argille limose e limi argillosi per il 15%. Si tratta perciò di suoli che presentano scarsa resistenza nelle prove a compressione con espansione laterale libera, comportamento che corrisponde a valori di coesione e dell'angolo di attrito  $\phi$  molto bassi.<sup>39</sup> Tuttavia tale caratteristica ha avuto però notevoli ripercussioni positive per la sopravvivenza della città, come si evince dal confronto con altre aree subsidenti nel mondo.

LOCALITA'	PROFONDITA' interessata dalla SUBSIDENZA (m)	SUBSIDENZA MASSIMA (cm)- (periodo)	ABBATTIMENTO PIEZOMETRICO (m)
Mexico City	0-50	900 (1891-1894)	35
Koto Delta (Tokio)	0-400	460 (1918-1978)	32
Ping-Tung (Taiwan)	70-180	312 (1972-1999)	25
Santa Clara V. (California)	50-300	390 (1920-1967)	65
Houston (Texas)	60-900	300 (1906-1995)	80
Las Vegas (Nevada)	200-300	200 (1935-1999)	90

---

<sup>38</sup> I dati di Trieste provengono da ISMAR-CNR Istituto di Scienze Marine Trieste. I dati di Venezia, per il periodo 1890-1922 provengono da fonti varie, per il periodo 1923-1982 dall'archivio ISPRA, per il periodo 1983-2013 dall'archivio ICPSM riportati nel sito del comune di Venezia [www.comune.venezia.it](http://www.comune.venezia.it)

<sup>39</sup> Ricceri G., *Il ruolo della geotecnica nella salvaguardia della città di Venezia e della sua laguna* in Rivista Italiana di Geotecnica n.1, 2007

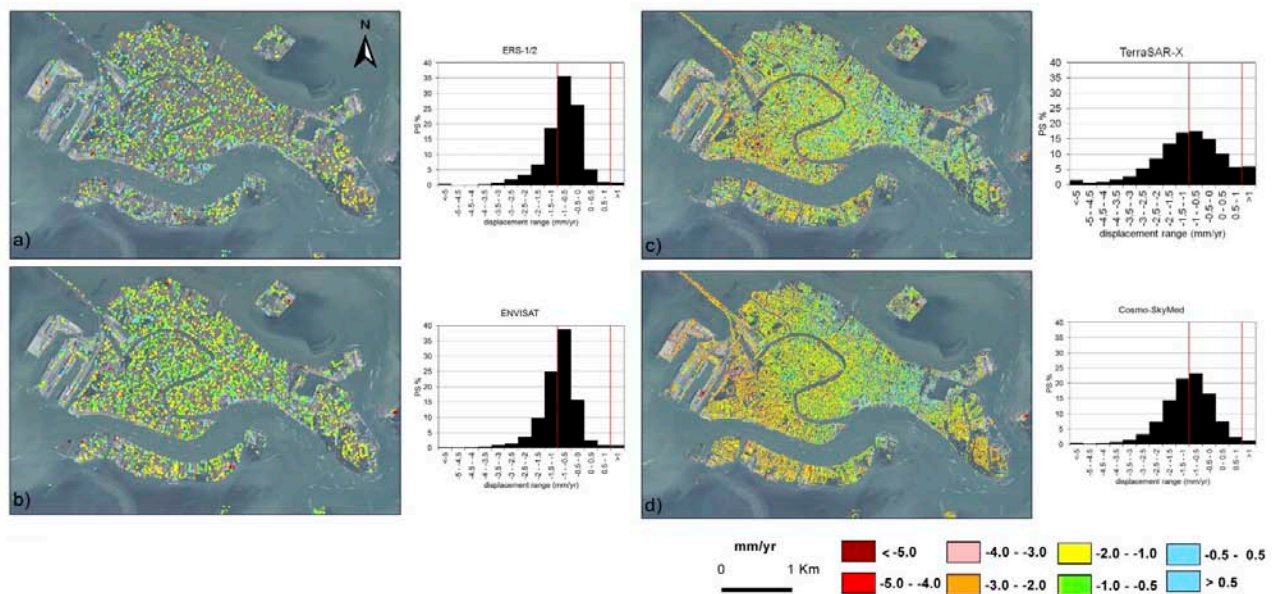
Ravenna	430	100 (1950-1991)	41
Venezia	300	9 (1952-1970)	9
Marghera	320	12 (1952-1970)	19

**Tab.2.1** Subsidenza di alcune città significative nel mondo e italiane tratta da Ricceri G., *Il ruolo della geotecnica nella salvaguardia della città di Venezia e della sua laguna* in Rivista Italiana di Geotecnica n.I, 2007

A Venezia, nello specifico, l'effetto combinato di subsidenza ed eustatismo provoca un aumento della frequenza delle *acque alte*. Tale termine di uso comune indica il fenomeno con cui una parte più o meno estesa della città è sommersa dall'alta marea.

Questo evento è legato principalmente a due fattori che influenzano il livello del mare:

- l'innalzamento temporaneo della superficie delle acque per effetto combinato della marea astronomica, della componente meteorologica e di quella geografica;
- l'abbassamento relativo del suolo rispetto al livello medio del mare, per effetto della subsidenza geologica.



**Fig.2.3** Vari sistemi di monitoraggio per la determinazione dell'abbassamento o innalzamento del livello medio del mare. Valori negativi indicano assestamento e positivi indicano sollevamento, tratto da Tosi L., Teatini P., Strozzì T., *Natural versus subsidence of Venice*, Scientific Reports, Venezia, 2013

Recenti studi hanno evidenziato che negli anni a venire il fenomeno sarà ulteriormente accentuato. Considerando infatti il pannello IPCC (International Panel on Climate Changes)

l'innalzamento relativo del livello del mare (RSLR) oscillerà tra i 17 e i 53 cm entro il 2100.<sup>40</sup> Attualmente il centro storico emerge dal livello del mare di soli 90 cm, e questo dato è in ulteriore diminuzione. Per tutelare il centro storico dai sempre più frequenti eventi di marea, è stato finanziato il discusso progetto MOSE, un sistema di dighe mobili per il controllo del flusso delle acque. Il notevole progresso poi di sistemi di monitoraggio radar, ha permesso negli ultimi anni di registrare numerose misurazioni i cui dati sono essenziali per produrre previsioni più o meno accurate per il futuro.

## 2.4 Parametri geotecnici

Come già evidenziato la maggior parte dei terreni a Venezia è di tipo argilloso con in genere proprietà meccaniche non eccellenti dal punto di vista della resistenza a rottura nei confronti delle strutture di fondazione esistenti.

Per quanto riguarda i limiti di Atterberg<sup>41</sup>, la situazione tipica rinvenibile può essere così riassunta:

- a) Argille:  $I_p = 30\% \div 110\%$
- b) Limi argillosi:  $I_p = 10\% \div 30\%$
- c) Argille non superficiali:  $I_p = 15\% \div 25\%$ <sup>42</sup>

Il contenuto d'acqua dedotto da campioni prelevati, è prossimo o maggiore del limite di liquidità.

La resistenza al taglio non drenata è di norma molto bassa ( $0 \div 0,15 \text{ kg/cm}^2$  per le argille superficiali,  $0,3 \div 1 \text{ kg/cm}^2$  per quelle profonde) e i terreni presentano in genere un'elevata compressibilità. Comunemente l'indice di compressione

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (2.1)$$

è compreso tra 0,4 e 1, con valori intorno allo 0,2 per le argille più profonde.

Per quanto riguarda la componente sabbiosa, è fine con granulometria costante con coefficiente di uniformità

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (2.2)$$

inferiore a 2.<sup>43</sup>

---

<sup>40</sup> Tosi L., Teatini P., Strozzi T., *Natural versus subsidence of Venice*, Scientific Reports, Venezia, 2013

<sup>41</sup> I limiti di Atterberg sono definiti dai contenuti d'acqua, per i quali le terre coerenti assumono determinati stati fisici. La proprietà base di tali terre è infatti la plasticità, che si manifesta per adesione dei veli d'acqua ai granuli di terreno.

<sup>42</sup> Indice di plasticità: possibile variazione percentuale di acqua in campo plastico

<sup>43</sup> Sanzeni A., Whittle A.J.; Germaine J.T.; Colleselli F., *Compression and creep of venice lagoon sands* in *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v.138, n.10, p.1266-1276, 2012

Il *caranto*, invece; presenta delle caratteristiche specifiche riassunte nella seguente tabella, anche se, come già evidenziato, la sua presenza non è sempre accertata e si dispone a lenti disomogenee all'interno del sottosuolo in analisi.

	Descrizione	$I_p$	$I_l$	Resistenza a compressione
<b>Caranto</b>	Argilla molto compatta, presente sporadicamente ad una profondità di 6÷7 m. Di aspetto grigio-giallastro	13÷24	0,05÷0,2	1,8÷6 kg/cm <sup>2</sup>

Tab.2.2 Tabella riassuntiva delle proprietà del *caranto*

In sintesi, la conclusione degli studi comparativi effettuati sulla scorta di diversi sondaggi è che nella stragrande maggioranza dei casi, gli edifici storici a Venezia insistono su terreni di capacità portante inadeguata. Una delle caratteristiche che rende difficoltosa l'analisi delle proprietà dei suoli è, come già evidenziato, l'estrema variabilità della stratigrafia anche in zone tra loro confinanti.

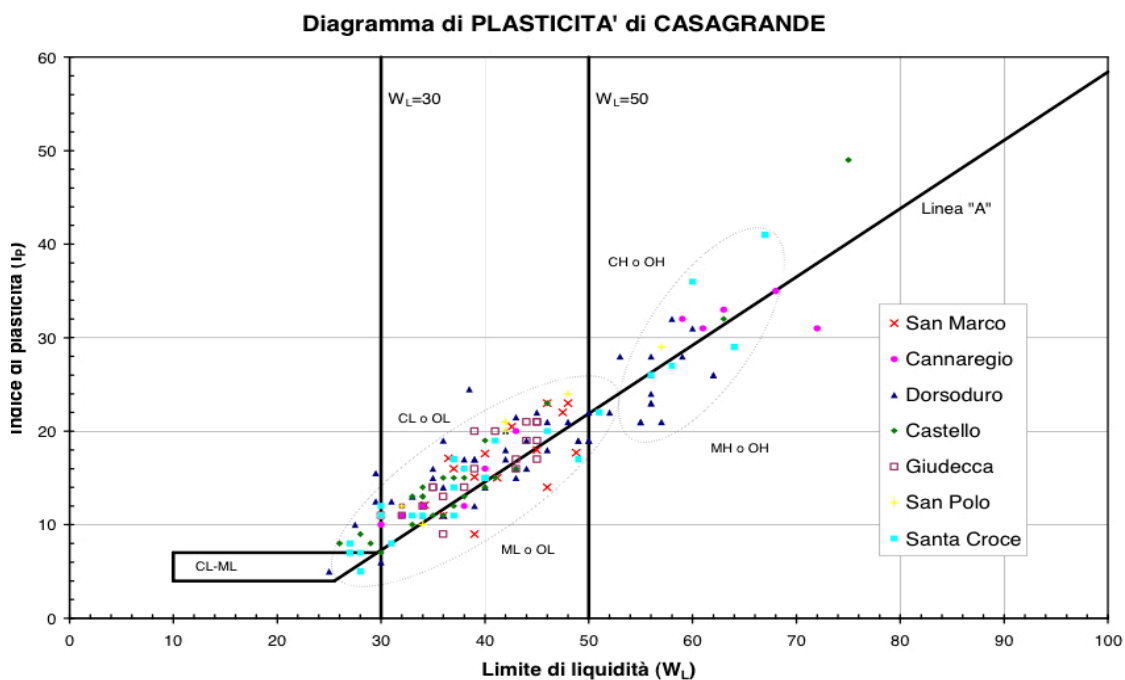


Fig.2.4 Carta di plasticità di Casagrande riferita ai principali sestrieri veneziani tratta da Mazzucato A., *Caratteristiche geotecniche del sottosuolo della città di Venezia*, Laboratorio TerraLab IUAV, Venezia, 2013

Per quanto riguarda la classificazione delle terre, il 95% dei sedimenti della laguna di Venezia possono essere catalogati come ML,CL o SP-SM<sup>44</sup> secondo il sistema USCS (Unified Soil Classification System),<sup>45</sup> sistema di classificazione che prevede l'identificazione delle terre a grana grossa sulla base della loro granulometria, mentre quelle a grana fine sulla base della loro plasticità. In fig. 2.4 la distribuzione delle tipologie di terreno rilevate nei diversi sestrieri veneziani, riportata sulla carta di plasticità di Casagrande.

### 2.4.1 Parametri di deformabilità dei terreni

Per il terreno che costituisce il sottosuolo veneziano è necessario prendere in considerazione le caratteristiche proprie dell'argilla. Un'argilla di recente deposizione, che per effetto del proprio peso si trovi ad essere in condizioni di equilibrio, è detta **normalconsolidata** se non è stata interessata da deformazioni differite nel tempo (tale fenomeno è detto *aging*).

Il fenomeno di consolidazione è un fenomeno di compressione assiale cui è sottoposto il terreno nel tempo a causa del peso degli strati costituenti il terreno stesso, senza che siano presenti espansioni laterali date le condizioni di simmetria in cui avviene il fenomeno per l'ampiezza dell'area presa in considerazione.

Nel caso in cui il terreno, nel corso della sua storia geologica, venga sottoposto ad uno scarico tensionale (dovuto per esempio a fenomeni erosivi), l'argilla presenta una maggiore resistenza a taglio (anche se una minore resistenza a compressione) e viene detta **sovracosolidata**.

In generale il consolidamento del terreno a Venezia può essere dovuto a cause naturali o ad interventi antropici. Attualmente quest'ultima causa è responsabile della maggior parte degli abbassamenti, in concomitanza con le numerose opere di restauro strutturale che comportano incrementi di carichi in fondazione.

Considerato un terreno, a profondità  $z$  dalla superficie, esso possiede un suo stato tensionale dato dalla relazione

$$\sigma_{v0} = \gamma z \quad (2.3)$$

con  $\gamma$  peso di volume del terreno.

Nel caso si tratti di terreno stratificato

$$\sigma_{v0} = \sum \gamma_i z_i \quad (2.4)$$

con  $z_i$  profondità specifica del singolo strato.

---

<sup>44</sup> ML-Limi inorganici, limi argillosi; CL-Argille inorganiche a bassa plasticità; SP-Sabbie ben pulite ben selezionate; SM-Sabbie limose

<sup>45</sup> Sanzeni A., Whittle A.J.; Germaine J.T.; Colleselli F., *Compression and creep of venice lagoon sands* in *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v.138, n.10, p.1266-1276, 2012



Data inoltre la relazione di Terzaghi che stabilisce il rapporto tra pressione totale  $\sigma$ , le pressioni efficaci intergranulari  $\sigma'$  ed  $u$  pressione neutra dell'acqua nei pori

$$\sigma = \sigma' + u \quad (2.5)$$

si può affermare che la tensione verticale litostatica, noto il valore della pressione dell'acqua valga

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0 \quad (2.6)$$

La tensione orizzontale effettiva, espressa come frazione della verticale tramite l'espressione  $\sigma'_h = K\sigma'_v$  risulta di difficile determinazione soprattutto per i terreni argillosi, dal momento che il parametro  $K$  dipende dalla storia di consolidazione del terreno. In condizioni litostatiche vale la relazione  $\sigma'_{h0} = K_0\sigma'_{v0}$ , con  $K_0$  coefficiente di spinta a riposo compreso tra 0,4 e 0,6. Nel caso specifico in esame di terreno lagunare, tali valori vengono influenzati dalle variazioni del livello di falda ma anche da fenomeni di consolidazione secondaria come il *creep*.<sup>46</sup>

Il valore di  $K_0$  può essere descritto dalla relazione empirica di Jaky nel caso di argille NC (normalconsolidate)

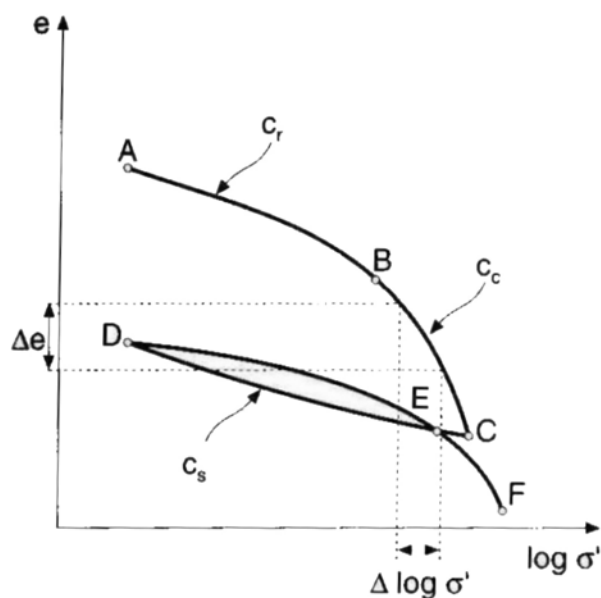
$$K_0 = 1 - \text{sen}\Phi' \quad (2.7)$$

Per le argille OC (sovracconsolidate) è utile invece definire il parametro

$$OCR = \sigma'_p / \sigma'_{v0} \quad (2.8)$$

con  $\sigma'_{v0}$  tensione attuale del terreno e  $\sigma'_p$  tensione precedente maggiore di  $\sigma'_{v0}$ . Tale valore tende all'unità al crescere con la profondità, dove gli effetti del fenomeno di erosione sono meno percepiti.

Tali considerazioni possono essere riassunte in un grafico che riporta in ascissa il logaritmo della tensione verticale efficace  $\sigma'_v$  e in ordinata il parametro  $e$ , indice dei vuoti nel terreno.



**Fig.2.5** Grafico che riporta in ascissa logaritmo delle tensione verticale efficace e in ordinata l'indice dei vuoti  $e$ . La pendenza della curva è l'indice di compressibilità  $C_c$ .

<sup>46</sup> Sanzeni A., Whittle A.J.; Germaine J.T.; Colleselli F., *Compression and creep of venice lagoon sands* in Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v.138, n.10, 2012, pp.1266-1276

Nel caso di implicazioni tensionali superficiali di una certa rilevanza, connesse in particolare ad azioni di gelo-disgelo, evaporazioni e variazioni del livello di falda, il valore di  $K_0$  può essere determinato con la relazione di Schmitt-Alpan

$$K_0(OC) = K_0(NC)OCR^\alpha \quad (2.9)$$

con  $\alpha=0,5$  (Meyerhof per le argille).

Come già affermato, risulta tuttavia conveniente una misurazione in situ del valore della tensione orizzontale piuttosto che ricorrere a formule empiriche che difficilmente possono rispecchiare la complessità della storia tensionale di un'area.

A Venezia di norma si può notare una diminuzione di OCR con la profondità, ma il valore rimane tuttavia sempre superiore all'unità anche nei terreni più profondi. Si riscontrano valori più alti negli strati più superficiali (*caranto*) e in alcuni strati profondi, dove la sovraconsolidazione è stata provocata da processi di ossidazione per essiccamento durante fasi di regressione marina. Fatta eccezione per casi eccezionali caratterizzati da formazioni con OCR alto, la maggior parte dei terreni coesivi è leggermente sovraconsolidata, con OCR con valori compresi tra 1.2 e 3.7 e con valore medio pari a 2.3.<sup>47</sup>

E' utile fare anche qualche considerazione sui parametri di compressibilità dei terreni sulla base del loro livello di sovraconsolidazione.

	$C_c$	$C_r$	$q_c$
Strato di argilla NC superficiale	0,30 ÷ 0,35	0,05 ÷ 0,08	4 Mpa
Strati di argilla OC profondi	0,28	0,05	10 Mpa

**Tab.2.3** Tabella riassuntiva dei parametri medi di compressibilità delle diverse tipologie di argille sulla base del valore dell'indice OCR

I parametri di compressibilità dei terreni  $C_c$  (indice di compressibilità) e  $C_s$  (indice di rigonfiamento) possono essere ricavati anche da correlazioni empiriche come quella di Terzaghi Peck che lega l'indice di compressibilità al limite di liquidità tramite la relazione

$$C_c = 0,009 (w_L - 10) \quad (2.10)$$

Nello specifico all'interno di uno studio geotecnico sui sottosuoli di Venezia, tramite l'interpolazione di grafici reali, sono state calcolate le rette di regressione esprimenti il legame tra queste variabili.<sup>48</sup>

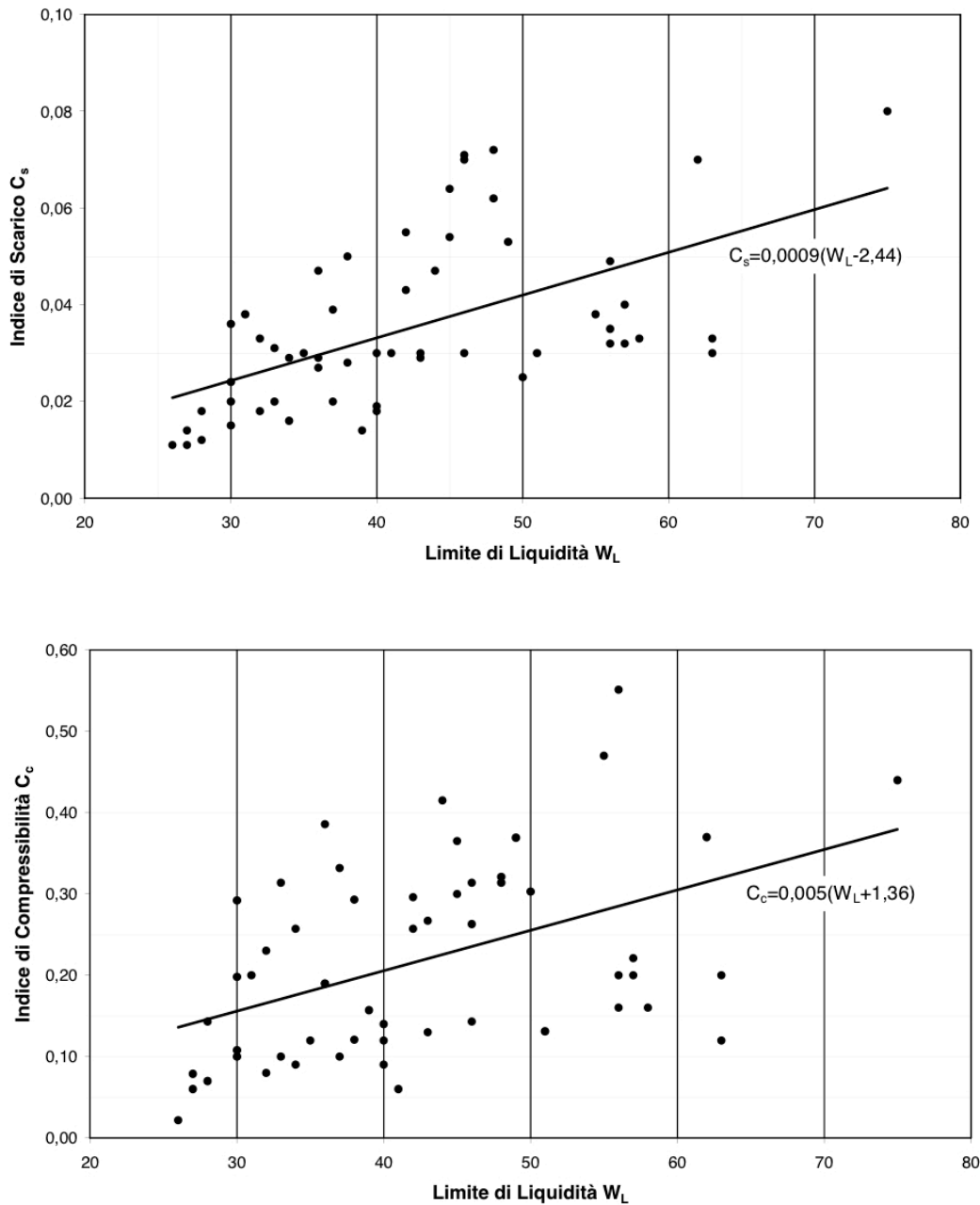
<sup>47</sup> Ricceri G., *Il ruolo della geotecnica nella salvaguardia della città di Venezia e della sua laguna* in Rivista Italiana di Geotecnica n.I, 2007

<sup>48</sup> Mazzucato A., *Caratteristiche geotecniche del sottosuolo della città di Venezia*, Laboratorio TerraLab IUAV, Venezia, 2013

$$C_c = 0,005 (W_L + 1,36) \quad (2.11)$$

$$C_s = 0,0009 (W_L - 2,44) \quad (2.12)$$

A partire invece da profondità comprese fra 10 e 15 m dal piano calpestio si hanno in genere i terreni meno compressibili con valori di  $C_c \leq 0.20$  e  $C_s \leq 0.04$ .<sup>49</sup>



**Fig.2.6** Grafici reali per la determinazione della retta di interpolazione per il calcolo dell'indice di rigonfiamento e di compressibilità, tratti da Mazzucato A., *Caratteristiche geotecniche del sottosuolo della città di Venezia*, Laboratorio TerraLab IUAV, Venezia, 2013

<sup>49</sup> Mazzucato A., *Caratteristiche geotecniche del sottosuolo della città di Venezia*, Laboratorio TerraLab IUAV, Venezia, 2013



## Capitolo 3

### Criticità specifiche legate al comportamento delle fondazioni

L'azione aggressiva delle acque lagunari sull'edificato veneziano ha prodotto nei secoli effetti spesso assai gravosi. Tali conseguenze sono oggi visibili e riscontrabili soprattutto a livello fondazionale, dove il moto ondoso e la salinità dell'acqua lagunare hanno prodotto manifestazioni di degrado chimico e meccanico.

Il contesto geotecnico particolarmente complesso e le strutture storiche realizzate con tecnologie antiche che caratterizzano il centro storico di Venezia, hanno nei secoli portato alla formazione di danni che interessano il supporto fondazionale e conseguentemente anche il manufatto in elevazione.

La lettura delle sintomatologie *in situ* è un'essenziale base di partenza per l'individuazione dei fenomeni in atto ed in particolare la loro interpretazione permette di delineare la tipologia di danno presente e la causa scatenante, con lo scopo di intervenire e possibilmente prevenire crolli e collassi attraverso specifici interventi.

#### 3.1 Tipologie comuni di danno

La tipologia edilizia ricorrente a Venezia (come già accennato al §1) è l'edificio in mattoni su due o tre livelli che si imposta su fondazioni superficiali in pietra o profonde su palificate lignee, spesso diverse all'interno del medesimo edificio. Questa soluzione veniva adottata nella consapevolezza dei possibili cedimenti differenziali dovuti all'estrema eterogeneità del suolo e permetteva un migliore e più omogeneo assestamento del manufatto. La struttura è in genere in muratura portante in laterizio pieno di spessore ridotto, con solaio e copertura lignea. Nella progettazione si cercava inoltre di non predisporre un perfetto ammorsamento tra murature contigue e ortogonali, per garantirne un comportamento indipendente nei confronti dei possibili spostamenti differenziali.

Nello specifico le criticità connesse alle fondazioni e al loro comportamento geotecnico, leggibili in diffuse manifestazioni di degrado e danno anche in elevazione, sono legate a diverse tipologie di cause ascrivibili a due più generali categorie:

- a) il comportamento del suolo veneziano con le sue peculiari caratteristiche geotecniche
- b) l'azione disgregatrice dell'acqua salmastra, sia nel suo comportamento chimico che in quello dinamico (moto ondoso e innalzamento e abbassamento del livello marino)

Le conseguenze di tali fenomeni possono portare a danni meccanici e strutturali anche di una certa entità che talvolta culminano nel collasso dell'edificio o di sua parte.

All'interno di tale grande suddivisione è possibile individuare delle specificità, che ora si andranno ad esaminare con ordine.

### *3.1.1 Danni connessi al comportamento del sottosuolo*

Gli effetti legati al comportamento del sottosuolo lagunare sono soprattutto i cedimenti della base d'imposta delle fondazioni, in modo particolare delle opere superficiali costituite da un semplice allargamento del profilo murario.

La scarsa portata dei terreni argillosi lagunari e la presenza di fondazioni del tutto inadeguate, ha fatto del cedimento il principale fenomeno da monitorare a Venezia sia nella costruzione del nuovo che nel restauro dell'antico. Anche una minima variazione di carichi in sovrastruttura può infatti implicare un significativo affondamento, che deve essere contrastato tramite un opportuno progetto strutturale.

Quando si parla di cedimenti è opportuno specificare l'intervallo temporale in cui questi si esplicano. Essi infatti possono manifestarsi sia in fase costruttiva che nel corso della vita utile dell'edificio con un andamento più o meno regolare tra porzioni costruite dello stesso manufatto.

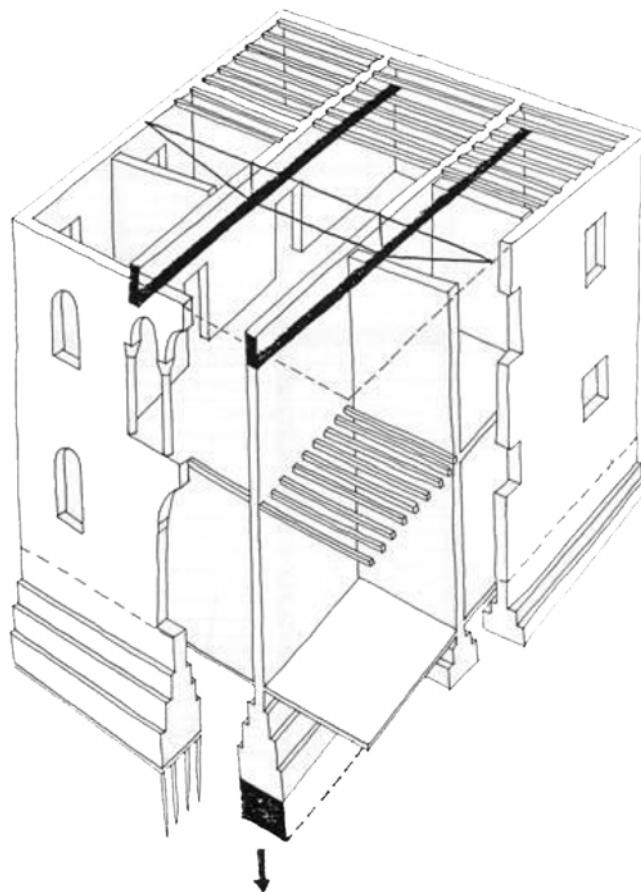
Si può allora parlare di:

- 1) Cedimenti a lungo termine: intendendo con "lungo termine" un intervallo temporale pari alla vita utile dell'edificio; la tipologia di cedimenti che si possono manifestare in questo caso, è quella differenziale. Infatti una delle principali peculiarità del costruito antico è legato al fatto che spesso i manufatti storici a Venezia presentano una diversa tecnologia di fondazione all'interno del medesimo edificio, vale a dire che i muri interni di spina, caratterizzati da un peso a metro lineare maggiore, insistono su una fondazione diretta, mentre i muri esterni o lungo il canale, solitamente più leggeri anche grazie alle numerose aperture, insistono su di una palificata lignea.<sup>50</sup> Tale organizzazione strutturale porta di necessità a sviluppare spostamenti diversificati, leggibili in alzato nelle classiche lesioni parallele inclinate dei maschi murari tra le parti a diverso affondamento.
- 2) Cedimenti a breve termine: già in fase di costruttiva di cantiere si possono manifestare i primi spostamenti della base d'imposta delle fondazioni, dovuti ad una parziale consolidazione degli strati argillosi, causata dalla lenta applicazione dei carichi. Non si perviene in tale modo alla crisi del terreno per rottura dello stesso, ma si possono avere anche in questo caso cedimenti molto consistenti con conseguente fessurazione della muratura.<sup>51</sup> Il verificarsi di questi primi spostamenti può tuttavia assicurare una loro diminuzione nel corso della vita utile dell'edificio.

---

<sup>50</sup> Zuccolo G., *Il restauro statico nell'architettura di Venezia*, Istituto Veneto di Scienze Lettere ed Arti – Commissione di Studio dei provvedimenti per la conservazione e difesa della laguna e della città di Venezia, Venezia, 1975, pp.59-87

<sup>51</sup> Colombo P., *Il deterioramento di edifici, rive e pavimentazioni a Venezia per azione dell'acqua*, in AGI, XIV Convegno Nazionale di Geotecnica, Firenze, vol.III, 1980



**Fig.3.1** Schema del comportamento tipico di un edificio veneziano tratto da Creazza, G., *Aspetti del degrado strutturale a Venezia*, in "A vent'anni dall'evento di marea del novembre 1966", Atti della giornata di studio presso L'Istituto Veneto di Scienze, Lettere ed Arti, Venezia, 1986

### *Effetti tipici dei cedimenti*

Come appena accennato uno dei maggiori discriminanti nei riguardi del comportamento strutturale complessivo dell'edificio, è la presenza assidua di tipologie di fondazione diverse anche all'interno dello stesso fabbricato.

A tale configurazione eterogenea si aggiunge l'aggravante che il peso e i cedimenti ad esso connessi, sono maggiori proprio in concomitanza dei muri di spina dove le fondazioni sono meno adatte a contrastare un normale fenomeno di affondamento.

Da un'indagine svolta negli anni Settanta del secolo scorso e descritta all'interno del volume Zuccolo G., *Il restauro statico nell'architettura di Venezia*, Istituto Veneto di Scienze Lettere ed Arti, l'analisi effettuata su un campione di 88 edifici del centro storico di Venezia, ha evidenziato che i muri d'ambito trasmettono minor sollecitazione alle fondazioni rispetto alle murature interne. La media delle sollecitazioni trasmesse al piano d'imposta delle fondazioni sono di  $2,63 \text{ kg/cm}^2$ , tenuto conto che la maggior parte dei casi analizzati riporta una serie di valori compresi tra  $1,5 \text{ kg/cm}^2$  e  $3,5 \text{ kg/cm}^2$ .

Tali valori tengono conto di carichi permanenti e accidentali ipotetici, che rispecchiano nelle pratiche costruttive la quasi totalità dei manufatti storici a Venezia: solai lignei con terrazzi alla veneziana, copertura sempre lignea con tavelle di cotto, muratura in mattoni.

Sovente, essendo la parte centrale dell'edificio maggiormente interessata da fenomeni di affondamento, come già accennato, si cercò di conferire comportamento indipendente alle diverse parti della struttura per evitare la formazione di importanti rotture a taglio del paramento murario. Grazie ad un'articolazione spaziale che prevedeva uno schema con un grande vuoto centrale e muri verticali portanti connessi agli orizzontamenti con legame a cerniera, ne risultava un comportamento a telaio labile controventato, che si è nei secoli perfettamente adattato alle mutazioni geotecniche del sottosuolo. Il ricorso a catene e piastre metalliche, il cui utilizzo a Venezia è ancora oggi molto assiduo, è invece finalizzato al conferimento di un comportamento scatolare delle pareti parallele, in unione con i solai adiacenti, per ottenere una migliore risposta alle azioni orizzontali statiche e dinamiche.<sup>52</sup>

Un'ulteriore considerazione va fatta circa la qualità muraria. Intendendo con *qualità muraria* la rispondenza di un determinato paramento alle regole dell'arte<sup>53</sup>, spesso a Venezia le murature dei livelli inferiori sono di tipo a sacco,<sup>54</sup> quindi più vulnerabili allo sviluppo di lesioni di vario genere.

I tipici dissesti legati ai cedimenti, sono ben leggibili e riconoscibili nei quadri fessurativi in facciata e possono essere raggruppati in tre principali categorie<sup>55</sup>:

- 1) lesioni "ad arco" all'interno della muratura che si innescano in maniera preferenziale in corrispondenza delle aperture per raggiungimento della resistenza a trazione massima del paramento. Le due facciate principali dell'edificio, di peso contenuto, gravano in maniera trascurabile sulle rispettive fondazioni, mentre i muri longitudinali, di lunghezza ragguardevole, possono provocare cedimenti non uniformi lungo tutto il loro sviluppo. Tale comportamento è riconducibile a quello di una trave in semplice appoggio con freccia massima in mezzeria.

Questo tipo di cedimento differenziale è sicuramente il più pericoloso per provoca una distorsione angolare  $\beta$ , data dal rapporto  $\delta/L$  tra il cedimento differenziale tra due punti e la loro distanza. Per edifici in muratura tale valore deve essere inferiore a 1/600.

---

<sup>52</sup> Colombo P., Colleselli F., *Preservation problems in historical and artistic monuments of Venice*, in *Geotechnical Engineering for the Preservation of Monuments and Historic Sites*, Viggiani, Balkema, Rotterdam, 1997

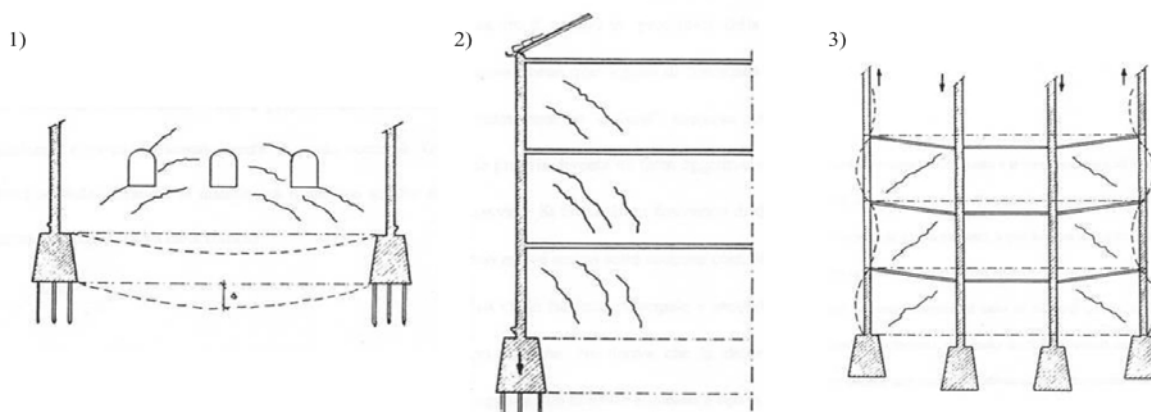
<sup>53</sup> Borri Unipg e l'Indice di qualità muraria (IQM)

<sup>54</sup> La muratura a sacco è costituita da pareti di modesto spessore in laterizio cui veniva interposto uno strato legante di calce e materiali di varia pezzatura e origine.

<sup>55</sup> Tale categorizzazione è presente in Creazza G., *Aspetti del degrado strutturale e Venezia* in *Atti della giornata di studio A vent'anni dall'evento di mare del novembre 1966*, Istituto Veneto di Scienze Lettere ed Arti, Venezia, 1986



- 2) lesioni diffuse in tutte le murature d'ambito per cedimento delle palificate dovuto al moto ondoso che agisce in fondazione o altri fenomeni disgreganti che influiscono su di esse
- 3) lesione a taglio delle pareti di controvento derivante dal cedimento differenziale che interessa le diverse fondazioni utilizzate per muri esterni ed interni. L'affondamento maggiore che riguarda la porzione centrale dell'edificio, porta alla formazione di importanti lesioni diagonali nelle pareti appartenenti alle porzioni laterali e a fenomeni di instabilità dell'equilibrio delle pareti esterne portanti.



**Fig.3.2** Cinematismi di dissesto legati ai cedimenti delle fondazioni tratto da Creazza, G., *Aspetti del degrado strutturale a Venezia*, in "A vent'anni dall'evento di marea del novembre 1966", Atti della giornata di studio presso L'Istituto Veneto di Scienze, Lettere ed Arti, Venezia, 3 novembre 1986, pag. 93-95.

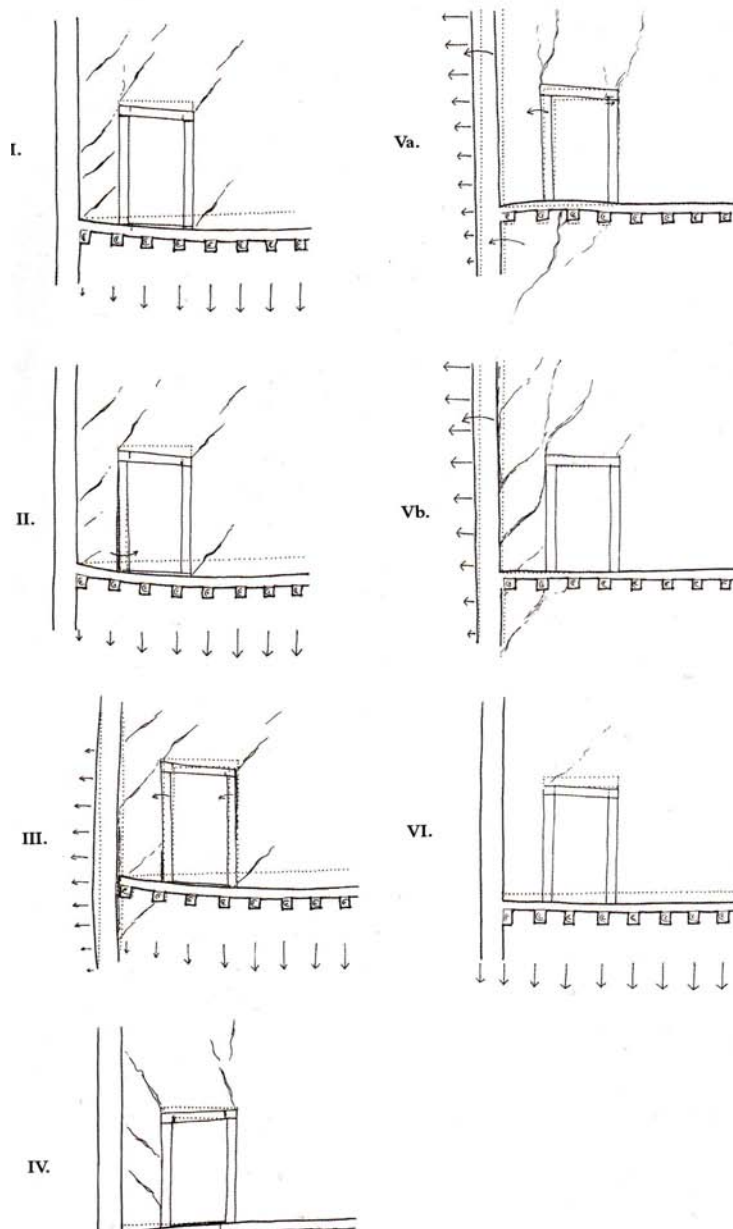
Altri casi di dissesto possono essere legati a fenomeni di instabilità del palo stesso che, caricato di punta e per progressiva perdita di compattezza del suolo, può inflettersi lateralmente o frontalmente rispetto all'asse del muro di pertinenza provocando lesioni di diversa tipologia: nel primo caso lesioni fitte, parallele poco profonde e nel secondo caso espulsione dei materiali lapidei sovrapposti.<sup>56</sup> Inoltre va osservato che la stragrande maggioranza degli edifici interessanti da crollo parziale o totale, presentano almeno un fronte lungo canale, elemento che li rende più vulnerabili degli edifici costruiti invece internamente.<sup>57</sup>

In prossimità del muro di facciata, anche dall'interno dei fabbricati, è possibile ricavare numerose informazioni sull'avanzamento dei cedimenti attraverso la lettura dell'assetto fessurativo della parete ortogonale di spina. Si riporta per completezza una categorizzazione

<sup>56</sup> Trovo', F., *I sistemi fondali a Venezia: stato dell'arte delle conoscenze e interventi di consolidamento più diffusi*, in Bondanelli, M., (a cura di), "Problematiche strutturali dell'edilizia storica in zona sismica" – Contributi al seminario di studi (Associazione dei Geologi della provincia di Ferrara; Associazioni Geologi Emilia-Romagna per la Protezione Civile), Ferrara, 01-22 ottobre 2009, pp. 59-84.

<sup>57</sup> Trovo' F., *Storie di crolli e osservazioni sui fenomeni di dissesto riconducibili a insufficienze fondali*, in F. Doglioni, G. Mirabella (a cura), *Venezia. Forme della costruzione e forme del dissesto*, Libreria Editrice Cluva, Venezia, 2011, pp. 227-240

offerta da Doglioni all'interno del saggio *Il cedimento differenziale dei muri di spina* incluso nel volume *Venezia. Forme della costruzione e forme del dissesto*.<sup>58</sup>



**Fig.3.3** Assetti fessurativi della spalla muraria e della porta del muro di spina in prossimità del muro di facciata

I. Cedimento del muro di spina con romboidalizzazione perfetta della porta

II. Cedimento del muro di spina con disaccoppiamento dei ritti della porta

III. Cedimento verticale del muro di spina, con formazione di arco nella muratura e rotazione della facciata

IV. Traslazione verticale della facciata con cedimento verticale del ritto esterno della porta

V. Rotazione rigida della facciata attorno a cerniera in fondazione (Vb, lesioni legate a dissesto sismico)

VI. Cedimento del muro di spina che trascina con sé la facciata

E' possibile inoltre fare un'ulteriore distinzione in termini di direzione; i cedimenti possono essere infatti:<sup>59</sup>

<sup>58</sup> Doglioni F., *Il cedimento differenziale dei muri di spina* in in F. Doglioni, G. Mirabella (a cura), Venezia. *Forme della costruzione e forme del dissesto*, Libreria Editrice Cluva, Venezia, 2011, pp. 251-262

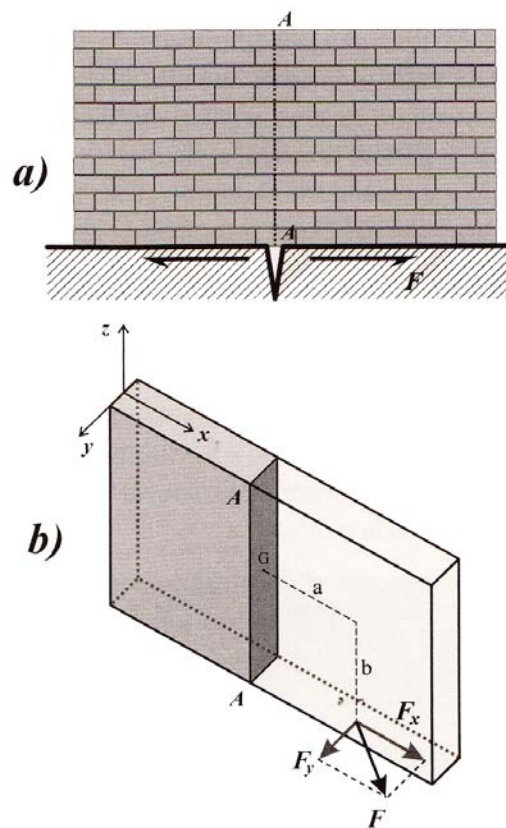
<sup>59</sup> Cucco F., *Statica e consolidamento degli edifici storici*, Grafill, Palermo, 2008

- **Cedimenti orizzontali**

In questo caso il moto del terreno si trasmette per attrito alla struttura di fondazione imponendo una forza  $F$  che può avere componenti trasversali, complanari o oblique rispetto al piano della muratura, provocando cinematismi più o meno dannosi in termini di lesioni e dissesti.

La componente  $F_x$  esercita uno sforzo normale di trazione pari a  $N = F_x$  e un momento  $M_y = F_x \cdot b$ . La componente  $F_y$  impone invece uno sforzo di taglio pari a  $T_y = F_y$ , un momento flettente  $M_x = F_y \cdot a$  ed un momento torcente pari a  $M_x = F_y \cdot b$ .

La tipologia fessurativa associata a sforzi tenso-flessionali di questo tipo, si sviluppa dal basso verso l'alto provocando la formazione di due paramenti distinti in movimento reciproco ma comunque complanari; qualora invece siano prevalenti le componenti di torsione e taglio, la lesione sarà inclinata con uno spostamento reciproco su piani diversi.

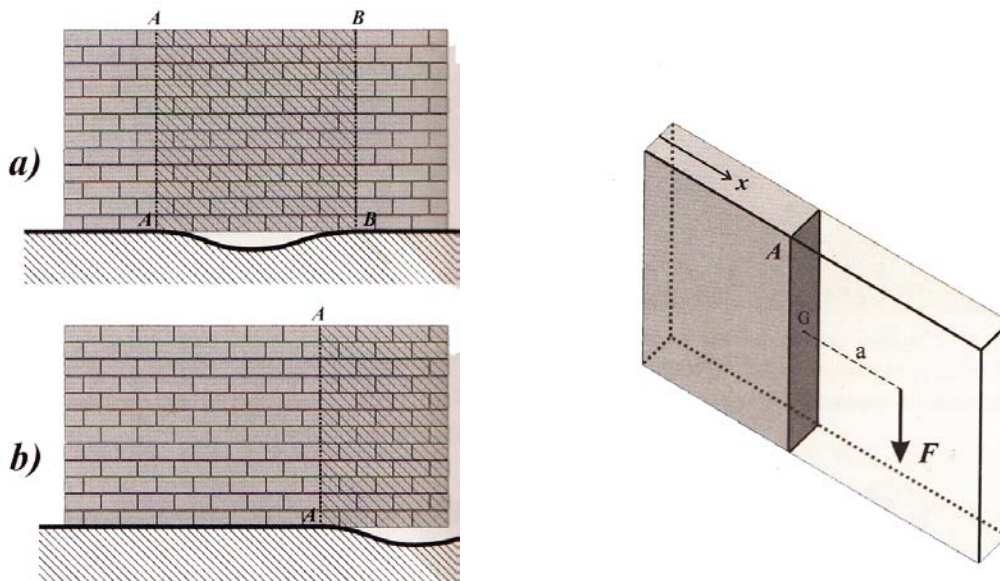


**Fig.3.4**, Forma della lesione di un paramento murario di fondazione sollecitato nel piano; **Fig.3.5** Rappresentazione grafica delle sollecitazioni originate da cedimenti orizzontali del sedime dell'edificio tratte da Cucco F., *Statica e consolidamento degli edifici storici*, Grafill, Palermo, 2008

- **Cedimenti verticali**

I cedimenti verticali possono invece riguardare porzioni diverse del paramento murario; se interessano una zona intermedia, la parte afflitta da cedimento resta sospesa rispetto allo spostamento del terreno, presentando un vincolo di incastro fisso agli estremi della porzione interessata; se interessa invece una zona marginale si origina un comportamento a mensola. La parte isolata tende a cedere sviluppando lesioni paraboliche ad arco mentre, nel secondo caso, fessurazioni di dimensioni limitate oblique.

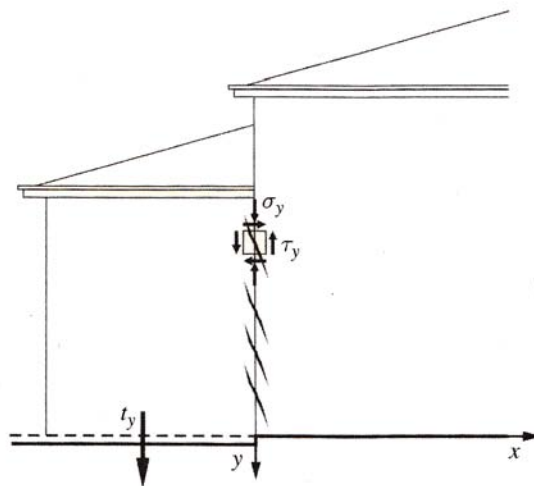
Nel caso di cedimento verticale terminale, il peso del cuneo isolato  $F$ , provoca un taglio  $T_z=F$  e un momento flettente  $M_y=Fa$ . La rottura del paramento può manifestarsi alternativamente con una lesione inclinata a taglio o una verticale provocata dallo sforzo di flessione a momento.



**Fig.3.6**, Rappresentazione grafica delle aree d'influenza di cedimenti verticali (zona intermedia o terminale); **Fig.3.7** Rappresentazione grafica delle sollecitazioni originate da cedimenti verticali del sedime dell'edificio tratte da Cucco F., *Statica e consolidamento degli edifici storici*, Grafill, Palermo, 2008

Parlando di cedimenti verticali è opportuno considerare inoltre che essi possono occorrere anche per il moto rigido reciproco di due edifici contigui interessati da variazioni differenziali dello stato tensionale del sedime di pertinenza. L'interfaccia sarà caratterizzata da sforzi di compressione dovuti al peso del paramento e sforzi tangenziali dovuti alla traslazione, che si esplicheranno con fratture a  $45^\circ$  nella parte centrale e verticali alle estremità. Di solito questo fenomeno è riscontrabile soprattutto

tra edifici appartenenti ad epoche di costruzione diverse, il cui sottosuolo è interessato di conseguenza da fenomeni di consolidamento in momenti successivi.<sup>60</sup>



**Fig.3.8,** Lesione per traslazione verticale di un corpo di fabbrica rispetto ad un altro ad esso aderente tratta da Pisani M.A., *Consolidamento delle strutture: guida ai criteri, ai materiali e alle tecniche più utilizzati*, Hoepli, Milano, 2008

Quando si parla di cedimenti è infine essenziale riportare un altro importante aspetto legato alla variazione delle tensioni interne, che, alla rottura del terreno, assumono una nuova configurazione di equilibrio con un cambiamento di distribuzione delle pressioni trasmesse al sedime. Il nuovo stato tensionale può essere compatibile o meno con le caratteristiche del sottosuolo e potrà implicare nuovi cedimenti.<sup>61</sup>

### 3.1.2 Presenza delle acque lagunari

Altri importanti fenomeni di degrado sono dovuti alla presenza delle acque salmastre, sia dal punto di vista chimico che fisico. Infatti la composizione chimica e lo stato di quiete o moto delle acque che lambiscono un determinato sistema strutturale di fondazioni, è determinante per la sua conservazione nel tempo.

Oggigiorno la moderna progettazione di strutture in calcestruzzo armato vanta la possibilità di poter predisporre adeguate forme di tutela contro l'aggressiva salinità dell'acqua lagunare, ma gli edifici antichi, realizzati secondo le conoscenze dell'epoca e senza adeguate protezioni, hanno subito nei secoli l'azione disgregatrice delle acque in circolazione nei canali e dei

<sup>60</sup> Pisani M.A., *Consolidamento delle strutture: guida ai criteri, ai materiali e alle tecniche più utilizzati*, Hoepli, Milano, 2008

<sup>61</sup> Ibidem

liquami di rifiuto. Il loro smaltimento avveniva infatti senza un opportuno sistema fognario, attraverso tubature di scolo, i *gatoli*, con fuoriuscita diretta nei *rii* tra gli edifici, nella convinzione che l'acqua marina fosse sufficiente alla depurazione e al loro smaltimento. Tali sistemi di scarico sono presenti ancora oggi nella maggior parte degli edifici e manifestano numerosi problemi se intasati, poichè i liquami di rifiuto trovano una via d'uscita alternativa attraverso le fenditure nelle opere di fondazione.

Anche questa soluzione ha contribuito in maniera preponderante al deterioramento delle opere fondiarie, in particolare delle palificate lignee.

Le principali cause di degrado possono essere raggruppate in cinque categorie:

- 1) Azione di dilavamento ed erosione dovuta all'elevata presenza di cloruri in soluzione che a contatto con materiali deperibili quale la malta interstiziale tra i vari strati di laterizi, ne provoca il deterioramento e la dissoluzione.
- 2) Moto ondoso più o meno accentuato legato alla circolazione delle imbarcazioni nei canali. Le onde sono comprese tra i 5 e i 10 cm fino ad un massimo di 30 cm con un movimento che agisce direttamente attraverso un'azione meccanica di degrado. L'effetto risulta particolarmente gravoso lì dove la forma dell'architettura lungo il canale permetta una maggiore concentrazione di energia distruttrice (gradini, sporgenze di vario genere, ecc.).
- 3) Fenomeni di asportazione di materiali dovuta alla presenza di cunicoli fognari o di scarico all'interno dei quali si creano fenomeni di pressione e depressione delle acque in moto. Tali cavità permettono l'ingresso delle acque nelle zone retrostanti le fondazioni con effetti a lungo termine molto dannosi, in particolare se si arriva alla scopertura della palificata esterna, dove il repentino contatto con l'aria può portare all'attacco aerobico con improvvisa perdita di capacità portante
- 4) Azione erosiva dovuta all'alternarsi del livello di marea con zone di emersione e sommersione che si alternano. Si possono individuare due fasce d'influenza: a) la *fascia subditale*, perennemente immersa che è interessata prevalentemente da asportazione del materiale dai giunti ed erosione dei blocchi resistenti; b) un intervallo di massimo degrado detto invece *fascia interdittale*.<sup>62</sup>, dove l'alternarsi di bagnato e secco è particolarmente dannoso per il materiale legnoso, poichè porta ad un assottigliamento della sezione resistente del palo, che può essere poi soggetto ad un aggressivo attacco biologico.
- 5) Frequente aumento dei fondali connesso ai fenomeni erosivi del moto delle acque o ai lavori di scavo eseguiti sui canali per motivazioni di vario genere (es. lavori su altri edifici).

---

<sup>62</sup> Definizione presente in Colombo P., *Il deterioramento di edifici, rive e pavimentazioni a Venezia per azione dell'acqua*, in AGI, XIV Convegno Nazionale di Geotecnica, Firenze vol.III, 1980

I muri di sponda lungo i canali, soggetti anche all'importante carico assiale originato dall'edificio soprastante, sono doppiamente vulnerabili alle azioni appena elencate. Il movimento delle acque in circolazione tramite l'asportazione di materiale, può provocare una discretizzazione del paramento murario con espulsione di materiale e successivo crollo (§3.2.4).



**Fig.3.9,3.10,3.11** Documentazione fotografica dello stato di conservazione della base d'imposta delle fondazioni e dei fenomeni di degrado connessi alla presenza delle acque lagunari, tratta da Insula Spa, *Venezia manutenzione urbana-Insula: 10 anni di lavori per la città*, Treviso, 2007



**Fig.3.12,3.13** Documentazione fotografica del degrado dovuto all'ingresso delle acque in circolazione all'interno dei *gatoli*, tratta da Insula Spa, *Venezia manutenzione urbana-Insula: 10 anni di lavori per la città*, Treviso, 2007

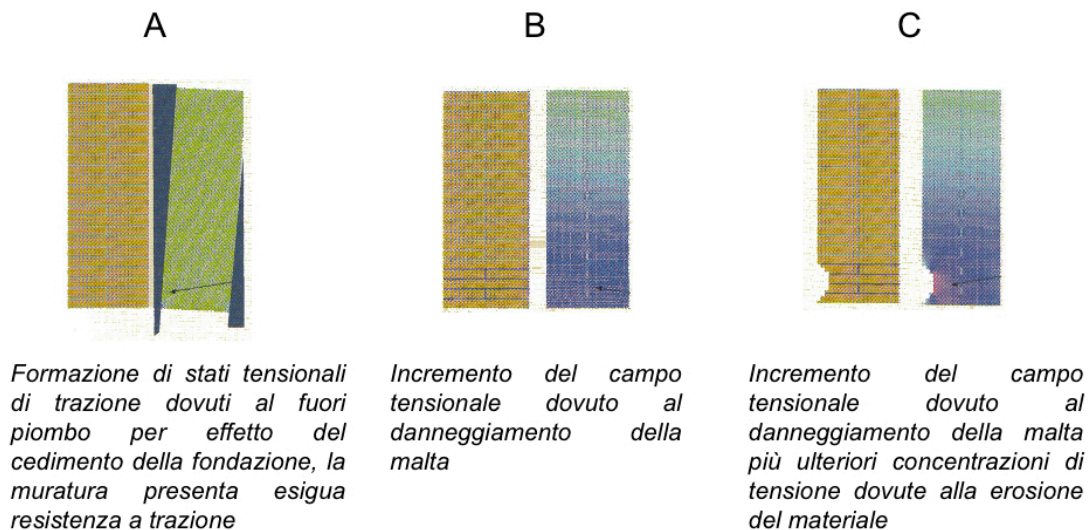
Anche le caratteristiche di malta e mattone svolgono un ruolo essenziale nella conservazione del paramento. Lo dimostrano alcune recenti elaborazioni con modello ad elementi finiti dello stato piano di deformazione della muratura<sup>63</sup>, che hanno individuato tre principali situazioni possibili:

- a) cedimento della fondazione
- b) degrado di malta alterata nella parte inferiore della muratura

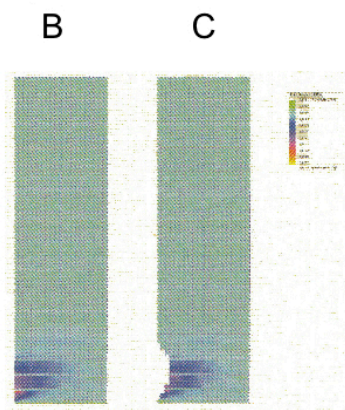
<sup>63</sup> Zezza F., *Venezia città d'acqua: le incidenze geologiche su origini, evoluzione e vulnerabilità*, Marsilio, Venezia, 2014

c) degrado del paramento connesso a fenomeni di erosione

Solo nel primo caso possono manifestarsi stati coattivi di trazione a causa della presenza di importanti fuori piombo, mentre nelle altre due situazioni vi è la comparsa di lesioni diffuse nella parte basamentale (sia nei giunti di testa che di letto) per la progressiva diminuzione di resistenza della muratura.



*Corrispondente stato tensionale*



**Fig.3.14** Elaborazione ad elementi finiti dei possibili degradi di laterizio e malta di paramenti contro-canale tratto da Zezza F., *Venezia città d'acqua: le incidenze geologiche su origini, evoluzione e vulnerabilità*, Marsilio, Venezia, 2014

### *3.1.3 Altre cause di degrado*

Alle già citate cause vanno aggiunte altre non direttamente connesse alla specificità del contesto in analisi, ma che contribuiscono in maniera sostanziale alla situazione critica delle strutture di fondazione a Venezia

- 1) Il generale deterioramento dei materiali dovuto all'azione degli agenti atmosferici (piogge, venti, ecc.) e agenti chimici (azioni di gelo/disgelo, erosioni, ecc.). La



presenza di sali sciolti all'interno delle acque può inoltre provocare fenomeni efflorescenza e cristallizzazione che interessano in modo particolare i materiali più porosi come il laterizio, che rigonfia e si fessura con un' repentina perdita di resistenza meccanica.<sup>64</sup>

Inoltre, contrariamente a quanto affermato fino ai giorni nostri il legno completamente immerso può andare incontro a fenomeni di degrado di tipo fisico-chimico con conseguente indebolimento meccanico del sistema palo-terreno.<sup>65</sup>

- 2) Gli insufficienti lavori di manutenzione dovuti a molteplici fattori soprattutto di ordine economico.
- 3) Sismicità normale del territorio in analisi. A Venezia il rischio sismico è molto basso e il comune rientra in zona sismica IV con un' accelerazione attesa al suolo di 0,05g. I danni connessi alla normale attività sismica sono pertanto da considerarsi secondari rispetto alle altre possibili cause di dissesto.
- 4) Azioni antropiche di varia natura (scavi, ristrutturazioni, lavori,...) che possono provocare interferenze sulle fondazioni già esistenti.

Un breve approfondimento lo merita il fenomeno di erosione del legno. Recenti studi<sup>66</sup>, infatti, hanno sfatato il mito per cui il legno completamente immerso sarebbe tutelato da fenomeni di degrado in virtù dell' ambiente anaerobico in cui si trova. L' azione che aggredisce le palificate è principalmente di tipo biologico; si tratta di fenomeni di biodemolizione perpetrati da muffe, batteri, funghi e talvolta anche invertebrati xilofagi, che possono agire anche in totale assenza di ossigeno degradando la cellulosa del legno per il proprio nutrimento. Da tenere in considerazione è anche la temperatura dell' acqua che influisce sulla velocità di disgregazione; più l' acqua è calda maggiore sarà l' attacco biologico.<sup>67</sup>

Sono state condotte delle analisi numeriche per lo studio del comportamento tipo delle palificate lignee in dipendenza dal livello di degrado del materiale costituente. Rapportato tale sistema strutturale con un sottosuolo dalla stratigrafia e proprietà tipiche veneziane, si è potuto evincere che il palo ligneo può continuare ad assolvere alla propria funzione di miglioramento delle proprietà del terreno (costipamento) fino a livelli di degrado molto seri.<sup>68</sup>

---

<sup>64</sup> Trovo' F., *Storie di crolli e osservazioni sui fenomeni di dissesto riconducibili a insufficienze fondali*, in F. Doglioni, G. Mirabella (a cura), *Venezia. Forme della costruzione e forme del dissesto*, Libreria Editrice Cluva, Venezia 2011, pp. 227-240.

<sup>65</sup> Biscontin G., Izzo F., Rinaldi E., *Il sistema delle fondazioni lignee a Venezia: valutazione del comportamento chimico-fisico e microbiologico*, CORILA, Venezia, 2009

<sup>66</sup> Ibidem

<sup>67</sup> F. Trovo', *Storie di crolli e osservazioni sui fenomeni di dissesto riconducibili a insufficienze fondali*, in F. Doglioni, G. Mirabella (a cura), *Venezia. Forme della costruzione e forme del dissesto*, Libreria Editrice Cluva, Venezia 2011, pp. 227-240.

<sup>68</sup> Ceccato F., Simonini P., *Comportamento meccanico delle palificate lignee di Venezia nel tempo*, in Incontro annuale dei Ricercatori di Geotecnica (IARG), 2012

## **3.2 Diagnosi e interpretazione delle forme del dissesto**

L'azione del tempo, attraverso il dispiegarsi delle azioni connesse alle cause appena elencate, porta all'alterazione degli edifici in forme di dissesto più o meno gravi (diversamente dal degrado superficiale dei manufatti che non implica necessariamente problematiche di tipo strutturale).

La diagnosi e l'analisi dei segni connessi a tali fenomeni, sono i primi indispensabili presupposti per procedere in un secondo momento con un adeguato intervento di risanamento. L'individuazione delle manifestazioni apparenti del cinematiso in atto non è sempre un'operazione immediata, e la semplice analisi visiva può non rivelarsi sufficiente. Tramite ulteriori indagini strumentali e attraverso un'opportuna correlazione dei loro diversi esiti, è però quasi sempre possibile risalire al meccanismo in atto per poter predisporre una corretta progettazione strutturale.

### *3.2.1 La conoscenza del manufatto*

Secondo le *Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale*, la conoscenza dell'edificio si deve articolare in diversi passi, primo dei quali l'identificazione della costruzione. Lavorando con patrimonio culturale tutelato va da sé che reperire tutte le informazioni necessarie non è sempre possibile e si deve pertanto ricorrere ad ipotesi ragionate e giustificate.

Si deve procedere con il rilievo geometrico e un'accurata analisi storica per ricostruire l'evoluzione dei carichi gravanti, poi con un'analisi funzionale ed infine con la caratterizzazione delle proprietà dei materiali.

Al §4.1.8 delle Linee Guida si fa specifico riferimento alle indagini del sottosuolo e alla conoscenza del sistema delle fondazioni, in particolare *nel caso di un bene culturale tutelato tale conoscenza non deve limitarsi allo stato attuale ma è opportuno, per quanto possibile, individuare le modifiche intervenute nel tempo per cause naturali o antropiche, come ad esempio scavi, costruzioni adiacenti, variazioni nel regime delle falde, dissesti idrogeologici.*

La caratterizzazione geotecnica deve avere i seguenti obiettivi:

- definire un modello geotecnico del sottosuolo attraverso opportune prove *in situ* (CPT, SPT, carotaggi, ecc.) che permettano di ricostruire in modo quanto più esaustivo l'andamento della stratigrafia
- definire il regime delle acque sotterranee che a Venezia assume particolare significato relativamente ai fenomeni di acqua alta, con cui ogni progettazione dovrà necessariamente confrontarsi
- caratterizzare la tipologia del terreno anche meccanicamente tramite opportune prove di laboratorio (edometrica, espansione laterale libera, triassiale, ecc.)

- conoscere l'eventuale suscettibilità del suolo a fenomeni di liquefazione che assumono particolare rilevanza in caso di eventi sismici

E' necessario poi determinare la forma e la geometria delle fondazioni ed in secondo luogo il loro stato di conservazione. A tale scopo posso servirmi di scavi, trincee, carotaggi oppure prove geofisiche come il georadar e le tomografie soniche.

### 3.2.2 Analisi visiva e indagini strumentali

Preliminarmente è opportuno iniziare con una semplice osservazione della struttura in elevazione da cui è già possibile ricavare una grande quantità di informazioni. I movimenti delle fondazioni si traducono in spostamenti dei muri sostenuti che, lesionandosi, possono dare un'indicazione del cinematisimo in atto. Il quadro fessurativo e deformativo può infatti assumere un andamento caratteristico (§3.1.1 e §3.2.3) ed esplicitarsi in forme immediatamente collegabili ad uno specifico cedimento delle fondazioni.

A seconda poi dell'estensione e della localizzazione dei fenomeni di dissesto e degrado, si elabora un piano di indagini strumentali per ottenere nuove e più dettagliate informazioni. In casi particolarmente gravi è essenziale prevedere anche un sistema di monitoraggio in fase di esecuzione dei lavori per evitare che le perturbazioni indotte siano peggiorative di una situazione già critica.

Ultimata questa prima fase si procede con analisi di tipo strumentale allo scopo di conoscere e determinare la geometria delle fondazioni ed eventualmente verificarne lo stato di conservazione.

Si può ricorrere a:

- Carotaggi meccanici: perforazioni con prelievo di campioni significativi (*carote*) su cui sarà eventualmente possibile eseguire prove chimico-fisiche di laboratorio. L'esecuzione di carotaggi deve essere accuratamente studiata in modo che attraverso inclinazioni diverse della perforazione sia possibile ricostruire la geometria delle strutture di fondazione
- Endoscopie: l'ispezione tramite apposite sonde, ad esempio all'interno delle forometrie prodotte dai carotaggi, è un utile strumento di diagnostica dello stato di conservazione interno delle murature
- Prove soniche: misurazioni della velocità di propagazione delle onde elastiche longitudinali all'interno di un paramento murario; consentono di valutarne le caratteristiche di densità e di stimarne quindi il livello di degrado. In genere queste prove vengono utilizzate soprattutto nelle strutture in elevazione, ma possono essere impiegate per l'analisi delle fondazioni mediante carotaggio sonico o misure di *cross-hole*. Va tenuto in considerazione che la presenza di acqua può produrre alterazione

dei risultati delle misurazioni.<sup>69</sup> Il loro utilizzo è particolarmente indicato per la verifica dell'efficacia dell'intervento soprattutto in caso di iniezioni.

- Martinetti piatti: essenziali per ricavare parametri meccanici della muratura di sponda, sono più invasivi rispetto alle precedenti indagini quindi sono da predisporre con cautela sulla base del grado di dissesto del paramento

Un'importante considerazione da fare è che ogni prova deve essere minimamente invasiva garantendo una quasi integrale conservazione del manufatto, a maggior ragione nel caso degli edifici veneziani, un importante patrimonio storico e culturale vincolato.

Il prelievo di campioni significativi, in numero congruo perché rappresentino un intervallo veritiero, permette di eseguire prove in laboratorio sia sulle malte, che sugli elementi strutturali come la pietra d'Istria, il laterizio o il legno, fornendo i dati necessari alla progettazione di materiali d'apporto compatibili e essenziali informazioni sul loro stato di conservazione.

Nello specifico sul legno possono essere eseguite delle indagini per verificarne la capacità residua. Il Resistograph® è lo strumento idoneo per misurare la resistenza meccanica del palo; si tratta di un trapano strumentato in grado di registrare la resistenza che il legno oppone all'ingresso di una punta in rotazione a velocità costante.

Le variazioni registrate sulla punta dello strumento forniscono importanti indicazioni sulle caratteristiche del materiale come difetti, anomalie ed alterazioni (per esempio presenza di attacchi fungini o da insetti, nodi, spaccature, slittamento di fibre, cipollature anulari, ecc.) in punti specifici della struttura. I risultati che lo strumento offre sono di tipo comparativo e permettono di ottenere correlazioni con l'elasticità e la resistenza dell'elemento analizzato.

### *3.2.3 Abachi delle forme di dissesto*

La ricorsività di determinati fenomeni di dissesto, la cui lettura costituisce una sorta di *pre-diagnosi* diretta, ha permesso l'inquadramento di un repertorio di forme all'interno di un abaco dei principali meccanismi che possono manifestarsi a Venezia.

L'elaborazione di questo "*Structural Damage Atlas*"<sup>70</sup>, è il presupposto per una lettura quanto più oggettiva e universale per i professionisti che si accingono a lavorare su un edificio storico a Venezia. Ciò che ha permesso l'elaborazione di questo atlante è l'analisi del quadro fessurativo e deformativo che, relazionato con uno stato di sforzo ipotetico, ha implicato la correlazione del danno con la sua causa scatenante.

---

<sup>69</sup> Rossi Pier Paolo, *Le indagini diagnostiche per il consolidamento strutturale delle sponde dei rii* in Quaderni sulla manutenzione urbana di Venezia, n.9 anno III, 2001

<sup>70</sup> F. Doglioni, G. Mirabella Roberti, F. Trovò, A. Squassina, M. Bondanelli, *A structural damage atlas for Venice in Scientific Research and Safeguarding of Venice – CORILA Research programme 2004-2006 – Vol. VI*, Venezia, 2008, pp. 133-146.

La prima importante suddivisione è stata in termini di estensione; si sono individuati dei *fenomeni locali*, che interessano un'unica componente costruttiva senza necessariamente compromettere la stabilità dell'intero manufatto e dei *fenomeni estesi* qualora il danneggiamento assuma una portata maggiore. Nello specifico delle opere di fondazione, va osservato che qualsivoglia cinematismo che le coinvolga, influenzerà con effetti più o meno gravi anche la sovrastruttura connessa.

Per entrambe le tipologie oltre alle ipotetiche cause principali vengono sempre accostate delle concause secondarie, meno rilevanti delle principali ma che sicuramente possono aver contribuito al dispiegarsi del fenomeno (degrado materico, fronti acquei di risalita, ecc.).

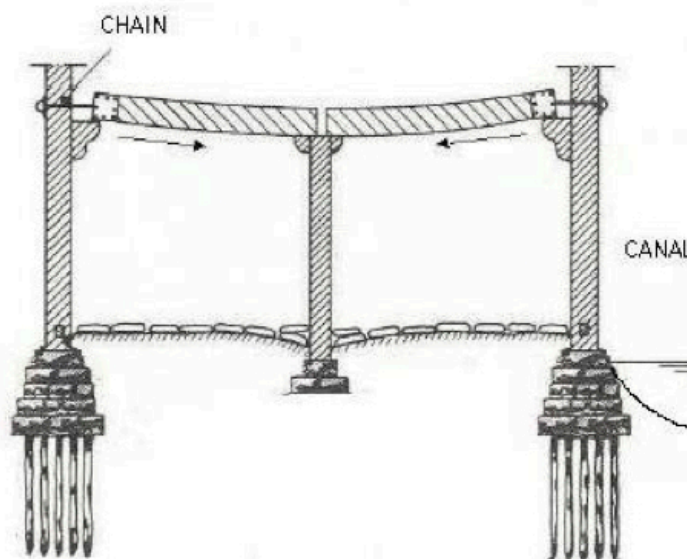
La corretta interpretazione dei quadri fessurativi e deformativi in atto si propone come un vero e proprio strumento diagnostico se correttamente utilizzato. Nello specifico di questa trattazione, si analizzeranno in dettaglio le patologie connesse a cedimenti dei sistemi fondali. Sebbene i dissesti delle opere di fondazione siano leggibili in modo particolare in fenomeni lesivi parecchio estesi, gli spostamenti di architravi e apparati decorativi costituiscono anch'essi una conseguenza diretta e diffusa del comportamento viscoso del sottosuolo lagunare.

I principali fenomeni dovuti a insufficienze fondali sono:

1. Deformazioni e lesioni della muratura perimetrale per cedimento differenziale breve del tratto intermedio della fondazione : il fenomeno si esplica per un cedimento circoscritto di una parte della fondazione (diretta ma anche profonda) dovuto a un suo deterioramento o a cause geotecniche. Le lesioni leggibili in prospetto sono localizzate in corrispondenza della parte cedevole e assumono andamento inclinato o ad arco
2. Traslazione verticale per cedimento differenziale breve o lungo del tratto terminale di fondazione: il cedimento si manifesta in una serie di lesioni a carattere parallelo inclinate o sub-verticali tra le porzioni a diverso cedimento. La lettura è possibile anche attraverso il comportamento delle aperture i cui ritti seguono con inclinazione o rottura il verso dello spostamento
3. Traslazione verticale della muratura perimetrale per cedimento differenziale lungo del tratto intermedio della fondazione (effetto arco): il cedimento si manifesta nella parte centrale della fondazione accompagnato da lesioni con caratteristico andamento ad arco. Il meccanismo è uguale a quello descritto al punto 1, varia l'estensione. La porzione di muratura interessata dal cinematismo, può subire rotazione o espulsione nel caso entri in instabilità. Anche le aperture si deformano seguendo lo spostamento complessivo della facciata
4. Traslazione verticale con rotazione fuori piano della muratura perimetrale per cedimento differenziale del lato esterno: anche questo meccanismo si manifesta attraverso lesioni ad arco che possono culminare nell'isolamento e rotazione fuori piano della porzione di muratura interessata. L'eccentricità dei carichi agenti sulla

porzione di muratura interessata è discriminante per l'innescarsi del cinematismo. Qualora si tratti di un edificio con fronte acqueo, il fenomeno può essere accelerato dal degrado materico provocato

5. Traslazione orizzontale fuori piano della fondazione con imbozzamento della muratura perimetrale: questo cinematismo è provocato dallo slittamento delle teste della palificata per instabilità dovuta al carico di punta. Si manifesta con lesioni curvilinee nella parte basamentale ed espulsione di materiale lapideo con conseguente abbassamento di tutta la porzione di muratura sovrastante. Il degrado materico delle fondazioni, accelerato dal contatto con l'acqua salsa, in questo caso è determinante
6. Traslazione orizzontale nel piano o angolare della fondazione: il movimento da considerare è uguale a quello descritto al punto 5, con l'unica differenza che lo spostamento avviene nel piano e si manifesta in lesioni verticali e parallele poste ad una certa distanza tra loro. L'intero paramento subisce uno spostamento della sua parte terminale leggibile in termini dimensionali nella distanza complessiva tra i due lembi della frattura. Tale fenomeno può coinvolgere anche le angolate
7. Traslazione verticale del muro di spina: il cinematismo coinvolge uno o più pannelli murari interni che traslano verticalmente in maniera differenziale rispetto al muro perimetrale, per esempio a causa di tipologie fondazionali diverse. Migliore è la connessione tra i paramenti murari, peggiori saranno le lesioni in corrispondenza del nodo (§3.1.1). Questo meccanismo può inoltre innescare pericolose spinte orizzontali sulle murature perimetrali con pericolo di ribaltamento fuori piano
8. Traslazione verticale dell'angolata per cedimento differenziale della fondazione: è evidente in una serie di lesioni verticali o subverticali che si attenuano salendo in altezza. L'angolata infatti rappresenta un dispositivo strutturale in cui convergono sollecitazioni elevate in virtù della sua posizione di collegamento tra murature appartenenti a due facciate diverse. Inoltre la pratica costruttiva prevede non vi sia perfetto ammorsamento tra i conci il che comporta separazioni del paramento.
9. Edifici con pareti murarie perimetrali fuori piombo: rotazione rigida dell'intero corpo di fabbrica che può avere luogo senza la manifestazione di lesioni apparenti. E' connesso a disomogeneità del sottosuolo o cedimenti indotti.

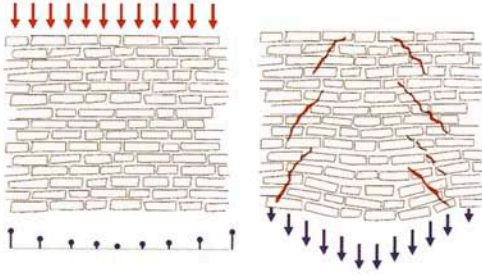
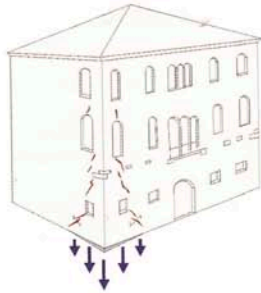
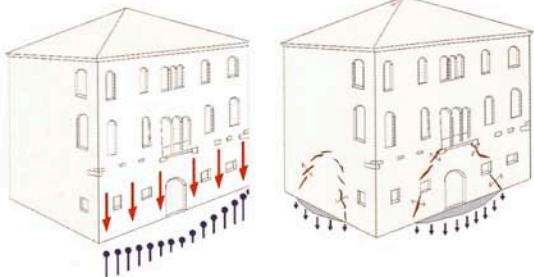
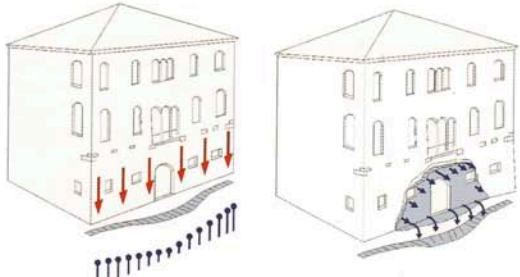
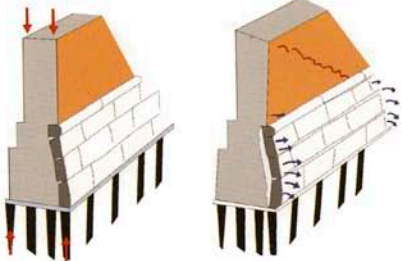
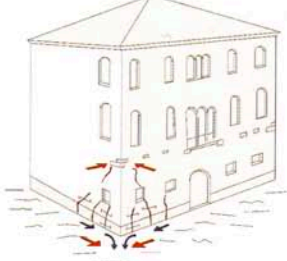
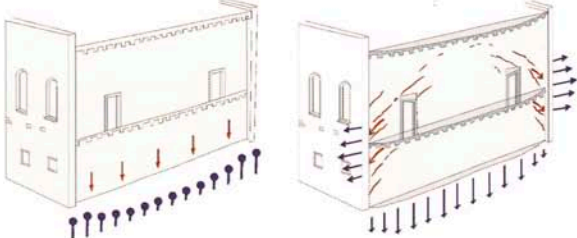
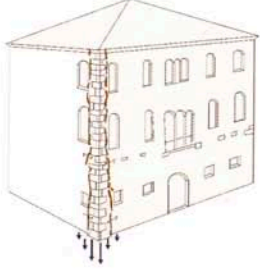
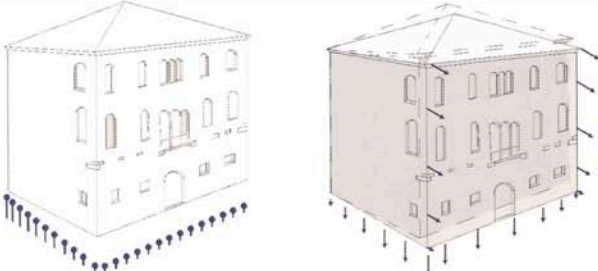


**Fig.3.15** Schema strutturale di funzionamento degli edifici a Venezia con opere di fondazione diverse, tratta da Mazzucato, A., Dei Svaldi, A. & Dalla Corte, E. *Restoration works in the city of Venice geotechnical aspects. Scientific Research and Safeguarding of Venice,- Corila Research Program 2004, 2006, pp. 146–154.*

Dei 21 meccanismi e forme di dissesto raccolte all'interno dell'Atlante più della metà possono essere totalmente o in parte ricondotti a problemi di insufficienza fondazionale, la principale criticità che interessa le antiche fabbriche veneziane. Se correttamente utilizzato si propone come un ottimo strumento per la diagnosi anche *in situ* di eventuali cinematismi in atto che, in unione con un approfondito studio dell'edificio in analisi, può permettere di verificare se questo possiede ancora dei margini di resistenza pur offrendo una sicurezza di certo ridotta.

Nella pagina seguente si riporta un riassunto grafico (tab.3.1) dei cinematismi più significativi ricavati dallo "*Structural Damage Atlas*"<sup>71</sup> per quanto riguarda i cedimenti delle opere di fondazione.

<sup>71</sup> F. Doglioni, G. Mirabella Roberti, F. Trovò, A. Squassina, M. Bondanelli, *A structural damage atlas for Venice in Scientific Research and Safeguarding of Venice – CORILA Research programme 2004-2006 – Vol. VI, Venezia, 2008, pp. 133-146.*

<p>1. Cedimento differenziale breve del tratto intermedio della fondazione</p> 	<p>2. Traslazione verticale per cedimento del tratto terminale</p> 
<p>3. Traslazione verticale della muratura perimetrale (effetto arco)</p> 	<p>4. Traslazione verticale con rotazione fuoripiano</p> 
<p>5. Traslazione orizzontale fuoripiano con imbozzamento della muratura</p> 	<p>6. Traslazione orizzontale nel piano/angolare della fondazione</p> 
<p>7. Traslazione verticale del muro di spina</p> 	<p>8. Traslazione verticale dell'angolata per cedimento</p> 
<p>9. Edifici con pareti murarie perimetrali fuori piombo</p> 	

**Tab.3.1** Riassunto delle forme di dissesto legate ad insufficienze fondazionali tratto da F. Trovo', F. Doglioni, G. Mirabella Roberti, M. Bondanelli, *Repertorio delle forme di dissesto*, in F. Doglioni, G. Mirabella (a cura), *Venezia. Forme della costruzione e forme del dissesto*, Libreria Editrice Cluva, Venezia 2011, pp. 271-300







### 3.2.4 Documentazione fotografica del degrado connesso a insufficienze fondazionali



La seguente tabella rappresenta una raccolta di alcuni casi di degrado recentemente osservati a Venezia attraverso la lettura del quadro fessurativo e deformativo delle facciate. Non si propone di essere una collezione metodica, quanto piuttosto una carrellata di immagini esemplificative dell'applicazione dello *Structural Damage Atlas* ad alcuni edifici storici, individuati passeggiando per le *calli* della città.

Sovente, la scopertura dell'intonaco superficiale per fenomeni legati all'umidità e agli agenti atmosferici, porta in luce con ancora maggiore chiarezza l'andamento delle lesioni sul paramento in esame, permettendo di risalire al cinematismo in atto e alla causa scatenante.

Ancora una volta è possibile osservare che i dissesti e i danni più gravi si hanno in concomitanza di fronti acquei, dove i fronti di risalita capillare e i cedimenti si fanno più intensi e critici, mentre i muri senza affaccio sul canale manifestano in norma sintomatologie meno gravi legate in modo particolare al cedimento differenziale dei paramenti di grande estensione.

	<p style="text-align: center;"><b>Figura 3.16</b></p> <p><b>Zona:</b> Canal Grande</p> <p><b>Presenza canale:</b> Sì</p> <p><b>Tipologia di dissesto:</b> La muratura manifesta lesioni ad arco diffuse che si innescano a partire dalle aperture, rientrando nel meccanismo n.6 <i>Traslazione orizzontale nel piano della fondazione</i></p>
	<p style="text-align: center;"><b>Figura 3.17</b></p> <p><b>Zona:</b> Zattere</p> <p><b>Presenza canale:</b> Sì</p> <p><b>Tipologia di dissesto:</b> La muratura manifesta lesioni ad arco diffuse che si innescano a partire dalle aperture, con lesioni oblique parallele fitte. Rientra nel meccanismo n.3 <i>Traslazione verticale della muratura perimetrale (effetto arco)</i></p>

	<p style="text-align: center;"><b>Figura 3.18</b></p> <p><b>Zona:</b> Cannareggio</p> <p><b>Presenza canale:</b> Sì</p> <p><b>Tipologia di dissesto:</b> La muratura manifesta lesioni limitate ad andamento obliquo; ben leggibile l'inclinazione della quadrifora e della decorazione in pietra. Rientra nel meccanismo n.2 <i>Traslazione verticale per cedimento del tratto terminale</i></p>
	<p style="text-align: center;"><b>Figura 3.19</b></p> <p><b>Zona:</b> S.Polo</p> <p><b>Presenza canale:</b> Sì</p> <p><b>Tipologia di dissesto:</b> La muratura manifesta importanti lesioni ad arco localizzate in concomitanza con una porzione di paramento in procinto di distaccarsi, che ha assunto cinematismo indipendente di scivolamento nel canale. Rientra nel meccanismo n.4 <i>Traslazione verticale con rotazione fuoripiano</i></p>

	<p><b>Figura 3.20</b></p> <p><b>Zona:</b> S. Marta</p> <p><b>Presenza canale:</b> No</p> <p><b>Tipologia di dissesto:</b> La muratura manifesta lesioni inclinate a 45° fitte, di modesta entità e parallele all'interno delle fasce di piano che si innescano dagli spigoli delle aperture. E' inoltre visibile ad occhio nudo l'inclinazione della parte basamentale del fabbricato. Rientra nel meccanismo n.1 <i>Cedimento differenziale breve del tratto intermedio della fondazione.</i></p>
	<p><b>Figura 3.21</b></p> <p><b>Zona:</b> S. Marta</p> <p><b>Presenza canale:</b> No</p> <p><b>Tipologia di dissesto:</b> La muratura manifesta lesioni inclinate a 45°, di modesta entità, che si innescano dalle aperture con andamento ad arco. E' osservabile inoltre un'inclinazione del piano d'imposta del paramento di facciata. Il meccanismo di riferimento è il n.3 <i>Traslazione verticale della muratura perimetrale (effetto arco)</i></p>



## Capitolo 4

### Comportamento geotecnico delle opere di fondazione

Alla luce della distinzione precedentemente attuata si analizzeranno in maniera differenziata i diversi comportamenti delle fondazioni dirette, equiparabili ad una trave rovescia, e le fondazioni profonde su pali. Nel corso di tale sintesi verranno presi in considerazione diversi aspetti:

- a) La portata massima della fondazione rispetto al carico sovrastante
- b) Il comportamento del terreno in merito ai cedimenti
- c) Le eventuali interazioni tra il terreno, la fondazione, e l'interfaccia tra di essi

In termini di trasferimento dei carichi alla fondazione si parla di:

- a) Fondazioni superficiali o semi-interrate, nel caso in cui il carico venga trasmesso al terreno per pressione sul piano d'appoggio senza contributo dell'attrito laterale
- b) Fondazioni profonde, quelle per cui il carico viene trasmesso al terreno attraverso un duplice contributo, quello della pressione al di sotto del piano d'appoggio e per attrito lungo il fusto

#### 4.1 Carico limite per fondazioni dirette

Nella trattazione del comportamento delle fondazioni dirette è prioritaria la definizione del carico di rottura del terreno, ossia la verifica della stabilità del complesso terreno-fondazione. Si definisce  $Q_f$  e  $q_f$  il carico di rottura a seconda che sia totale o unitario in dipendenza da numerosi parametri come la profondità della fondazione, il tipo di terreno e la situazione di falda. Con pedice *lim* forniscono i valori limite a rottura tenuto conto degli opportuni coefficienti indicati nelle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008.

La crisi del terreno, al crescere dei carichi applicati, avviene per rottura a taglio dello stesso secondo le tre possibili modalità evidenziate da Vesic<sup>72</sup>:

- 1) Rottura generale, con formazione di superfici di scorrimento ben definite, a partire dal piano di posa fino al piano campagna; la rottura è di tipo fragile, con immediato collasso. Dalla curva carico-cedimento è ben visibile il punto di rottura;
- 2) Rottura per punzonamento, dovuta ad un movimento verticale della fondazione e conseguente formazione di piani di rottura verticali. E' governata dalle proprietà di compressibilità del terreno di fondazione e le superfici di scorrimento non sono ben definite. La rottura è di tipo duttile, senza una precisa localizzazione del punto di

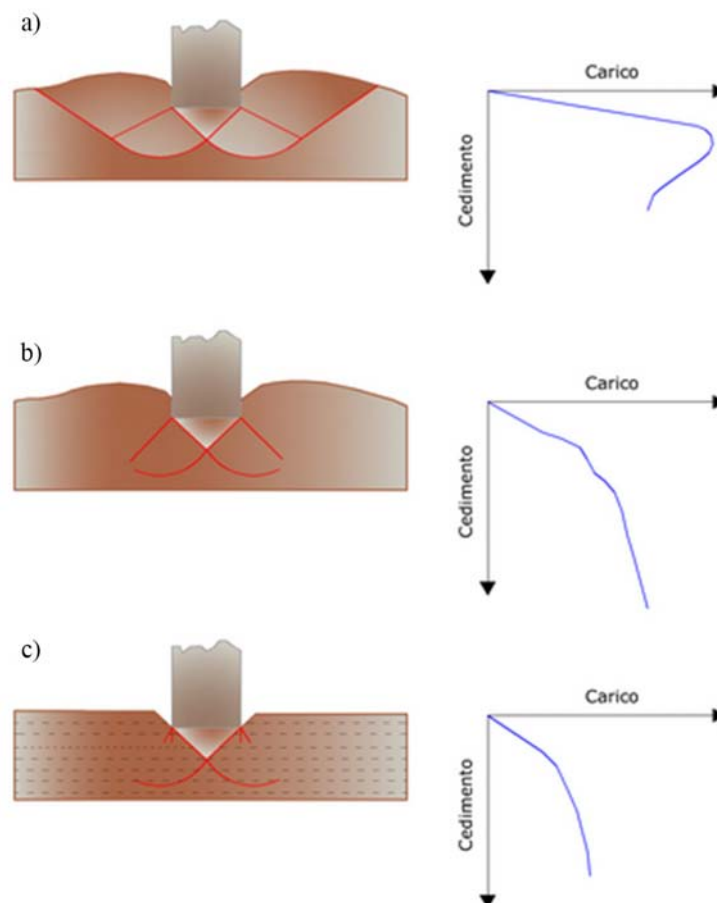
---

<sup>72</sup> Vesic A.S., *Bearing capacity of Shallow Foundations*, Foundation Engineering Handbook, Van Nostrand Reinhold Company, 1975

collasso; nella curva carico- cedimento si rileva una graduale riduzione della rigidità della fondazione fino a giungere a valori di cedimento incompatibili con la stabilità della sovrastruttura;

- 3) **Rottura locale**, con superfici di scorrimento ben definite in prossimità della fondazione che si attenuano allontanandosi dalla stessa. E' un comportamento intermedio tra i due precedenti.

Solitamente la tipologia di rottura che interessa fondazioni superficiali su terreno argilloso o sabbie dense è del primo tipo. Il tipo di meccanismo che si verifica è infatti funzione della densità relativa del terreno e dell'approfondimento relativo  $D/B$  (profondità/larghezza) della fondazione stessa. La rottura per punzonamento interessa invece terreni poco densi o fondazioni profonde con lenta applicazione dei carichi.



**Fig.4.1** Le modalità di rottura del terreno al crescere dei carichi applicati secondo Vesic; a) rottura generale, b) rottura per punzonamento, c) rottura locale

Per semplicità di trattazione si riporta la formulazione di Terzaghi<sup>73</sup> per il calcolo della capacità portante della fondazione. Le ipotesi su cui si basa possono essere così sintetizzate:

- fondazione continua con carico centrato
- piano di fondazione e piano di campagna orizzontali
- presenza di attrito fondazione-terreno

Il terreno è semplificato come:

- mezzo continuo, omogeneo e isotropo
- con comportamento rigido-plastico
- vale il criterio di rottura di Mohr-Coulomb<sup>74</sup>

Il metodo Terzaghi si basa sul calcolo dell'equilibrio limite per il terreno considerato come corpo rigido all'interno della superficie di scorrimento.

Considerata l'interfaccia tra terreno e fondazione, si può individuare un cuneo di terreno al di sotto della fondazione stessa, che penetra all'interno dello suolo in profondità in maniera solidale con essa. Considerato l'attrito in gioco e l'adesione tra terreno e fondazione, tale nucleo si trova in fase elastica e i lati inclinati formano un angolo  $\varphi$  con l'orizzontale. Si possono, a seguito di tali considerazioni, computare separatamente i contributi in termini di resistenza del peso del terreno  $\gamma$ , del sovraccarico  $q$ , e della coesione  $c$ . La penetrazione del cuneo all'interno del terreno sottostante è subordinata al raggiungimento dell'equivalenza tra la pressione dei suoi lati inclinati con la risultante della spinta passiva del terreno adiacente  $P_p$  e della coesione  $C_a$ . Dal momento che lo slittamento avviene lungo le facce inclinate del cuneo e la spinta agisce con angolo  $\varphi$  rispetto alla normale di entrambe, la sua risultante sarà orientata verticalmente.

Trascurando il peso  $\gamma$  del cuneo di terreno

$$Q_f = 2P_p + 2C_a \sin\Phi = 2P_p + Bctg\Phi \quad (4.1)$$

Si calcoli  $P_p$  (spinta passiva) con il metodo dell'equilibrio limite globale di Coulomb.<sup>75</sup>

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (4.2)$$

<sup>73</sup> Terzaghi K., Peck R.B., *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley & Sons, New York, 1967

<sup>74</sup> La condizione di rottura può essere espressa attraverso la curva di involuppo di Mohr (curva tangente ai cerchi di rottura). Unita alle relazioni di Coulomb elaborate già a fine '700 tra tensione di taglio e normale ( $\tau = \sigma tg\varphi$ ), dà origine al criterio di rottura Mohr-Coulomb

<sup>75</sup> La teoria di Coulomb per il calcolo della spinta esercitata dal terreno su un'opera di sostegno si riferisce ad uno stato limite prossimo alla rottura e ipotizza superfici di scorrimento piane. I suoi risultati sono approssimati ed è preferibile utilizzare di norma il metodo di Caquot e Kèrisel per il calcolo delle spinte.

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (4.3)$$

Si ottiene quindi la relazione per unità di lunghezza

$$Q_f = B(cN_c + q_0N_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma) \quad (4.4)$$

$$\text{con } N_c = \frac{2P_c}{Bc} + tg\varphi; N_q = \frac{2P_q}{\gamma DB}; N_\gamma = \frac{4P'_p}{\gamma B^2}$$

NB: Con di risalita della falda fino al piano campagna (nel caso di Venezia ciò può essere sempre considerato a favore di sicurezza) devo utilizzare il parametro  $\gamma'$ .

La capacità portante unitaria  $q_f$  è pari a  $Q_f$  a meno di B. Il primo termine rappresenta il contributo della coesione lungo la superficie di rottura, il secondo rappresenta l'effetto stabilizzante del terreno ai lati della fondazione e l'ultimo termine il peso proprio del terreno all'interno delle superfici di scorrimento.

Nel caso di terreni coesivi sarebbe opportuno procedere con una doppia analisi, a breve termine in condizioni non drenate, a lungo termine in condizioni drenate, ma di norma si procede solo con la prima tipologia essendo la condizione più sfavorevole<sup>76</sup>. Il parametro di resistenza del terreno è  $c_u$ , e rappresenta la coesione apparente.

La resistenza al taglio espressa attraverso la relazione di Coulomb vale

$$\tau = c_u + \sigma tg\varphi \quad (4.5)$$

in condizioni non drenate  $\Phi_u = 0$  e quindi  $\tau = c_u$ .

Quindi per terreni coesivi vale la semplificazione della relazione di Terzaghi

$$q_f = 5,70c_u + \gamma D \quad (4.6)$$

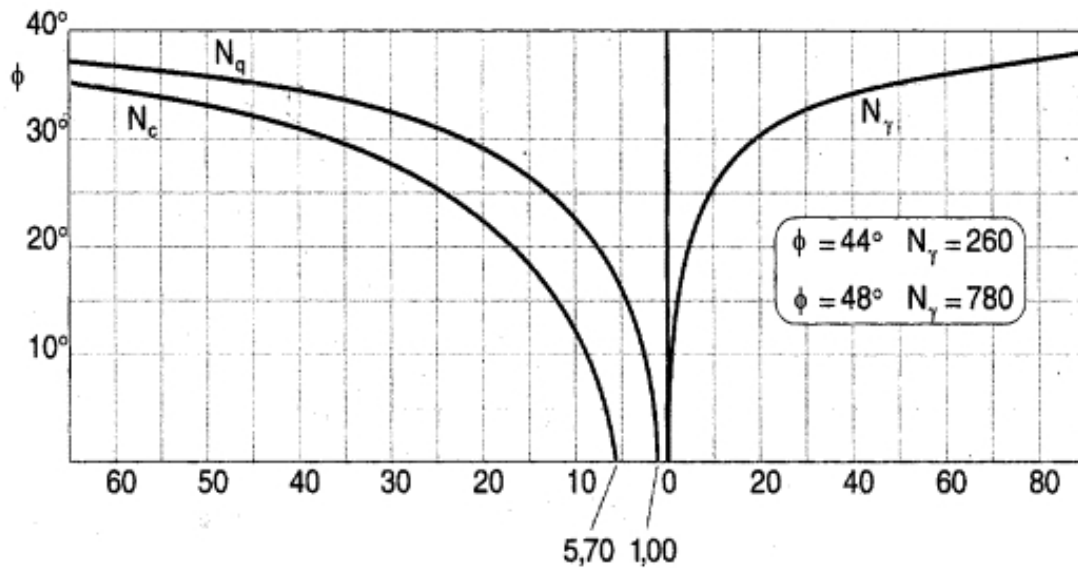
$$\text{Con } N_c = 5,70, N_q = 1, N_\gamma = 0$$

---

<sup>76</sup> Al termine del processo di consolidazione, infatti, l'incremento delle tensioni efficaci produce un aumento della resistenza al taglio e perciò delle prestazioni del terreno



I valori dei parametri  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  sono stati calcolati da Terzaghi e messi in funzione di  $\Phi$  (angolo d'attrito delle terre) e riportati in diagramma (fig. 4.2).



**Fig.4.2** I valori dei parametri  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  calcolati da Terzaghi e messi in funzione di  $\Phi$ , angolo d'attrito delle terre e riportati in diagramma

La formula di Terzaghi, tuttavia, rappresenta una sovrastima cautelativa.

La formula più generale e completa è quella di Brinch-Hansen,<sup>77</sup> che permette di estendere la teoria di Terzaghi anche a diverse situazioni di carico e specifiche geometrie delle fondazioni

$$q_f = c'N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q_0 N_q s_q d_q i_q b_q g_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma \quad (4.7)$$

con  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  fattori di capacità portante. Questa formulazione introduce dei coefficienti correttivi

$s_c$ ,  $s_q$ ,  $s_\gamma$  fattori di forma della fondazione

$i_c$ ,  $i_q$ ,  $i_\gamma$  fattori correttivi dell'inclinazione del carico

$b_c$ ,  $b_q$ ,  $b_\gamma$  fattori correttivi dell'inclinazione della base della fondazione

$g_c$ ,  $g_q$ ,  $g_\gamma$  fattori correttivi dell'inclinazione del piano campagna

$d_c$ ,  $d_q$ ,  $d_\gamma$  fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa

Nello caso specifico in esame che verrà analizzato al §6 si terrà conto di ipotesi semplificate di fondazioni rettilinee con carico verticale centrato e uniformemente distribuito, piano di posa e di campagna rettilinei.

<sup>77</sup> Brinch Hansen J., *A General Formula for Bearing Capacity*, The Danish Geotechnical Institute, bull. n.28, Copenhagen, 1970

Per il calcolo dei fattori di capacità portante per  $N_c$  e  $N_q$  si possono utilizzare le espressioni di Prandtl e Reissner

$$N_q = tg^2(45^\circ + \frac{\Phi'}{2})e^{\pi tg\Phi'} \quad (4.8)$$

$$N_c = (N_q - 1)cotg\Phi' \quad (4.9)$$

Per il calcolo di  $N_\gamma$  di norma si ricorre invece alla relazione di Vesic, ricavata dalla formulazione di Caquot e Kerisel

$$N_\gamma = 2(N_q - 1)tg\Phi' \quad (4.10)$$

- **Fattori di forma**

Per quanto riguarda i fattori di forma la casistica delle formulazioni è più ampia. Per fondazioni circolari o quadrate in condizioni non drenate,  $s_c$  può essere uguagliato a 1,2 o 1,3 mentre per fondazioni rettangolari vale la seguente equazione.

$$s_c = (1 + \frac{0,2B}{L}) \quad (4.11)$$

In condizioni drenate  $s_c = 0,3 \div 0,6$  per fondazioni circolari e quadrate e per fondazioni rettangolari

$$\text{Skempton } s_c = (1 - \frac{0,1B}{L}) \quad (4.12)$$

$$\text{Brinch Hansen } s_c = (1 + \frac{0,4B}{L}) \quad (4.13)$$

Per  $s_q$  in condizioni drenate per fondazioni circolari o quadrate si può utilizzare il valore 1 o  $1 + sen\phi$ , mentre per fondazioni rettangolari

$$\text{Skempton } s_q = (1 + \frac{1,5B}{Ltg\phi}) \quad (4.14)$$

$$\text{Brinch Hansen } s_q = (1 + \frac{B}{Ltg\phi}) \quad (4.15)$$

Per quanto riguarda il valore di  $s_\gamma$  è possibile ricorrere alla formulazione di De Beer

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B}{L} \quad (4.16)$$

- **Eccentricità del carico e fattori di inclinazione**

Nel caso di carico eccentrico, si ricorre di norma alla semplificazione di Meyerhof che prevede l'attribuzione alla fondazione di una larghezza fittizia, centrata sul carico pari a

$$B' = B - 2e \quad (4.17)$$

Qualora poi la direzione di applicazione del carico sia inclinata rispetto al piano della fondazione è opportuno tenere in considerazione il rapporto tra la componente orizzontale e verticale che può influire sulla capacità portante. Si può ricorrere alle formulazioni di Meyerhof-Vesic

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right) \quad (4.18)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\alpha}{\Phi'}\right)^2 \quad (4.19)$$

oppure alle relazioni di Hansen-Vesic

$$i_c = 1 - \frac{mH}{BLc(\pi + 2)} \quad \text{con } \Phi' = 0 \quad (4.20)$$

$$i_c = i_q - \left(\frac{1-i_q}{N_c \text{tg} \Phi'}\right) \quad i_q = \left(1 - \frac{H}{V+BLc \text{cotg} \Phi'}\right)^m \quad \text{con } \Phi' > 0 \quad (4.21)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + BLc \text{cotg} \Phi'}\right)^{m+1} \quad (4.22)$$

$$\text{con } m = m_L \cos^2 \theta_n + m_B \sin^2 \theta_n, \quad m_B = \frac{2+B/L}{1+B/L}, \quad m_L = \frac{2+L/B}{1+L/B}$$

dove  $\theta_n$  è l'angolo tra la direzione del carico proiettata sul piano di fondazione e la lunghezza L della fondazione stessa.

- **Fattori di profondità**

I fattori relativi alla profondità del piano di posa valgono invece

$$d_c = \begin{cases} 1 + 0,4 \text{tg}^{-1} \left(\frac{D}{B}\right) & (D > B) \\ 1 + 0,4 \text{tg}^{-1} \left(\frac{D}{B}\right) & (D \leq B) \end{cases} \quad (4.23)$$

$$d_q = \begin{cases} 1 + 2 \text{tg} \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \text{tg}^{-1} \left(\frac{D}{B}\right) & (D > B) \\ 1 + 2 \text{tg} \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \left(\frac{D}{B}\right) & (D \leq B) \end{cases} \quad (4.24)$$

$$d_\gamma = 1 \text{ sempre} \quad (4.25)$$

- **Fattori di inclinazione del piano campagna e della base della fondazione**

L'inclinazione del piano di posa è di norma connessa all'applicazione di carichi orizzontali. Dato  $\alpha$  l'angolo del piano inclinato rispetto all'orizzontale

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2 \quad (4.26)$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \Phi} \quad (4.27)$$

Nel caso di inclinazione del piano campagna la capacità portate è minore, e i coefficienti correttivi valgono

$$g_q = g_\gamma = (1 - \tan \omega)^2 \quad (4.28)$$

$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \Phi} \quad (4.29)$$

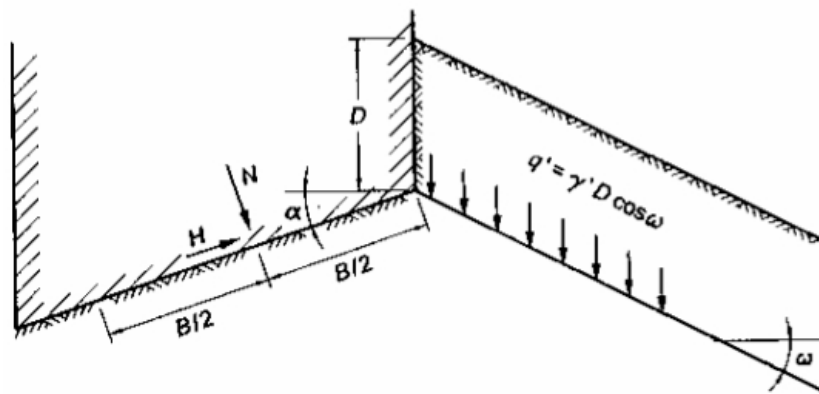


Fig.4.3 Inclinazione del piano campagna/di posa e carichi applicati; individuazione dell'angolo  $\omega$  e  $\alpha$  con l'orizzontale

## 4.2 Carico limite per fondazioni profonde

Le fondazioni profonde presentano una portata massima che si esplica con un doppio contributo costituito dal carico di punta e dall'attrito laterale del fusto. L'obiettivo del palo è quello di trasmettere i carichi a strati più profondi e consistenti.

A Venezia, tuttavia, i pali vennero usati nei secoli con scopo di confinamento piuttosto che di portata, poco profondi, vicini e con diametro limitato, pertanto il comportamento delle palificate lignee è di norma difficilmente sintetizzabile con le normali formulazioni per fondazioni profonde, anche alla luce del progressivo degrado materico con conseguente perdita di resistenza meccanica. Nel caso quindi di edifici storici, si ritiene più coerente computare la resistenza limite della fondazione su pali attraverso una semplificazione, che ne

associa il comportamento a quello di una fondazione superficiale con base d'imposta pari all'ipotetica profondità di punta palo.

In generale la capacità portante di un palo, in ragione del duplice apporto in termini di resistenza può essere così espressa

$$Q_f + W = Q_b + Q_s = q_b A_b + q_s A_s \quad (4.30)$$

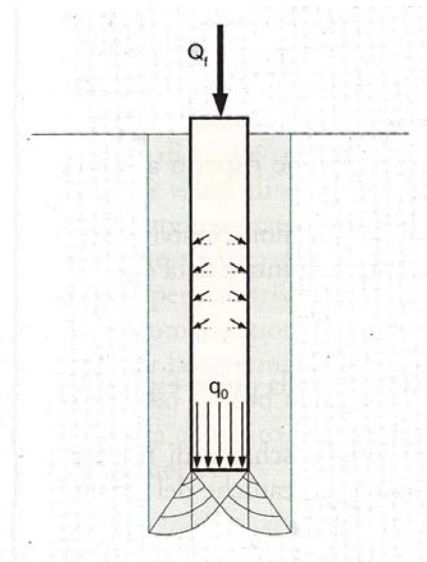
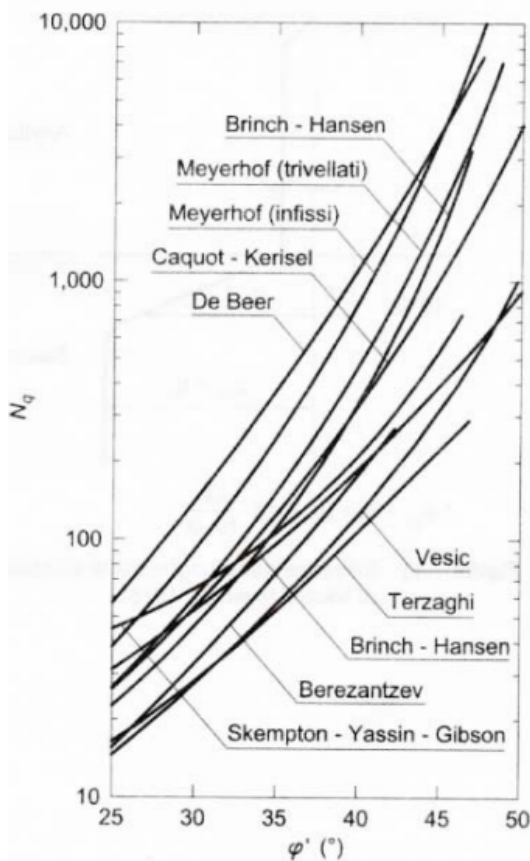
nell'ipotesi che i due contributi siano tra loro indipendenti.

Per il calcolo della portata complessiva mi devo di necessità riferire a metodi di carattere empirico che, se condotti con discreta precisione, possono fornire un risultato molto prossimo al reale comportamento della fondazione.

Trovandoci in terreno coesivo e che garantisce un buon attrito

$$q_b = cN_c + q_0 N_q \quad (4.31)$$

con  $q_b$  resistenza unitaria alla punta (il contributo di  $N\gamma$  è trascurabile).



**Fig.4.4** I valori dei parametri  $N_q$ , calcolati in funzione di  $\Phi$ , angolo d'attrito delle terre e messi in diagramma a seconda dei diversi schemi di rottura adottati.

**Fig.4.5** Schema di rottura del terreno di Berezantsev-Yaroshenko.

Se la punta affonda in terreno argilloso limoso, in condizioni non drenate ( $\Phi_u = 0$  e  $c = c_u$ ), con  $N_c = 9$ ;  $N_q = 1$

$$q_b = 9c_u + q_0 = 9c_u + \gamma D \quad (4.32)$$

Qualora invece la punta interessi strati non coesivi, la resistenza di punta può essere determinata attraverso la relazione

$$q_b = q'_0 N_q \quad (4.33)$$

con la tensione verticale espressa in termini di tensioni effettive. Il valore di  $N_q$  dipende dallo schema di rottura del terreno assunto e quello più comunemente adottato è il modello di Berezantsev<sup>78</sup> (fig.4.5).

Per quanto riguarda la determinazione della resistenza unitaria di attrito laterale, nel caso di terreno limo argilloso vale

$$q_s = \alpha c_u \quad (4.34)$$

con  $\alpha$  *fattore di adesione* che dipende da

- tipo di argilla
- tipo di palo in termini di materiale
- metodo di esecuzione

Il suo valore è compreso tra 0,2 e 1 e decresce all'aumentare di  $c_u$ .

Alternativamente è possibile ricorrere alla relazione

$$q_s = \beta \sigma'_{v0} \quad (4.35)$$

con

$$\beta = K \tan \delta \quad (4.36)$$

in cui  $\delta$  è l'angolo di attrito palo-terreno, K il coefficiente di spinta e  $\sigma'_{v0}$  la pressione verticale efficace. Per i pali infissi il valore di  $\beta$  oscilla tra 0,25 e 0,4, approssimabile a 0,3.

Nel caso di argille sovraconsolidate va usata la formula correttiva per il valore di  $\beta$ .

$$\beta = 0,3\sqrt{OCR} \quad (4.37)$$

Va inoltre tenuto conto, nello specifico contesto in esame, del possibile attrito negativo connesso alle deformazioni dello strato in cui il palo si trova immerso. Si vengono a creare, a seguito di fenomeni di cedimento del terreno (per la risalita della falda freatica, per aumento di carichi verticali o per vibrazioni vicine), delle tensioni tangenziali verso il basso che influenzano la capacità portante del palo con un sovraccarico aggiuntivo.

---

<sup>78</sup> Berezantsev W.G., *Design o deep Foundations*, 6th ICSMFE, Montreal, 1965

L'individuazione della zona di azione di tale fenomeno risulta assai complessa. Si tende ad approssimare tale comportamento allo stato di terreno più compressibile.

$$\tau_n = \beta \sigma'_{v0m} \quad (4.38)$$

Per i valori di  $\beta$  si rimandi in questo caso al metodo di Garlanger.

Si trascurino per ora le formule dinamiche e il calcolo del carico limite del palo sotto azioni orizzontali. Qualora sia necessario assorbire componenti di spinta non verticali, solitamente si ricorre a pali inclinati, con angoli compresi tra i  $15^\circ$  e  $40^\circ$ .

### 4.3 Cedimenti del piano di posa

Intendendosi con cedimento un abbassamento del piano di posa delle fondazioni, è essenziale procedere con la formulazione delle tensioni verticali presenti nel terreno per l'applicazione di un carico sullo stesso. Le teorie più celebri relativamente al calcolo delle tensioni si devono a Boussinesq e Westergaard. In sede di questa trattazione si riportano le componenti di tensione individuate da Boussinesq:

$$\sigma_z = -\frac{3p}{2\pi} z^3 (r^2 + z^2)^{-\frac{5}{2}} \quad (4.39)$$

$$\sigma_r = \frac{P}{2\pi} \left[ (1 - 2\nu) \left( \frac{1}{r^2} - \frac{z}{r^2} (r^2 + z^2)^{-\frac{1}{2}} \right) - 3r^2 z (r^2 + z^2)^{-\frac{5}{2}} \right] \quad (4.40)$$

$$\sigma_\theta = \frac{P}{2\pi} (1 - 2\nu) \left[ -\frac{1}{r^2} + \frac{z}{r^2} (r^2 + z^2)^{-\frac{1}{2}} + z (r^2 + z^2)^{-\frac{3}{2}} \right] \quad (4.41)$$

$$\tau_{rz} = -\frac{3P}{2\pi} r z^2 (r^2 + z^2)^{-\frac{5}{2}} \quad (4.42)$$

Talvolta si può utilizzare la formula

$$\sigma_z = q_v = \frac{3Q}{2\pi} z^3 (r^2 + z^2)^{-\frac{5}{2}} \quad (4.43)$$

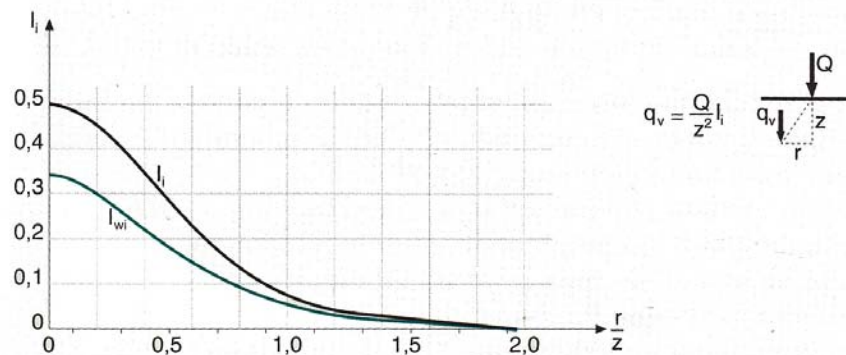
e tale relazione può essere ulteriormente semplificata

$$q_v = \frac{Q}{z^2} I_i \quad (4.44)$$

con  $I_i$ , fattore di influenza dello sforzo verticale pari a

$$I_i = \frac{3p}{2\pi} \left[ 1 + \left( \frac{r}{z} \right)^2 \right]^{-\frac{3}{2}} \quad (4.45)$$

I valori di  $q_v$  sono calcolati da Gilboy e Terzaghi per l'allontanamento dalla verticale del carico e posti nel seguente diagramma.



**Fig.4.6** Andamento del valore di  $I_i$  e  $I_{wi}$  in dipendenza dall'allontanamento del carico dalla verticale.

In figura 4.6 è riportata anche la soluzione di Westergaard il cui fattore d'influenza dello sforzo verticale vale

$$I_{wi} = \frac{1}{\pi} \left[ 1 + 2 \left( \frac{r}{z} \right)^2 \right]^{-\frac{3}{2}} \quad (4.46)$$

da applicare alla relazione

$$q_v = \frac{Q}{z^2} I_{wi} \quad (4.47)$$

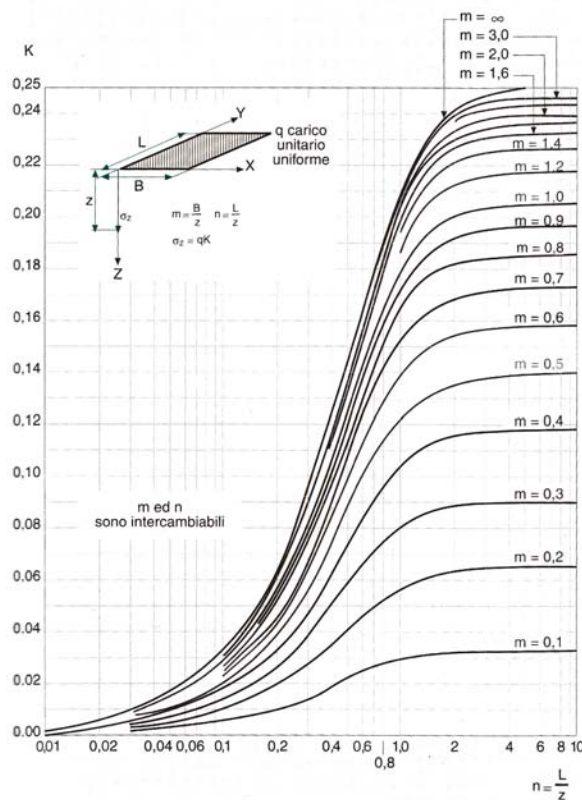
Per poter ricorrere a tale metodo è necessario integrare la relazione per carico puntiforme ad un'area di dimensioni finite, considerando che i carichi siano trasmessi al solido semi-infinito attraverso una membrana flessibile che pur deformandosi non altera la distribuzione di tali carichi e che la pressione di contatto  $q$  sia uniforme su tutta la superficie di carico.

E' possibile così ricavare la distribuzione dello sforzo  $q_v$  su un qualsiasi piano orizzontale attraverso la relazione

$$\sigma_z = q_v = q I_s \quad (4.48)$$

con  $I_s = z/B$ , rapporto tra la profondità e la più piccola dimensione della fondazione. Questa formulazione vale per fondazioni elastiche, mentre per fondazioni rigide è prassi comune procedere con il metodo approssimato, che ipotizza un andamento delle tensioni verticali al crescere della profondità in rapporto 1:2 (§6.5.2 applicazione del metodo approssimato).





**Fig.4.7** Abaco di Fadum. Il parametro  $K$  è in funzione di  $n$  che dipende dalla profondità e dalla  $L$  del rettangolo considerato.

L'abaco di *Fadum*<sup>79</sup> permette invece di calcolare l'incremento della tensione verticale per l'angolo di un'area rettangolare flessibile caricata uniformemente. La sua applicazione ricorre al principio di sovrapposizione degli effetti per la determinazione delle tensioni verticali al di sotto di area flessibile scomponibile in rettangoli.

Una variazione del regime delle tensioni verticali implica di necessità deformazioni verticali più o meno importanti a seconda del tipo di terreno (coesivo o non coesivo).

I cedimenti maggiori si hanno nel caso di terreni coesivi argillosi, dove a seguito dell'espulsione dell'acqua presente, il terreno diminuisce di volume e il carico si trasferisce alla frazione solida del suolo.

Il cedimento complessivo è dato dal contributo di tre diversi cedimenti

$$S_t = S_i + S_c + S_s \quad (4.49)$$

Dove

- 1)  $S_i$ , il cedimento immediato dovuto ad una deformazione che avviene in condizioni non drenate e a volume pressochè costante.

<sup>79</sup> Fadum R.E., *Influence values for estimating stresses in elastic foundations*, 2nd ICSMFE, Rotterdam, vol.III, 1948

- 2)  $S_c$ , cedimento di consolidazione che segue la fuoriuscita dell'acqua e la compressione della porzione solida del terreno
- 3)  $S_s$ , cedimento secondario dovuto deformazioni molto lente in condizioni drenate. Tale fenomeno prende il nome di *creep*

Nella normalità dei casi si trascura il contributo della deformazione secondaria, che diviene invece importante nel caso di argille a componente organica e torbe come a Venezia.

#### 4.3.1 Cedimenti in terreni coesivi

Il metodo con cui procedere, dovuto a Terzaghi, prescrive la preventiva individuazione del profilo della pressione verticale efficace per poi individuare, per il punto medio di ogni strato, l'incremento di tensione verticale  $\Delta\sigma'_{v0}$ .

L'ipotesi fatta è quella di espansione laterale impedita con deformazioni solo nella direzione verticale. Questo permette di sfruttare i risultati di prove edometriche sui singoli strati argillosi ricorrendo alle seguenti relazioni.

Chiamando  $S$  il cedimento del terreno pari la variazione di altezza del provino  $\Delta H$ , esso vale

$$S = H_0 \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \quad (4.50)$$

con  $e_0 = \sigma'_{v0}$  e  $e_1 = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z$ .

Oppure si ricorre alla relazione

$$S = H_0 \Delta\sigma_z m_v = H_0 \frac{\Delta\sigma_z}{M} \quad (4.51)$$

Nel caso di pressioni maggiori alla pressione di consolidazione posso utilizzare anche la seguente formulazione (se le pressioni sono inferiori alla consolidazione si ricorre a  $C_c$  altrimenti  $C_r$ .)

$$S = H_0 \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z}{\sigma'_{v0}} \quad (4.52)$$

Nota la profondità  $D$  del piano di posa della fondazione al di sotto del piano campagna, si considera solitamente un carico netto pari a  $q_n = q - \gamma D$ , che implica l'ipotesi non vi siano deformazioni nel caso di carico e ricarico.

Nel caso di argille normalconsolidate a piccola profondità si ha un cedimento immediato pari a  $0,1S_t$ . Si può considerare pertanto che il cedimento di consolidazione sia pari a quello edometrico  $S_c = S_{ed}$  e che  $S_t$  risulti alla fine pari a  $1,1S_c$ .

Alternativamente posso valutare separatamente i due contributi partendo dalla relazione di Skempton e Bjerrum<sup>80</sup>  $S_c = \mu S_{ed}$ , che prevede l'utilizzo di un coefficiente correttivo che tiene conto dello spessore dello stato compressibile e della pressione nei pori in funzione della geometria del problema.

Nel caso di fondazione infinitamente rigida si fa riferimento alla formulazione di Poulos e Davis<sup>81</sup> per il calcolo del cedimento uniforme

$$S = \frac{1}{2} (S_{centro} + S_{bordo})_{fond.flessibile} \quad (4.53)$$

In questo caso per il cedimento immediato si può utilizzare la relazione

$$S_i = \frac{qB}{E_u} I_w \quad (4.54)$$

con  $I_w$  coefficiente d'influenza che dipende dalla forma, dalla rigidità della fondazione, dallo spessore dello strato deformabile e dalla profondità del piano di posa (con  $E_u = \alpha c_u$ ).

#### 4.3.2 Cedimenti in terreni non coesivi

Il calcolo dei cedimenti dei terreni a grana grossa è piuttosto complesso e spesso viene trascurato alla luce della sua scarsa influenza sul cedimento complessivo rispetto agli strati coesivi.

Di norma per il loro calcolo si ricorre a correlazioni con i risultati prove in situ (carico con piastra, SPT,..) o correlazioni empiriche come ad esempio quella di Burland e Burbidge<sup>82</sup> dove il cedimento vale

$$S_{(mm)} = C_1 C_2 C_3 [(q' - 2/3 \sigma'_{v0}) B^{0,7} I_c] \quad (4.55)$$

con  $q'$  pressione effettiva media sul piano di fondazione  
dove

$$C_1 = \left( \frac{1,25L/B}{\frac{L}{B} + 0,25} \right)^2 \quad (4.56)$$

<sup>80</sup> Skempton A.W., Bjerrum L., *A contribution to the settlement Analysis of foundations on clay*, Geotechnique, vol.7, 1957

<sup>81</sup> Poulos H.G., Davis E.H., *Pile Foundation Analysis and Design*, Joh Wiley & Sons, New York, 1980

<sup>82</sup> Burland J.B., Burbidge M.C., *Settlement of Foundations on Sand and Gravel*, Proc. Inst. Civil Eng., part 1, vol.78, 1985

$$C_2 = \frac{H}{z_i} \left( 2 - \frac{H}{z_i} \right) \quad (4.57)$$

con  $H$  spessore dello strato deformabile

$$C_3 = 1 + R_3 + \frac{R_t \log t}{3} \quad (4.58)$$

con  $t$  tempo in anni trascorso dalla costruzione,  $R_3$  pari a 0,3 per carichi statici e 0,7 per ciclici e  $R_t$  uguale a 0,2 o 0,8.

Inoltre

$$I_c = \frac{1,706}{N_m^{1,4}} \quad (4.59)$$

Con  $N_m$  valore medio di  $N_{SPT}$  per la profondità significativa  $z_i$ .

Nel caso di sabbie limose e in falda, è opportuno ricorrere al coefficiente correttivo Terzaghi-Peck

$$N' = 15 + 0,5(N - 15) \quad (4.60)$$

Esiste anche un altro metodo, il metodo Schmertmann, che offre soluzioni abbastanza valide soprattutto per sabbie normalmente consolidate.

### 4.3.3 Cedimenti di fondazioni su pali

L'ipotesi essenziale da farsi è che le sollecitazioni vengano trasmesse al terreno solo attraverso il sistema della palificata e non attraverso la struttura che collega le teste dei pali (il cui apporto è trascurabile).

Di norma se il palo viene realizzato facendo riferimento ai calcoli del carico limite previsti anche dalle NTC 2008 i cedimenti risultano essere limitati.

Per valutare in generale il comportamento di un palo isolato, si fa riferimento a due tipologie di prove: *prove di progetto*, che permettono di individuare la relazione carichi-cedimenti e il carico limite su pali di prova sacrificali, *prove di collaudo* su pali in opera per verificarne il loro comportamento sotto carichi di esercizio.

Il cedimento complessivo che interessa le fondazioni su pali è per la maggior parte costituito da cedimento immediato, sia che si tratti di terreni coesivi che a grana grossa.

Nel caso di sistemi di pali va presa in considerazione l'influenza reciproca che gli elementi costituenti la fondazione possono manifestare, sia nelle loro componenti strutturali che per quanto riguarda le tensioni trasmesse al terreno.

Un'approssimazione spesso utilizzata è quella di semplificare il comportamento della palificata, soprattutto se di ampie dimensioni, con quello di una fondazione diretta fittizia. Si può alternativamente considerare a questo proposito:

- soluzione Terzaghi, profondità fondazione  $z = 2/3L$ , con  $L$  profondità della palificata e platea superficiale con carico uniformemente distribuito
- profondità della fondazione  $z = L$  ma carico a trapezio su base ampliata in rapporto 4:1 per argille compatte e 10:1 per argille molli
- soluzione Viggiani, che per pali sospesi considera una profondità fittizia pari a  $L_e = (L - L_s)/3$  (con  $L_s$  spessore dello strato di terreno scadente) e per pali portanti di punta considera  $L_e$  che è pari alla lunghezza di penetrazione all'interno dello strato consistente

Tuttavia, qualora le palificate siano di estensione ridotta, è possibile estendere il comportamento del singolo palo all'intera palificata. Può essere utile però calcolare un coefficiente di rigidezza equivalente di un materiale omogeneo dato dall'insieme pali e terreno compreso tra di essi.

Ipotizzando che non vi sia scorrimento reciproco si può affermare che

$$\varepsilon_p = \varepsilon_t = \varepsilon^* \quad (4.61)$$

relazione che evidenzia la congruenza tra le deformazioni del palo, del terreno e del materiale equivalente.

Definendo tale equivalenza in termini tensionali vale

$$\frac{\sigma_p}{E_p A_p} = \frac{\sigma_t}{E_t A_t} = \frac{\sigma_{tot}}{E^* A_{tot}} \quad (4.62)$$

$$\sigma_p + \sigma_t = \sigma_{tot} \quad (4.63)$$

Si definisce così il modulo elastico equivalente

$$E^* = \frac{E_p A_p + E_t A_t}{A_{tot}} \quad (4.64)$$

#### 4.4 Interazione terreno e struttura di fondazione

La definizione dell'interazione reciproca tra terreno e struttura di fondazione è un'operazione complessa e delicata. Gli elementi che entrano in gioco in questa analisi sono tre: il terreno, il sistema di fondazioni e la sovrastruttura.

Nella moderna pratica, essendo tale operazione eccessivamente onerosa, si ricorre ad opportune semplificazioni sia dei modelli di comportamento del terreno che delle strutture e il calcolo dell'interazione viene spesso trascurato e computato solo in casi eccezionali. Vi si fa ricorso in modo particolare qualora sia necessario uno studio delle sollecitazioni delle

fondazioni e della sovrastruttura, o una determinazione dell'entità e della distribuzione dei cedimenti per una valutazione comparativa delle diverse tecniche progettuali a disposizione.<sup>83</sup>

#### *4.4.1 Pressione di contatto e il modello alla Winkler*

Si definisce pressione di contatto la pressione unitaria esistente in ciascun punto d'appoggio di una fondazione sul terreno.

Questa definizione introduce un concetto fondamentale per quanto riguarda la reciproca interazione che intercorre tra una fondazione e il suo piano di posa. La struttura infatti ha una sua specifica rigidità che influenza la distribuzione delle pressioni sul sedime della fondazione stessa.

Dato che il cedimento di una fondazione rigida deve per necessità essere uniforme, la ripartizione del carico che induce tale cedimento deve essere uguale alla ripartizione delle pressioni che dà origine a tale distribuzione delle tensioni verticali alla Boussinesq. Per tali considerazioni, parte del carico deve gravare sui bordi dando origine ad un andamento di pressioni che aumenta allontanandoci dal centro.

Per una fondazione di larghezza  $B$  sottoposta ad un carico uniforme  $q$ , il valore della pressione di contatto ipotizzato da Boussinesq al centro è pari a circa  $0,76q$  e tende ad infinito ai bordi (ipotesi di terreno elastico ed omogeneo). Tuttavia nel caso reale la pressione ha un limite laterale pari al suo valore di plasticizzazione, che si propaga a tutta la base di fondazione nel caso di incremento dei carichi.

Schematizzando la fondazione diretta soggetta ad un carico  $q$  e alla reazione del terreno  $p$  come una trave, l'equazione differenziale che ne descrive il comportamento è:

$$EJ = \frac{d^2w}{dx^4} = q(x) - p(x) \quad (4.65)$$

con

- $E$ , modulo di Young del materiale della fondazione
- $J$ , modulo d'inerzia della sezione della trave
- $w$ , spostamento verticale di un punto generico all'interfaccia

L'equazione che descrive il comportamento del terreno è

$$w(x) = f[p(x)] \quad (4.66)$$

Il modello semplice solitamente utilizzato per studiare l'interazione di fondazioni e terreno, è quello alla Winkler, che approssima il comportamento del suolo con una relazione lineare tra

---

<sup>83</sup> Viggiani C., *Alcune considerazioni sull'interazione statica fra terreno, fondazione e sovrastruttura* in Rivista Italiana di Geotecnica, 1979

il cedimento di un punto e il valore della pressione di contatto nella stessa posizione tramite la relazione

$$p = K_r S \quad (4.67)$$

dove  $K_r$  è il modulo o coefficiente di reazione (con  $S=W$ ). Tale semplificazione non prende in considerazione l'influenza del comportamento dei punti vicini e semplifica il terreno come una serie di molle indipendenti. Considerando che il rapporto  $p/S$  diminuisce al crescere del carico risulta opportuno determinare un  $K_r$  specifico per ogni caso in esame.

Terzaghi propone per le argille la formula

$$K_r = \frac{K_b b}{1,5B} \quad (4.68)$$

Per quanto riguarda le palificate, risulta più complesso fornire delle formulazioni esatte, preferendo perciò rifarsi a criteri empirici. Quello che è noto è che la presenza di una piastra rigida di collegamento di una palificata resistente per attrito, dà luogo ad una distribuzione non uniforme del carico maggiore sui pali d'angolo. Tale variabilità aumenta all'aumentare del numero di pali.

Sostituendo la semplificazione di Winkler (4.67) nella relazione (4.65) ottengo

$$EJ = \frac{d^2 w}{dx^4} = q(x) - K_r B w(x) \quad (\text{per i carichi distribuiti}) \quad (4.69)$$

$$EJ = \frac{d^2 w}{dx^4} + K_r B w(x) = 0 \quad (\text{per i carichi concentrati}) \quad (4.70)$$





## Capitolo 5

### Soluzioni progettuali per il recupero delle fondazioni a Venezia

Nell'ottica di un generale recupero dell'edificato esistente, tendenza ormai consolidata negli ultimi anni a questa parte, a Venezia risulta prioritario intervenire a livello fondazionale per garantire una maggior durabilità strutturale ai manufatti storici esistenti.

La necessità di un intervento diventa urgente in tre principali situazioni:

- a) progetto con cambio di distributivo o di destinazione d'uso che preveda un'alterazione dei carichi trasmessi in fondazione
- b) variazioni nel comportamento del terreno e delle acque
- c) eccessivo deterioramento dei materiali costituenti le fondazioni esistenti

Le soluzioni progettuali sono da scegliere coerentemente al loro contesto d'applicazione, nella consapevolezza che ogni caso in esame è specifico e con l'obiettivo generale di minimizzare l'intervento alterando il meno possibile lo stato di fatto.

#### 5.1 Concetti base sul consolidamento fondazionale

Il progetto di un intervento di consolidamento in particolare in fondazione, non può prescindere da un'accurata fase di indagine storica sul sistema strutturale esistente (anche in elevazione), nonché da un'attenta lettura dello stato di degrado e dissesto desumibile direttamente dal manufatto in analisi (§3 della presente trattazione).

La grande suddivisione da fare è tra interventi di tipo diretto, che riguardano le fondazioni esistenti, e di tipo indiretto sul terreno.

Gli interventi di tipo diretto possono essere in generale raggruppati nelle seguenti categorie:<sup>84</sup>

- a) irrigidimento della fondazione e della sovrastruttura
- b) iniezioni e cuciture dei materiali costituenti la fondazione
- c) allargamento della superficie di trasmissione del carico
- d) approfondimento del piano di posa
- e) trasferimento del carico a strati più profondi

Quelli di tipo indiretto sul terreno:

- a) precarichi e drenaggi per variare lo stato tensionale del suolo
- b) interventi sulla falda
- c) iniezioni

Data la specificità del nostro contesto di applicazione, a Venezia si interviene principalmente con tecniche dirette sulle fondazioni esistenti piuttosto che sul terreno, che per la sua natura

---

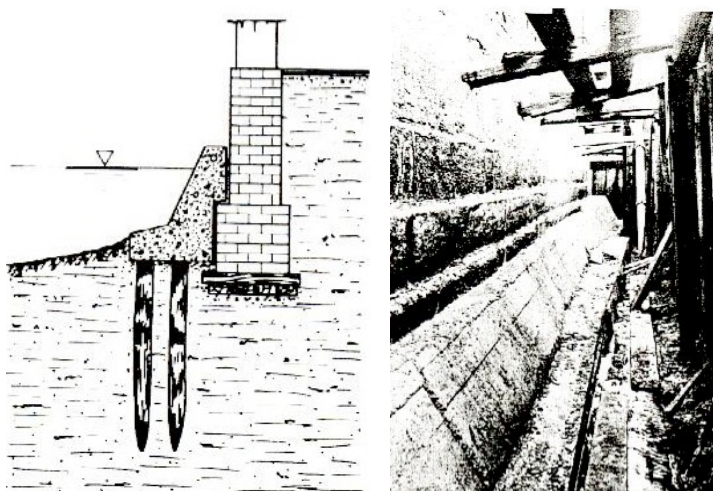
<sup>84</sup> Categorizzazione presente in Colombo P., Colleselli F., *Elementi di geotecnica*, Bologna, Zanichelli, 2004

organica e argillosa e la sua totale immersione in acqua salmastra, risulterebbe di difficile consolidamento.

## 5.2 Tecniche tradizionali di intervento

Come già evidenziato nei capitoli precedenti è opportuno attuare una distinzione sulla base della tipologia di fondazione su cui si va ad intervenire. Si può infatti trattare di fondazioni superficiali o profonde e più o meno a contatto con l'acqua in circolazione a seconda che si tratti di murature interne o di muri di confine contro-canale.

La consapevolezza che vi fosse necessità di intervenire periodicamente per la manutenzione della città in particolare delle sue strutture fondazionali, era già diffusa nel XVI secolo, come testimoniato da numerosi documenti storici relativi a progetti di restauro e conservazione approvati dai *proti* della Serenissima.<sup>85</sup> Era pratica comune riutilizzare le palificate lignee di edifici demoliti per la costruzione di nuove opere di fondazione e ricevere anche dei contributi in denaro per l'esecuzione dei lavori. Le regole seguite per la progettazione erano tutte di natura empirica e derivavano dall'osservazione diretta del comportamento del livello del mare. Ad esempio era consuetudine riferirsi ad apposite incisioni su pietra che indicavano il riferimento per l'altezza dei bordi delle fondamenta e indicavano la profondità di scavo con una "C" incisa al di sopra di una linea (il *comune marino*). In generale fino al XVII secolo l'obiettivo principale fu quello di creare *fondamente* in solida pietra e recuperare i fronti di canale danneggiati dal dilavamento dei fanghi tramite interventi di consolidamento localizzati.



**Fig.5.1** Schematizzazione del consolidamento tramite muro di calcestruzzo accostato, tratta da Colombo P., *Il deterioramento di edifici, rive e pavimentazioni a Venezia per azione dell'acqua*, in AGI, XIV Convegno Nazionale di Geotecnica, Firenze vol.III, 1980; **Fig.5.2** Esempio di applicazione a Palazzo Giustinian, tratto da Zuccolo G., *Il restauro statico nell'architettura di Venezia*, Istituto Veneto di Scienze Lettere ed Arti, 1975

Nel secolo scorso invece, tra le tecniche più diffuse restituite dallo studio della letteratura sull'argomento, per il consolidamento statico delle sponde lungo il canale era da annoverarsi

---

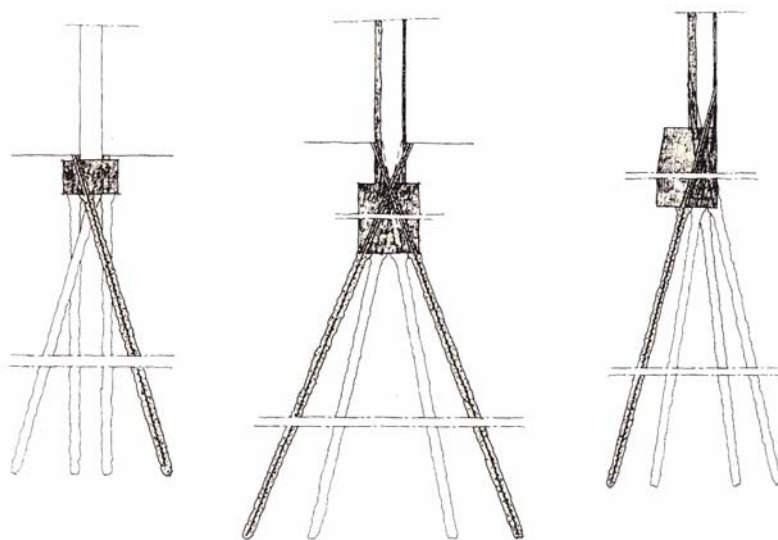
<sup>85</sup> Calabi D., *Le rive, le strade, i canali, i traghetti. Provvedimenti per la loro costruzione e manutenzione. XV-XVIII secolo* in Quaderni sulla manutenzione urbana di Venezia, n.9 anno III, 2001

sicuramente il rafforzamento della struttura esistente tramite l'accostamento di un muro di calcestruzzo, pietra o laterizio (talora munito di sue specifiche fondazioni su pali), reso solidale tramite appositi collegamenti alla fondazione preesistente o anche semplicemente accostato.<sup>86</sup>

Per il ripristino delle fondazioni superficiali sottese invece a murature di spina interne, si riteneva invece più efficace intervenire con nuove palificate che insistessero su strati del sottosuolo più resistenti, infisse con martinetto oppure realizzate con micropali trivellati in calcestruzzo armato cui poteva essere assegnata una certa inclinazione per poter contrastare anche componenti di sollecitazione orizzontali.

La realizzazione delle nuove palificate di supporto veniva progettata in asse con le murature esistenti, una internamente e l'altra esternamente. Venivano poi rese interconnesse tramite un apposito getto di calcestruzzo trasversale che le unisse al di sotto del piede della muratura.

Tale tecnica risultava tuttavia molto onerosa sia in termini economici che di lavori, dal momento che si rendeva necessario abbattere parte del solaio superiore per poter permettere l'ingresso delle macchine battipalo. L'ulteriore problematica in cui s'incorreva era quella di provocare eccessive sollecitazioni sulla muratura interposta a causa dell'infissione delle palificate perimetrali. Quando possibile, infatti, si evitavano le strutture prefabbricate, poiché le vibrazioni indotte dalle operazioni di alloggiamento potevano risultare dannose per gli edifici contigui e/o generare comunque un costipamento del suolo con possibili cedimenti inattesi.<sup>87</sup>



**Fig.5.3** Serie di micropali trivellati realizzati per il consolidamento statico dell'Hotel Danieli eseguito negli anni '70 del secolo scorso, tratto da Zuccolo G., *Il restauro statico nell'architettura di Venezia*, Istituto Veneto di Scienze Lettere ed Arti, 1975

<sup>86</sup> Colombo P., *Il deterioramento di edifici, rive e pavimentazioni a Venezia per azione dell'acqua*, in AGI, XIV Convegno Nazionale di Geotecnica, Firenze vol.III, 1980

<sup>87</sup> Zuccolo G., *Il restauro statico nell'architettura di Venezia*, Istituto Veneto di Scienze Lettere ed Arti – Commissione di Studio dei provvedimenti per la conservazione e difesa della laguna e della città di Venezia, Venezia, 1975

Con la diffusione degli elementi prefabbricati in calcestruzzo armato, si è spesso fatto ricorso ad un sistema di pali infissi nel terreno tramite appositi martinetti idraulici utilizzati a contrasto sulla fondazione esistente. La messa in opera, per le considerazioni già fatte, avviene ad una velocità e con una pressione controllate evitando quindi vibrazioni e spostamenti indesiderati. Le due fondazioni venivano poi rese solidali tramite un dado in calcestruzzo armato rinforzato.

Un cenno a parte merita l'uso di micropali e pali radice, che verso la fine del secolo scorso era la tecnica di consolidamento strutturale per eccellenza. La rapidità costruttiva, e la relativa economicità del lavoro, la rendevano una soluzione molto versatile e applicabile a diversi contesti costruttivi, caratterizzati nello specifico da problemi di spazi per l'intervento: il loro diametro molto ridotto, permetteva infatti l'accesso alla macchine esecutrici anche in ambienti di dimensioni assai limitate e dalla geometria complessa.

Tuttavia le rotture impreviste dei muri di fondazione, portavano spesso ad adottare tecniche d'emergenza inadeguate alla stabilizzazione a lungo termine, che prevedevano l'accostamento di una nuova muratura di fondazione all'esistente senza che tra di esse occorresse alcun tipo di connessione. Si trattava perciò di un semplice allargamento del profilo murario che poteva arrecare più danno che beneficio, e rendeva spesso necessario un nuovo intervento.<sup>88</sup>

### **5.3 I criteri di un buon intervento**

La scelta di una soluzione piuttosto che un'altra dipende da numerosi fattori derivanti dalla peculiarità del contesto di applicazione. Una conoscenza approfondita dello stato di fatto dell'edificio su cui si andrà ad intervenire e delle caratteristiche geotecniche del sottosuolo, sono la *condicio sine qua non* per la progettazione di un consolidamento adeguato e compatibile, sia dal punto di vista strutturale che chimico-fisico nella scelta dei materiali di apporto.

I criteri che determinano la validità di un intervento possono essere riassunti in sette aspetti<sup>89</sup>:

- Reversibilità
- Durabilità
- Non invasività
- Economicità
- *Decor*
- Compatibilità chimica e fisico-meccanica
- Conservazione

---

<sup>88</sup> Francalancia J., *Le fondazioni nella città di Venezia*, XIV Convegno Nazionale di Geotecnica, Firenze, vol. III, 1980

<sup>89</sup> Cucco F., *Statica e consolidamento degli edifici storici*, Grafill, Palermo, 2008

Si andranno in seguito ad analizzare le principali tecniche di intervento oggi utilizzate per il consolidamento statico delle opere di fondazione a Venezia, nella consapevolezza che molte delle soluzioni derivano da tecniche tradizionali piuttosto che da nuove sperimentazioni.

A Venezia si può parlare di una sorta di *riparazione manutentiva, una forma di cura che mira a sostituire singole parti inefficienti o, meglio, ad affiancarle con nuove, per permettere all'organismo di continuare a funzionare, a evolversi nel tempo anche subendo ulteriori dissesti, ma conservando una complessiva efficienza.*<sup>90</sup>

*Il rispetto di quanto prodotto nel passato, anche per quanto riguarda le opere di marginamento, impone la massima prudenza nell'operare, consiglia di assumere la cautela come regola generale di comportamento: ogni lavoro superfluo, ogni opera impropria, ogni intervento errato implicano una perdita definitiva, producono un danno irreversibile a scapito di un patrimonio consistente, ma finito, ricco di casi e tuttavia irriproducibile.*<sup>91</sup>

Per questo motivo, spesso, qualora si renda necessario un intervento di consolidamento strutturale, si procede preferibilmente con tecniche di ripristino della situazione originaria, piuttosto che con la reinvenzione di nuove parti strutturali onde evitare di incorrere in un pericoloso squilibrio delle rigidità, ma anche per mantenere una compatibilità storico-stilistica delle tecnologie costruttive.

La maggiore conservazione garantita da soluzioni della tradizione non deve però precludere la possibilità di ricorrere a materiali o a tecniche innovative, qualora sia richiesta alla struttura un incremento di prestazioni maggiore.

E' quindi possibile scegliere una soluzione storica declinata però in chiave moderna nella scelta dei materiali d'apporto, che siano più compatibili ma allo stesso tempo performanti (vedi l'uso di malte fibrorinforzate per la realizzazione di intonaci amati).

Con riferimento al §6.1 delle *Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale* sulle strategie per la scelta dell'intervento di miglioramento,<sup>92</sup> si sottolinea il concetto di integrazione piuttosto che sostituzione, specificando tuttavia che in situazioni di emergenza si può derogare da questa condizione, adottando soluzioni provvisorie tali da produrre minime alterazioni permanenti.

Inoltre è auspicabile porre particolare attenzione nella fase di esecuzione dell'intervento, non solo nella scelta di maestranze specializzate, ma anche nella predisposizione di una campagna di monitoraggio che valuti in modo continuo le variazioni tensionali all'interno dell'edificio e

---

<sup>90</sup> Doglioni F., Mirabella Roberti G., *Per una rinnovata firmitas a Venezia: controllo e riparazione, non mutamento del congegno*, in F. Doglioni, G. Mirabella (a cura), Venezia. *Forme della costruzione e forme del dissesto*, Libreria Editrice Cluva, Venezia 2011, pp. 315-319.

<sup>91</sup> Piana M., *Le rive della città e la loro conservazione* in Quaderni sulla manutenzione urbana di Venezia, n.9 anno III, 2001

<sup>92</sup> Ai manufatti storici che rientrano nella categoria di *bene culturale* non è richiesto di raggiungere un livello di sicurezza sismica inteso come adeguamento alle prestazioni previste dalle Norme Tecniche per le costruzioni valide per il "nuovo"

successivamente permetta di valutare l'efficacia di quanto realizzato con un confronto incrociato dei dati acquisiti.

La progettazione può comprendere il rinforzo dell'esistente oppure può prevedere l'inserimento di nuovi elementi per migliorare il comportamento d'insieme; in ognuno dei casi deve essere comunque valutato lo stato tensionale indotto e verificata la sua ammissibilità nei confronti della struttura esistente. In particolare nell'accostamento di nuove strutture, è opportuno prendere in considerazione le nuove distribuzioni dei carichi calibrando gli apporti di rigidità e le presollecitazioni imposte, in modo che i nuovi carichi si trasferiscano in modo equo tra la struttura di consolidamento e le fondazioni esistenti.<sup>93</sup>

In riferimento poi al §6.3.9 del medesimo testo normativo sugli interventi in fondazione, si raccomanda che *l'intervento sia indirizzato al conseguimento di un'uniformità delle condizioni di appoggio al fine di ottenere una distribuzione il più possibile uniforme delle pressioni di contatto*. Preferibili sono quindi gli interventi estesi a tutte le fondazioni piuttosto che solo a parte di esse, realizzati con la stessa soluzione progettuale e con collegamenti adeguati al supporto esistente, atti a ripartire adeguatamente i nuovi stati di sollecitazione indotti.

#### **5.4 Principali soluzioni attualmente in uso**

Oggigiorno il principale obiettivo perseguito in unione alla tutela del patrimonio storico-artistico dell'esistente, è il risparmio economico. Spesso infatti, sebbene siano palesemente necessari interventi alle fondazioni, si tende a sottovalutarne l'importanza, definendoli non necessari o eccessivamente onerosi. Il rischio però connesso a questo atteggiamento è quello di incorrere in gravi dissesti strutturali dell'intero edificio, compromettendo quindi intere campagne di restauro eseguite in sovrastruttura.

L'evoluzione delle conoscenze e della tecnica hanno però permesso negli ultimi anni lo sviluppo di nuove soluzioni più compatibili, più economiche e minimamente invasive, che garantiscono allo stesso tempo una buona tenuta nel tempo dell'intervento e una sua immediata efficacia.

Un'essenziale considerazione da fare è che la maggior parte degli edifici veneziani presentano vincolo di bene culturale, che spesso costituisce un grande limite all'intervento obbligando il progettista a scegliere soluzioni meno efficaci.

Attualmente le principali tecnologie a cui si ricorre possono essere raggruppate in cinque categorie:

- 1) realizzazione di cordolo in cemento armato con eventuale presenza di una palificata lignea o in c.a. costruita in continuità

---

<sup>93</sup> Ventura P., *Fondazioni*, Hoepli, 2011

- 2) Intervento di scuci-cuci nelle parti più danneggiate delle fondazioni con sostituzione dei pezzi deteriorati con elementi in c.a. o laterizio
- 3) Inserimento di una nuova palificata (legno, calcestruzzo o metallica)

Nello specifico per la parte muraria al di sopra della palificata o per le fondazioni dirette si può ricorrere a:

- 1) consolidamento attraverso l'allargamento del piede fondale
- 2) consolidamento attraverso iniezione di miscele leganti<sup>94</sup>

Come già evidenziato nella breve premessa al §5.1, sono rari i consolidamenti indiretti realizzati con iniezioni del terreno. Tuttavia si farà un breve cenno ad una celebre soluzione ideata per limitare i possibili cedimenti delle fondazioni di Punta della Dogana attraverso iniezioni di resina poliuretana al di sotto dell'edificio esistente (per la schedatura completa dell'intervento si veda §7 della presente trattazione).

Da uno studio recentemente effettuato<sup>95</sup> su un campione di 1023 edifici che hanno beneficiato dei finanziamenti per gli interventi *ex lege* 798/84, in un intervallo temporale compreso tra il 1984 e il 2001, solo il 10% hanno subito un intervento sulle fondazioni a fronte del 90% che invece hanno visto interventi sulle superfici esterne (ad esempio restauro degli intonaci).

Di questi interventi sulle fondazioni, la maggior parte sono stati realizzati con inserimento di elementi in calcestruzzo armato, principalmente cordoli, mentre raramente si è ricorso all'iniezioni di miscele leganti per ripristinare l'integrità del paramento, probabilmente per problemi di ordine economico o di compatibilità chimico-fisica.

#### 5.4.1 Cordolo in calcestruzzo armato

Il cordolo in c.a è particolarmente adatto e utilizzato per gli edifici le cui murature perimetrali insistono su canali. L'operazione prevede la realizzazione di un massiccio muro di calcestruzzo interrato che viene solitamente dotato di una sua propria palificata di supporto in duplice o triplice fila che permette di controllarne i cedimenti pertinenziali. Qualora si ricorra anche alla palificata, essa viene di norma realizzata in legno, con un'armatura collaborante in testa poi affogata nel getto complessivo.<sup>96</sup>

La principale precauzione che si deve osservare nella realizzazione di tale tecnica, è quella di predisporre un adeguato collegamento con la muratura esistente ottenendo un comportamento solidale della struttura complessiva senza uno squilibrio delle rigidità e dei cedimenti.

---

<sup>94</sup> Trovò, F., *I sistemi fondali a Venezia: stato dell'arte delle conoscenze e interventi di consolidamento più diffusi*, in Bondanelli, M., (a cura di), "Problematiche strutturali dell'edilizia storica in zona sismica" – *Contributi al seminario di studi* (Associazione dei Geologi della provincia di Ferrara; Associazioni Geologi Emilia-Romagna per la Protezione Civile), Ferrara, 01-22 ottobre 2009, 59-84. (atti)

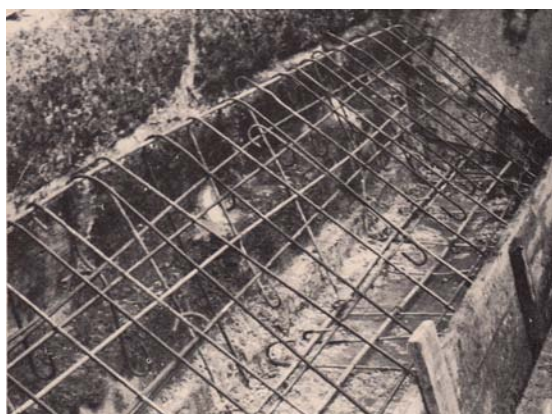
<sup>95</sup> Trovò F., *Nuova Venezia antica, 1984-2001- L'edilizia privata negli interventi ex lege 798/84*, Maggioli, Rimini-Milano, 2010

<sup>96</sup> *Ibidem*

L'utilizzo del cordolo in calcestruzzo armato permette inoltre di controllare il possibile sbandamento laterale delle murature di fondazione tramite una sorta di effetto di cerchiamento<sup>97</sup> e di limitare allo stesso tempo le traslazioni verticali del paramento.

Spesso, per garantire un comportamento d'insieme all'edificio, in particolare nei confronti dei cedimenti differenziali, il cordolo viene esteso a tutti i lati del fabbricato.

Per quanto riguarda la protezione dall'aggressività dell'acqua di mare è essenziale curare la progettazione della miscela di calcestruzzo con additivi pozzolanici che gli conferiscano adeguata impermeabilità e resistenza all'attacco nocivo della salsedine. E' possibile garantire una maggiore protezione con un rivestimento in pietra d'Istria nelle sue parti direttamente a contatto con l'acqua lagunare (tale tecnica tradizionale è ancora di uso comune).



**Fig.5.4, 5.5** Intervento di consolidamento con cordolo in c.a. a Palazzo Dario realizzato verso la fine degli anni '70 tratto da Zuccolo G., *Il restauro statico nell'architettura di Venezia*, Istituto Veneto di Scienze Lettere ed Arti, 1975

Diverso è il caso di intervento puntuale tramite una sottofondazione in calcestruzzo armato che risulta invece mirato al risarcimento di un danno localizzato in corrispondenza della base d'imposta della fondazione. Dall'enciclopedia Treccani si definisce sottofondazione “*nelle costruzioni, opera eseguita al di sotto di una struttura di fondazione e tendente per lo più a conseguire una maggiore stabilità della fondazione stessa mediante approfondimento, in genere per sottomurazione, fino a uno strato più resistente, nel terreno sottostante. Le opere di s. possono anche consistere in palificazioni eseguite in prossimità delle fondazioni esistenti e a queste collegate mediante strutture atte a riportarne i carichi sulla sommità dei pali.*”<sup>98</sup>

Il suo utilizzo permette un aumento della capacità portante delle fondazioni esistenti perché aumenta la base di carico tramite gradonatura con un nuovo materiale di costruzione. E'

---

<sup>97</sup> Trovò, F., *I sistemi fondali a Venezia: stato dell'arte delle conoscenze e interventi di consolidamento più diffusi*, in Bondanelli, M., (a cura di), “*Problematiche strutturali dell'edilizia storica in zona sismica*” – *Contributi al seminario di studi* (Associazione dei Geologi della provincia di Ferrara; Associazioni Geologi Emilia-Romagna per la Protezione Civile), Ferrara, 01-22 ottobre 2009, 59-84. (atti)

<sup>98</sup> Da enciclopedia Treccani versione sitografica <http://www.treccani.it>



necessario però in corso d'opera mantenere continuità tra le fondazioni esistenti e di progetto tramite appositi cunei infissi o attraverso l'uso di leganti speciali.<sup>99</sup>

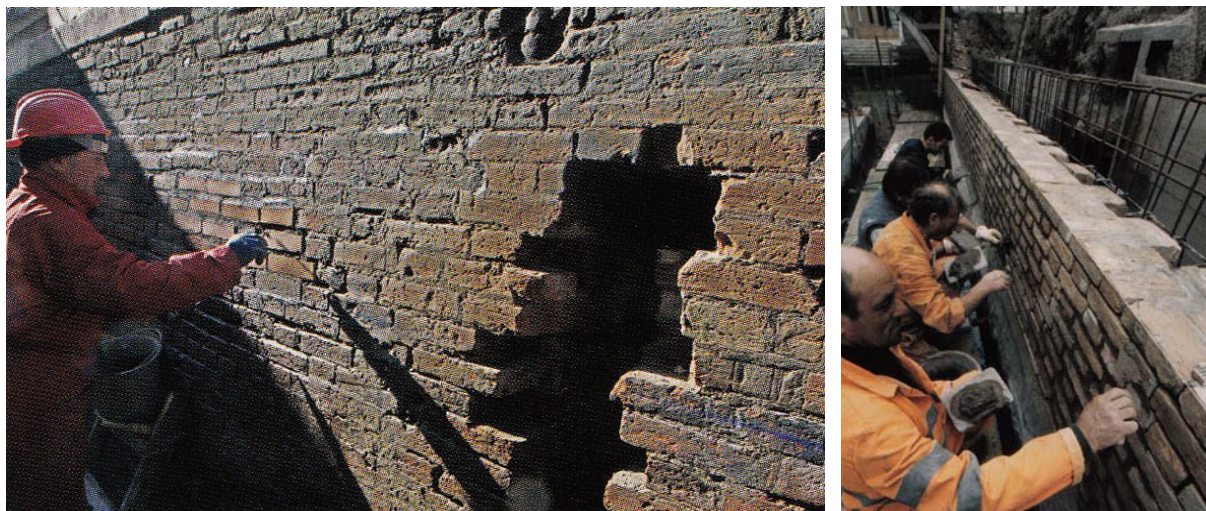
Per regolare lo stato di tensione e dei cedimenti, si può ricorrere all'uso di martinetti idraulici, che esercitano una forza di contrasto uguale o maggiore della tensione unitaria scaricata al suolo dalla vecchia fondazione. Terminato l'assettamento del sedime soggetto ai nuovi carichi, si procede annegando i martinetti in un getto di conglomerato. L'applicazione di tale tecnica presuppone che la muratura in elevazione sia in grado di resistere agli incrementi di sollecitazioni e tensioni di progetto.<sup>100</sup>

Il ricorso a tale soluzione deve essere accompagnato dalla consapevolezza che potrebbe comportare uno squilibrio di rigidzze all'interno dello stesso manufatto, rendendo l'intervento addirittura dannoso.

#### 5.4.2 Scuci-cuci

*“L'intervento di consolidamento sostitutivo locale, denominato “scuci e cuci”, consiste in una demolizione locale di parti di tessitura muraria e successiva ricostruzione. E' un'operazione delicata da eseguire con la massima cautela evitando colpi e vibrazioni durante la fase di demolizione e provvedendo alle eventuali opere di presidio.”<sup>101</sup>*

Tale tecnica viene di norma utilizzata per le strutture in elevazione in laterizio, ma dato lo specifico tipo di fondazioni rinvenibili a Venezia vi si ricorre spesso per sostituire porzioni di muratura o pietra ammalorata e ripristinare la continuità tra gli elementi costituenti.



**Fig.5.6** Intervento di scuci-cuci, predisposizione del foro; **Fig.5.7** Intervento di scuci-cuci, ripristino della continuità del paramento, tratte da Insula Spa, Venezia manutenzione urbana-Insula: 10 anni di lavori per la città, Treviso, 2007

<sup>99</sup> Trivella F., *Recupero del costruito: manuale di intervento pratico*, Dario Flaccovio Editore, Palermo, 2007

<sup>100</sup> Cucco F., *Statica e consolidamento degli edifici storici*, Grafill, Palermo, 2008

<sup>101</sup> Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni, ReLuis

Rimossi con cautela i componenti deteriorati, si procede a stabilizzare in maniera provvisoria il foro creatosi per poi saturarlo con una nuova tessitura muraria adeguatamente ammorsata all'originaria, nel rispetto della compatibilità chimico-fisica dei materiali d'apporto con quelli esistenti. La saturazione completa avviene attraverso l'inserimento di appositi cunei infissi a forza.

Nello specifico caso di applicazione a fondazioni in falda la malta da utilizzare nonché i nuovi laterizi presenteranno caratteristiche adeguate atte a resistere alla salinità dell'acqua; in particolare la malta dovrà contenere additivi ad elevata idraulicità ed i mattoni dovranno avere porosità ridotta in modo da ostacolare il più possibile la penetrazione e l'assorbimento dell'acqua a contatto. La caratteristica positiva di questa soluzione, è che l'intervento consente di conservare la concezione strutturale originaria dell'edificio, senza provocare squilibri tensionali che possono degenerare in nuovi fenomeni di dissesto indesiderati.<sup>102</sup>

### *5.4.3 Nuova palificata*

Oggi giorno, contrariamente alle tendenze del secolo scorso, non si ricorre spesso all'uso delle palificate, e, addirittura, nello studio condotto sugli interventi *ex lege* 798/1984 non si è registrato nessun intervento con *pali radice*.<sup>103</sup> I pali radice sono pali di diametro ridotto (circa 80-250 mm) gettati in calcestruzzo armato che si giustappongono alla fondazione esistente in maniera complementare.

Di norma, qualora si opti per la soluzione di una nuova palificata, essa viene realizzata in calcestruzzo armato, con micropali di diametro limitato ma di profondità più elevate cioè tali da raggiungere strati più consistenti del terreno. Di norma i pali vengono trivellati internamente e esternamente rispetto al profilo murario sovrastante, con una certa inclinazione convergente verso l'asse, per poter così assorbire anche sollecitazioni orizzontali e lavorare assialmente. Qualora non sia possibile intervenire dall'interno, viene realizzata una nuova palificata solo dal lato esterno oppure al di sotto della base fondale tramite un'infissione a contrasto sulla fondazione esistente (quest'ultimo metodo viene applicato però di rado a causa della sua difficoltà esecutiva).<sup>104</sup>

La nuova palificata interna-esterna deve essere poi resa solidale alla fondazione esistente, sia essa superficiale o profonda, tramite il progetto di un dispositivo di collegamento *ad hoc* che di solito è costituito da un cordolo o da una trave in c.a. alloggiata sotto il piede della muratura esistente.

---

<sup>102</sup> Trovò F., *Nuova Venezia antica, 1984-2001- L'edilizia privata negli interventi ex lege 798/84*, Maggioli, Rimini-Milano, 2010

<sup>103</sup> Ibidem

<sup>104</sup> Trivella F., *Recupero del costruito: manuale di intervento pratico*, Dario Flaccovio Editore, Palermo, 2007

Un'altra possibile modalità di realizzazione di una palificata di supporto è l'infissione di elementi tubolari prefabbricati in calcestruzzo attraverso martinetti idraulici che lavorano a contrasto. Non appena tali manufatti raggiungono la profondità prestabilita, vengono resi solidali attraverso un getto di conglomerato armato che va a riempire le cavità esistenti. Questa tipologia di "pali a conci" permette di gestire anche i cedimenti in corso d'opera della struttura, applicando preventivamente al martinetto una pressione maggiore rispetto al carico di esercizio e mantenendola costante fino all'esaurimento degli assestamenti.<sup>105</sup>

Si possono trovare anche esempi di pali metallici, prefabbricati o saldati in cantiere, di norma a spirale e di diametro ridotto, trivellati nel terreno e poi inglobati in appositi dispositivi in calcestruzzo armato.

Talvolta si ricorre ancora alle palificate lignee, in accordo con la tecnica tradizionale, sebbene il materiale risulti deperibile (come già accennato ai capitoli precedenti) e non sia possibile raggiungere profondità elevate per il rischio di lesionare il palo stesso. Per il costo ingente di tale soluzione, è da utilizzarsi solo nel caso in cui sia richiesta una compatibilità assoluta con l'esistente, tenuto conto delle possibili interferenze dovute alle vibrazioni di infissione.

In generale le nuove palificate, permettono di contenere lo slittamento laterale e agiscono contemporaneamente in maniera positiva sul costipamento del suolo,<sup>106</sup> ma richiedono alti costi d'opera, maestranze specializzate e ingombranti macchine esecutrici.

La perforazione viene realizzata tramite iniezioni a pressione controllata di appositi fluidi, che nel caso specifico di terreno completamente in falda, sono di norma di tipo bentonitico. Per questo motivo il vantaggio del ricorso a pali metallici trivellati è duplice: si evitano le perturbazioni indotte dall'infissione e possono essere messi in opera senza preventiva asportazione di terreno.

#### *5.4.4 Allargamento del piede fondale*

L'allargamento della base fondale a scopo di consolidamento delle fondazioni è una delle tecniche più antiche utilizzate per ridurre il carico connesso alla dimensione dell'impronta di carico. Come accennato al §5.2, in passato tale tecnica veniva realizzata per semplice costruzione di nuove murature o travi addossate alla fondazione esistente, che spesso non venivano tuttavia adeguatamente ammorsate alla preesistenza. Queste nuove strutture erano realizzate in laterizio e talvolta dotate di loro propria palificata indipendente che poteva raggiungere profondità maggiori di quella esistente.

---

<sup>105</sup> Zuccolo G., *Il restauro statico nell'architettura di Venezia*, Istituto Veneto di Scienze Lettere ed Arti – Commissione di Studio dei provvedimenti per la conservazione e difesa della laguna e della città di Venezia, Venezia, 1975

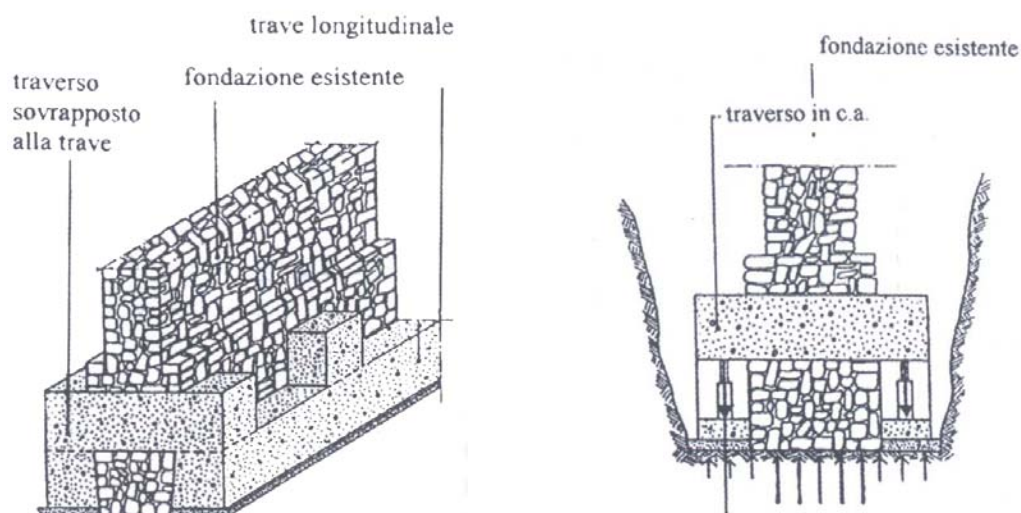
<sup>106</sup> Trovò F., *Nuova Venezia antica, 1984-2001- L'edilizia privata negli interventi ex lege 798/84*, Maggioli, Rimini-Milano, 2010

L'evoluzione di tale tecnica è stata connessa al diffondersi del nuovo materiale ad inizio secolo, cioè il calcestruzzo armato. La realizzazione di due cordoli alla base della fondazione da consolidare, permette di stabilizzare il paramento garantendogli un maggior appoggio sul terreno e creando allo stesso tempo un adeguato supporto contro fenomeni di rotazione rigida della facciata.

I traversi di collegamento dei due cordoli possono essere collocati alla stessa quota delle travi o ad una quota superiore e permettono di rendere solidale il loro comportamento e di trasferire parte del carico della fondazione esistente. Vengono realizzati attraverso appositi fori praticati all'interno dell'opera di fondazione, solitamente in zone di flusso del carico dalla sovrastruttura alla base, come ad esempio al piede dei pilastri.<sup>107</sup>

Tale soluzione, relativamente semplice, presenta l'indubbio vantaggio di permettere scavi limitati in profondità, ma implica la demolizione di porzioni di solaio internamente per permettere l'accesso alla base della fondazione.

Inoltre è opportuno prendere in considerazione i possibili cedimenti che le nuove strutture gravanti sul terreno possono provocare. La fondazione esistente infatti si imposta su un terreno già consolidato, mentre la nuova insisterà su un terreno vergine; è meglio perciò ricorrere a tale tecnica nell'ipotesi di nuovi carichi in sovrastruttura, che rendano assolutamente necessaria la presenza di una fondazione più rigida.



**Fig.5.8** Traversi in c.a. di collegamento dei cordoli perimetrali.; **Fig.5.9** Precompressione del terreno realizzata con martinetti oleodinamici, tratte da Trivella F., *Recupero del costruito: manuale di intervento pratico*, Dario Flaccovio Editore, Palermo, 2007

Si ritiene comunque sempre preferibile, se possibile, utilizzare materiali tradizionali come il laterizio per mantenere un migliore equilibrio del sistema delle rigidità. Per ovviare a tale problematica, si può procedere alternativamente con un'apposita precompressione del terreno,

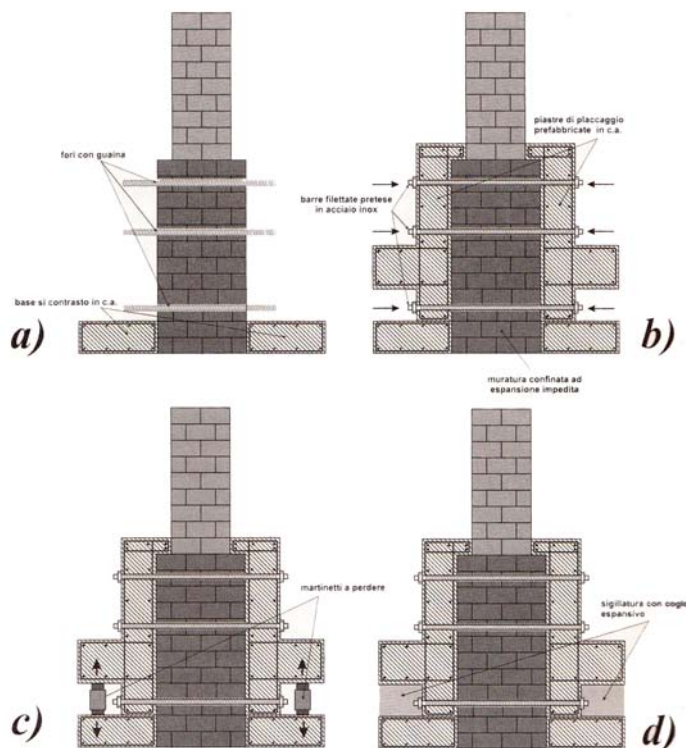
---

<sup>107</sup> Trivella F., *Recupero del costruito: manuale di intervento pratico*, Dario Flaccovio Editore, Palermo, 2007

realizzabile con martinetti idraulici alloggiati al di sotto dei traversi laterali, che permettono di compattare il terreno sottostante.<sup>108</sup>

Un'ulteriore opzione di allargamento della base fondale è quella di effettuare un placcaggio ad attrito. Vengono realizzati a lato della fondazione due cordoli in c.a. a contrasto, consolidando la muratura interposta nel caso sia necessario. Successivamente si procede con l'inserimento in barre filettate di acciaio inox in apposite forometrie con adeguate guaine di protezione in materiale plastico. Le barre fungono da collegamento tra due lastre in calcestruzzo armato alloggiate ai lati della fondazione esistente (prefabbricate o realizzate in opera) con una piastra metallica interposta, cui è associato uno stato di precompressione tale da compensare il rilassamento della barre e il *fluage* della muratura. Solitamente sono previsti anche dei martinetti idraulici che agiscono a contrasto tra i cordoli e le lastre in c.a., che, una volta raggiunto lo stato tensionale desiderato, vengono inglobati in un nuovo getto.<sup>109</sup>

Questa tipologia di intervento è particolarmente adatta in termini di reversibilità, dal momento che rende possibile rimettere in luce le fondazioni originarie tramite semplice svitaggio delle lastre in c.a. di consolidamento (l'operazione risulta più immediata nel caso di lastre prefabbricate).



**Fig.5.10** Fasi di realizzazione di un allargamento fondale tramite placcaggio per attrito tratto da Cucco F., *Statica e consolidamento degli edifici storici*, Grafill, Palermo, 2008

<sup>108</sup> Trivella F., *Recupero del costruito: manuale di intervento pratico*, Dario Flaccovio Editore, Palermo, 2007

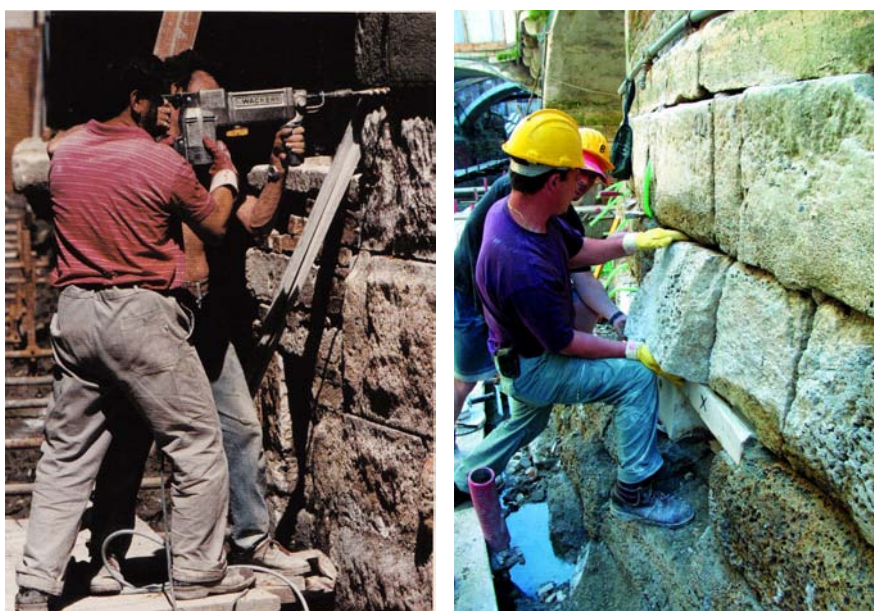
<sup>109</sup> Cucco F., *Statica e consolidamento degli edifici storici*, Grafill, Palermo, 2008

Un'applicazione limite di questa tecnica è la realizzazione di grandi platee in c.a. che permettono di connettere strutture slegate, garantendo un migliore comportamento d'insieme dell'opera di fondazione esistente e dell'edificio in elevazione (vedi applicazione al §6 della presente trattazione).

#### *5.4.5 Iniezioni di miscele leganti*

Anche l'iniezione di miscele leganti è una tecnica permutata dal restauro di strutture in elevazione, che consiste nell'iniezione di specifici composti fluidi all'interno della muratura in grado di ripristinare la continuità del paramento e conferirgli una maggiore resistenza a taglio e compressione.

L'operazione consiste nel praticare degli appositi fori (circa 5 per ogni metro quadro) leggermente inclinati rispetto all'orizzontale ed in modo che raggiungano una profondità pari a circa 2/3 dello spessore murario. Posizionato all'interno del foro un apposito tubicino di gomma, si procede con l'iniezione a bassa pressione attraverso la canula fino a completa saturazione della zona in prossimità del foro. Successivamente vengono richiusi i tubicini di iniezione e, una volta indurita la malta, si conclude l'intervento con la loro rimozione.<sup>110</sup>



**Fig.5.11** Perforazione del paramento murario per alloggiamento delle canule, tratta da Insula Spa, *Venezia manutenzione urbana-Insula: 10 anni di lavori per la città*, Treviso, 2007; **Fig.5.12** Inserimento delle canule di iniezione, tratto da Quaderni sulla manutenzione urbana di Venezia-I muri di sponda, n.9 anno III, 2001

La precauzione da adottare nell'applicazione di tale tecnica riguarda soprattutto la compatibilità chimico-fisica dei materiali. La produzione di *ettringite* e *thaumasite* nel laterizio, può rendere l'intervento dannoso più che produttivo e portare la muratura ad un veloce deterioramento e successivo crollo.

---

<sup>110</sup> Insula Spa, *Venezia manutenzione urbana-Insula: 10 anni di lavori per la città*, Treviso, 2007

Inoltre è essenziale conoscere preventivamente la tessitura interna del paramento, valutandone l'integrità e la percentuale dei vuoti attraverso prove non distruttive (come le tomografie soniche) che diano un'idea qualitativa dello stato di compattezza interno.

Come per le tutte le tecniche già enunciate, anche in questo caso, a causa dello specifico contesto aggressivo è necessario studiare soluzioni chimiche *ad hoc* per contrastare gli effetti nocivi dell'acqua salina di mare.

#### 5.4.6 Intonaci armati e ristilatura dei giunti

La soluzione con intonaci armati viene utilizzata soprattutto nel caso di pareti contro-canale che non presentino un eccessivo stato di degrado e un paramento integro. Vi si ricorre soprattutto per proteggere il muro di sponda e garantirne una maggiore impermeabilità alle acque in circolo, per poi procedere eventualmente con l'iniezione di miscele leganti.

Il rivestimento viene solitamente realizzato con un intonaco di malte fibrorinforzate con un supporto di collegamento alla muratura esistente costituito da un'armatura metallica.<sup>111</sup>

Di norma questa tecnica viene utilizzata per strutture in elevazione costituite da un paramento inconsistente o disgregato per ricostituirne l'integrità e conferire una maggiore resistenza.



**Fig.5.13** Alloggiamento della rete metallica di supporto; **Fig.5.14** Rivestimento con malta fibrorinforzata, tratte da Insula Spa, *Venezia manutenzione urbana-Insula: 10 anni di lavori per la città*, Treviso, 2007

Le barre utilizzate per trasferire i carichi sono solitamente  $\phi 12$ , realizzate anche in vetroresina per meglio adattarsi al modulo di deformazione della laterizio. E' meglio eseguire tali interventi nel periodo primaverile o autunnale in modo che la muratura e l'intonaco armato siano esposti a temperature e a deformazioni intermedie.<sup>112</sup>

<sup>111</sup> Insula Spa, *Venezia manutenzione urbana-Insula: 10 anni di lavori per la città*, Treviso, 2007

<sup>112</sup> Ventura P., *Fondazioni*, Hoepli, 2011, pp.1015-1135

La ristilatura armata, mira invece a risarcire le discontinuità dall'interno, tramite il ripristino dell'integrità dei giunti tra gli elementi resistenti delle fondazioni esistenti, siano essi di pietra o di laterizio. Tale intervento prevede una preventiva scarnitura dei giunti di malta deteriorati, all'interno dei quali vengono successivamente alloggiati delle barre metalliche di diametro ridotto. L'operazione viene infine completata con la saturazione delle fessure attraverso una nuova miscela cementizia, che restituisce al muro una nuova superficie integra e più resistente.

Il legante da utilizzare deve essere a base di pozzolana<sup>113</sup>; già Vitruvio evidenziava che *mista a calce e a pietre, non solo rende estremamente solidi i vari tipi di costruzioni, ma anche le strutture dei moli costruiti sott'acqua*.<sup>114</sup> La calce idraulica pozzolanica è una malta ottenuta attraverso la macinazione della pozzolana e della calce aerea, che indurisce rapidamente con un incremento della resistenza meccanica al crescere del tempo di posa. La versione cementizia, ottenuta con l'aggiunta di clinker di Portland, offre prestazioni ancora migliori sebbene sia caratterizzata da un maggiore ritiro per indurimento; tuttavia, se l'opera è completamente immersa, tale effetto viene minimizzato.

La loro elevata idrorepellenza e la loro composizione lievemente acida, rende le malte pozzolaniche particolarmente adatte a contrastare gli agenti aggressivi delle acque marine, legati alla presenza di solfati e cloruri disciolti.<sup>115</sup>

#### *5.4.7 Consolidamento del terreno*

Consolidare un terreno argilloso e con altissimo contenuto d'acqua come quello lagunare è impresa assai ardua, tuttavia alcune felici soluzioni sono state realizzate a Venezia negli ultimi anni grazie alle resine espandenti. Solitamente tali resine sono di natura poliuretaniche e, grazie alla loro composizione chimica, una volta iniettate nel terreno si espandono riempiendo i vuoti e costipando il suolo. Spesso si aggiungono cementi e altri additivi chimici che permettono una più facile penetrazione all'interno di terreni coesivi e garantiscono una migliore resistenza meccanica una volta induriti grazie alla riduzione dei vuoti che provocano. Le caratteristiche richieste ad una miscela polimerica espandente sono la densità, la velocità di reazione, la forza espandente generata dalla reazione chimica, la compatibilità ambientale e la facoltà di conservare le proprietà specifiche.

I vantaggi che vanno riconosciuti a questa tecnica risiedono principalmente nella relativa rapidità e semplicità esecutiva, dal momento che non prevede onerosi scavi ma solamente approfondite prove geotecniche per conoscere la composizione del sottosuolo.

---

<sup>113</sup> La pozzolana è una roccia piroclastica di origine vulcanica, formatasi dalla sedimentazione di detriti di eruzione

<sup>114</sup> *Vitruvii de architectura libri*, versione di Ugo Fleres, Milano, 1933

<sup>115</sup> Cucco F., *Statica e consolidamento degli edifici storici*, Grafill, Palermo, 2008



I fori per l'iniezione vengono realizzati direttamente all'interno della fondazione con un diametro di circa 3 cm; ciò permette di trattare con precisione il volume di terreno sottostante la fondazione medesima. Al momento dell'iniezione a bassa pressione, la miscela sviluppa una reazione chimica esotermica che ne induce il cambiamento di stato da liquido a solido con conseguente aumento di volume. L'incremento di energia compatta e aggrega il terreno, offrendo un solido sedime all'edificio esistente talvolta sollevandolo (è infatti opportuno tenere monitorati gli spostamenti del fabbricato nel corso dei lavori).

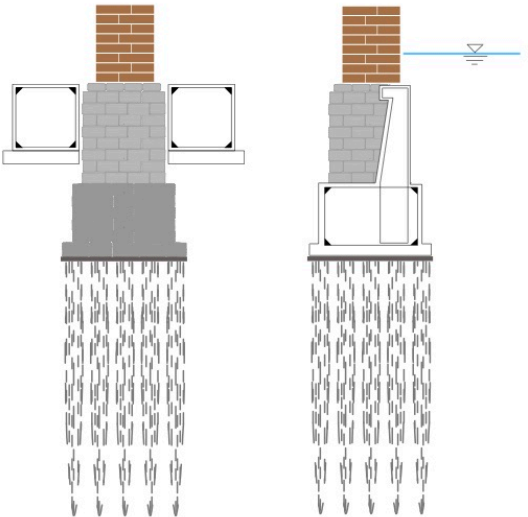
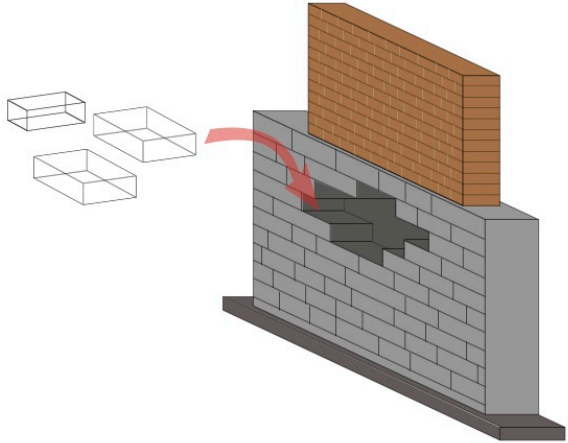
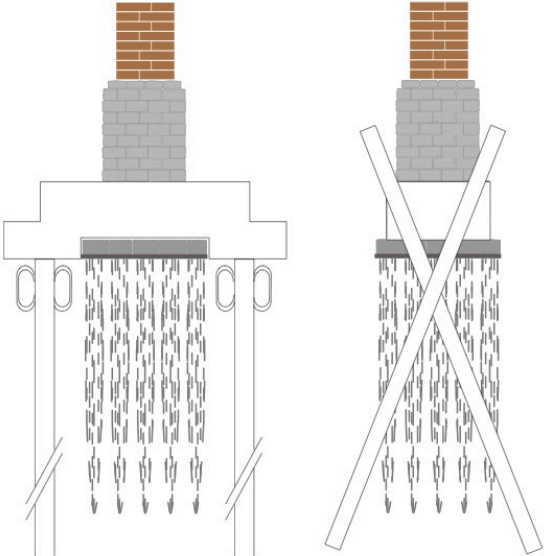
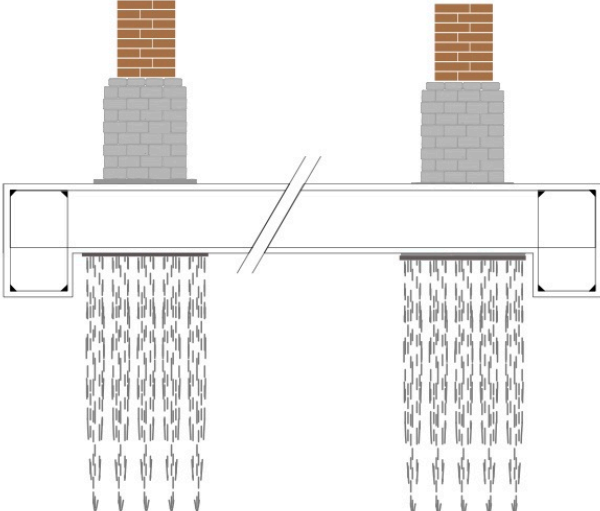
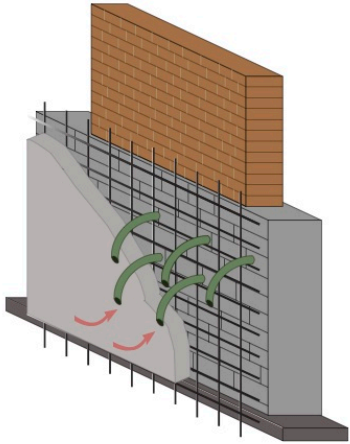
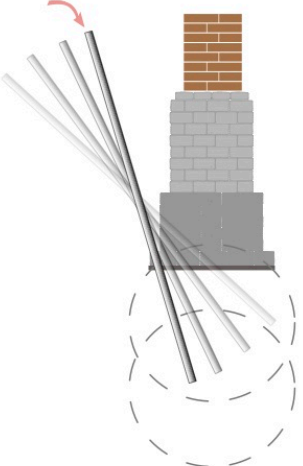
In generale con il loro utilizzo si può ottenere una migliore distribuzione dei carichi ed una conseguente limitazione dei picchi di tensione. Il ridotto peso specifico di questo prodotto lo rende adatto e compatibile con il terreno; non lo appesantisce e agendo all'interno del bulbo di pressione, evita possibili cedimenti della parte di terreno al di sotto della porzione consolidata con l'intervento.<sup>116</sup>

*Tuttavia tali interventi vanno, in linea di principio, evitati qualora si rilevi la presenza di substrati archeologici. Durante la loro esecuzione, producono infatti risentimenti nella struttura che possono essere di varia entità a seconda del tipo di intervento e del terreno. Di tali risentimenti occorrerà tenere debitamente conto, sia programmando gli interventi in modo da minimizzarli, sia facendo precedere gli interventi in fondazione a quelli sulla struttura in elevazione in modo da poter effettuare le necessarie riparazioni.*<sup>117</sup>

---

<sup>116</sup> Le presenti informazioni sul comportamento delle resine poliuretatiche ad espansione sono state ricavate dalle schede prodotto di due ditte; siti di riferimento [www.geosec.it](http://www.geosec.it) e [www.uretek.it](http://www.uretek.it)

<sup>117</sup> Linee Guida per la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale

<p>1. Cordolo in c.a. e sottofondazione in c.a.</p> 	<p>2. Intervento di scuci-cuci</p> 
<p>3. Nuova palificata</p> 	<p>4. Allargamento del piede fondale</p> 
<p>5. Iniezione di malte fibrorinforzate con intonaco armato</p> 	<p>6. Iniezione di resine espandenti nel terreno</p> 

**Tab.5.1** Schema riassuntivo delle diverse tecniche di intervento di consolidamento fondazionale a Venezia

## Capitolo 6

### Caso studio applicativo: il Fondaco dei Tedeschi

Alla luce delle considerazioni precedentemente fatte si procede con lo studio di un caso reale di restauro di consolidamento fondazionale a Venezia.

Il progetto di restauro strutturale di questo edificio, elaborato da diversi studi di architettura e ingegneria, prevede all'interno di un generale progetto di rinnovamento architettonico, un intervento specifico in fondazione in corrispondenza della corte interna per limitare i possibili cedimenti indotti dalla sovrastruttura connessi all'incremento di carico previsto.

#### 6.1 Premessa

L'edificio in analisi, il *Fontego dei Tedeschi*, è un palazzo storico veneziano che sarà oggetto di un restauro strutturale integrale volto a renderlo idoneo alla nuova destinazione d'uso commerciale che andrà ad ospitare.

Situato in prossimità del ponte di Rialto con affaccio diretto sul canal Grande, l'edificio è proprietà della società *Edizione Property Srl* della famiglia Benetton, che ha stretto un accordo con il gruppo Dfs, una divisione del colosso mondiale LVMH, Moët Hennessy Louis Vuitton, per un nuovo edificio commerciale e culturale.

Il progetto architettonico, che ha catalizzato l'attenzione non solo degli Enti preposti *all'iter* autorizzativo, ma soprattutto dell'opinione pubblica data l'importanza storico-culturale del palazzo, è stato affidato allo studio OMA di Rem Koolhaas, mentre l'esecutivo è stato appaltato a diversi studi locali.

##### 6.1.1 Inquadramento dell'edificio

Il Fondaco dei Tedeschi è un edificio rinascimentale veneziano costruito la prima volta nel XIII secolo a fini commerciali, completamente ricostruito nel XVI secolo a seguito di un rovinoso incendio. Il fabbricato è situato nel Sestiere San Marco nel centro storico di Venezia, a pochi passi dal ponte di Rialto.

Di pianta quadrata con corte centrale, si affaccia sul Canal Grande a Ovest, sul Rio Fontego dei Tedeschi a Nord, sulla Salizzada del Fontego dei Tedeschi a Est e sulla Calle del Fontego a Sud.

L'edificio ha ospitato fino al 2009 una sede delle Poste Italiane con due ingressi perdonali dal lato della terraferma e un ingresso navigabile dal lato del Canal Grande (cfr tav.1.02.02).

Secondo Il Piano Regolatore Generale per la Città Antica foglio B1 approvato con DPR 17/12/1962, l'edificio in analisi rientra nelle "*preesistenze ottocentesche a carattere*

*modulare*". Per unità edilizia speciale preottocentesca a struttura modulare si intende un'unità edilizia speciale originaria antecedente l'Ottocento, caratterizzata da una struttura a vani paritetici, più raramente anche gerarchizzati, come nei fondaci, nei conventi, negli ospedali, negli edifici per uffici, nelle carceri.

Nel foglio B2 reca il num.154 che lo associa in termini di destinazione d'uso ad una "*attrezzatura collettiva di interesse comune*".

Per quanto riguarda la pericolosità sismica del sito in analisi, i valori di accelerazione massima al suolo con una probabilità di eccedenza del 10 % in 50 anni sono compresi tra 0,050g e 0,075g e l'edificio rientra nella zona sismica 4.

Dalla *Carta della laguna* si evince semplicemente che il nostro edificio rientra all'interno di un complesso edificato: il comune di Venezia "città antica".

Dal PTCP si possono invece ricavare le seguenti informazioni

- a) dalla *Carta dei vincoli* (v.tav.1.06.01) si evince che sul Fondaco dei Tedeschi è apposto un vincolo normato dal D.Lgs. 42/2004 (Codice dei Beni Culturali e del Paesaggio).
- b) dalla *Carta del Sistema Ambientale* si può osservare che il nostro edificio rientra all'interno di una Zona di Protezione Speciale (Direttiva Europea 92/43/CEE, art.22)
- c) dalla *Carta del Sistema Insediativo e Infrastrutturale* l'edificio fa parte di un *centro storico di notevole importanza*
- d) dalla *Carta del Paesaggio Venezia* viene identificata come *città lagunare*

### *6.1.2 Rilievo geometrico e fotografico*

Il fabbricato, di forma quadrangolare, si articola su cinque livelli più il livello della copertura. E' stato necessario riportare un doppio rilievo geometrico in scala 1:200, il primo dello stato di fatto, il secondo dello stato di progetto su cui di fatto andrà ad inserirsi il progetto strutturale della fondazione. Si considererà pertanto la seconda configurazione come la base di partenza per le analisi di tipo strutturale.

<i>Dimensioni notevoli dell'edificio in pianta</i>	
Lato Nord	47,38 m
Lato Sud	47,77 m
Lato Est	49,00 m
Lato Ovest	47,00 m
Area totale	2254,00 m <sup>2</sup>

**Tab.6.1** Dimensioni principali dell'edificio in pianta

L'edificio è caratterizzato dalla presenza di un'importante corte centrale quadrata di lato 18,50 m, con un imponente porticato al piano terra di ampiezza variabile (circa 3,50m) che al crescere dei livelli diventa una loggia di altezza e interasse sempre più ridotti.

Gli ambienti attorno al vuoto centrale sono di diverse dimensioni e forme, tra di essi due vani scale, uno situato a Nord, l'altro a Sud, che conducono il visitatore ai diversi livelli.

La copertura a falde culmina in corrispondenza della corte in un grande padiglione vetrato attualmente non praticabile. Le altezze di riferimento, ricavate da rilievo e confermate da VPRG per la Città di Venezia, sono la quota di gronda, situata a 21,64 m e la quota di colmo a 24,16 m (destinata ad aumentare con la progettazione del nuovo spazio polivalente all'ultimo piano).

<i>Dimensioni notevoli dell'edificio in alzato</i>	
Quota corte	+ 1,24 m <sup>*</sup>
I livello	+ 5,15 m
II livello	+ 8,01 m
III livello	+ 13,30 m
IV livello	+ 17,67 m
V livello	+ 22,03 m

**Tab.6.2** Dimensioni principali dell'edificio in alzato

\* Quota inferiore rispetto allo 0,00 l.m.m situato a Venezia a +1,37 m. Tale quota di zero mareografico viene definita in corrispondenza di Punta della Salute

Nel progetto dello studio OMA il distributivo degli spazi coperti varia in minima parte per l'introduzione di scale mobili, vani ascensore e nuovi servizi igienici destinati a servire una nuova affluenza di visitatori. Per quanto riguarda la copertura della corte, essa diviene accessibile al pubblico con l'introduzione di un ampio spazio quadrangolare adibito a sala conferenze, dell'intera dimensione del vuoto centrale.

Viene inoltre predisposta una terrazza panoramica (*altana* in stile veneziano) con apposite sedute direttamente collegata alla sala principale in copertura.

Per quanto riguarda il rilievo fotografico, ai fini dello studio appare rilevante riportare la documentazione relativa ai prospetti esterni e a quelli interni prospicienti la corte (cfr tav.2.04.01-05).

### 6.1.3 Breve storia dell'edificio

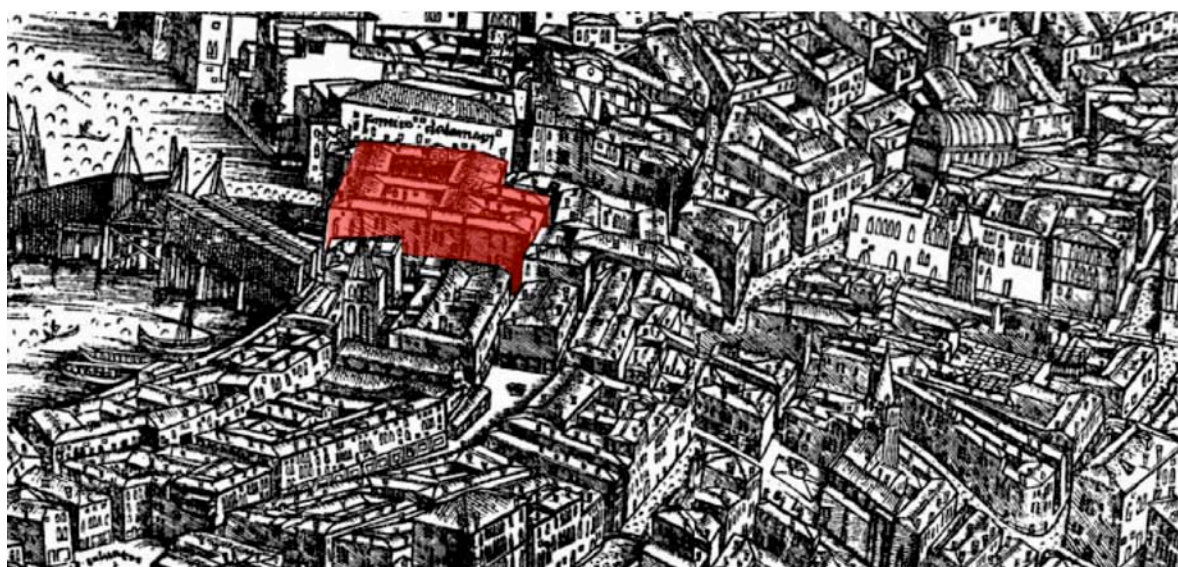
La storia del Fondaco dei Tedeschi può essere articolata in quattro fasi principali (cfr.tav. 5.01.00):

- 1) la fase della prima costruzione che va dal 1200 al 1500 circa, anno in cui un enorme incendio devastò la zona di Rialto coinvolgendo anche l'edificio che venne interamente distrutto
- 2) la fase della ricostruzione che portò l'edificio all'assetto architettonico attuale
- 3) i lavori di restauro del XX secolo (prima quelli del 1939 e poi quelli del 1973)
- 4) il progetto dello studio OMA

#### **I FASE: Le origini (1200-1505)**

La storia del Fondaco dei Tedeschi affonda le sue origini addirittura nel XIII secolo. Non si hanno notizie certe sulla data di costruzione dell'edificio; il primo documento risale al 1228 e riporta, sotto tale data, un riferimento al "*fonticus Communis Veneciarum, ubi Teutonici hospitantur*", definizione che ne caratterizza fin dalla realizzazione la sua principale finalità, ovvero quella di ospitare i mercanti alemanni.<sup>118</sup>

Riportiamo nelle tavole grafiche una ricostruzione fatta dal Dorigo nel suo testo *Venezia Romanica* in cui ipotizza il profilo dell'edificio in un periodo compreso tra il 1300 e il 1360 (vedi tav.5.01.01).<sup>119</sup>



**Fig.6.1** Vista a volo d'uccello di Jacopo De Barbari del 1500, in rosso il Fondaco dei Tedeschi nel suo assetto originario

---

<sup>118</sup> Ricerca storica ad opera dello Studio SAT Survey, Mestre

<sup>119</sup> Dorigo W., *Venezia romanica*, Istituto veneto di Scienze, Lettere ed arti, 2003

Dalla veduta prospettica di Jacopo de Barbari si può delineare quale poteva essere l'assetto dell'edificio all'inizio del XVI secolo. Di forma quadrangolare gli ambienti si articolavano attorno a due corti centrali probabilmente interconnesse.

Si ergeva su tre livelli, con finestre archiacute distribuite in maniera irregolare. Verso il Canal Grande ed il rio di San Girolamo si intravede un corpo che si protende sulle acque probabilmente ad uso commerciale. Era inoltre presente un corpo secondario connesso all'edificio principale dal lato dell'attuale *Salizzata del Fontego dei Tedeschi*, che presentava a sua volta una corte interna di dimensioni più ridotte.

## II Fase: La ricostruzione (1505-1928)



**Fig.6.2** Estratto dal Catasto Napoleonico (1808); **Fig.6.3** Estratto dal Catasto Austriaco (1838-1842)

A seguito del devastante incendio il Fondaco venne ricostruito ma nella forma che attualmente possiamo osservare ossia quella quadrata con un'imponente corte centrale.

L'ampio cortile presenta 4 livelli di logge ad arcate che decrescono in altezza salendo di piano. In principio il piano terra era occupato nella sua parte perimetrale da numerose botteghe, come si può osservare in particolare nei catasti storici dove la frammentazione delle proprietà è ben riconoscibile. L'unico ingresso da terra si trovava in calle del Buso. Al secondo piano vi erano gli alloggi riservati ai commercianti tedeschi: ad ogni mercante veniva assegnata una stanza all'interno dell'edificio con un magazzino per lo stoccaggio delle merci. Al pian terreno si trovavano invece gli spazi comuni come la mensa e il pontile per approdare in nave direttamente presso in fondaco.

La sua funzione era quindi, in estrema sintesi, quella di residenza collettiva per i mercanti di ceto medio-alto, punto di riferimento per chi si trovasse in città a scopo commerciale (vedi tav.5.02.01-03).

Il Fondaco nel corso dei secoli venne occupato da enti con funzioni diverse. Sotto Napoleone divenne la sede della dogana, poi degli uffici fiscali nel periodo della dominazione austriaca.

Le modifiche che vennero fatte in questo periodo al fine di adattarlo al meglio alle funzioni che vi vennero insediate, furono soprattutto opere di consolidamento e di restauro.

In particolare gli interventi della prima metà dell'Ottocento prevedero l'eliminazione delle torrette d'angolo, il rifacimento della merlatura, le demolizioni del campanile. Secondo il Paoletti<sup>120</sup> gli affreschi dei prospetti esterni, di Giorgione e Tiziano, furono perduti *non solo per effetto dell'umidità e della salsedine, ma altresì per vandalismi perpetuati nel nostro secolo* e si riferisce proprio agli interventi ottocenteschi. E' degli inizi dell'Ottocento anche la chiusura a vetri delle logge del cortile; e della fine dello stesso secolo la collocazione del lucernari.<sup>121</sup>

### **I restauri del 1928-39**

Con il controllo della Sovrintendenza ai monumenti di Venezia su progetto dell'Ufficio Tecnico Erariale, in un clima di fermento restaurativo come quello di inizio secolo, venne predisposto presso il Fondaco un imponente programma di restauro, condotto tra il 1928 e il 1939. In occasione di questo intervento si realizzarono consolidamenti in calcestruzzo con l'inserimento di nuovi pilastri all'interno della muratura, con rinforzi o integrali sostituzioni.

Vennero inoltre progettati consolidamenti dei solai ma anche importanti interventi di ripristino della copertura metallica e delle fondazioni.

All'inizio del secolo, si erano infatti registrati movimenti di assestamento del sedime dell'edificio che avevano provocato di conseguenza alcuni dissesti e degradi del fabbricato in elevazione. Ciò aveva reso necessario predisporre un intervento di restauro per prevenire futuri danneggiamenti e crolli.

Il responsabile del progetto definitivo fu l'Ing. Guido Gerbino che fu anche direttore dei lavori. Le opere furono eseguite dall'impresa di Gino Vittorio Ravà.

Grazie alle relazioni conservate dell'Ingegnere Gerbino è stato possibile ricostruire delle fasi di lavoro in particolare nella parte basamentale delle murature all'interfaccia con le fondazioni dove si notò *lo stato di avanzata disgregazione dei mattoni e delle malte. Specialmente nelle fondazioni si è riscontrato che spesso le malte erano ridotte ad una poltiglia senza coesione e simile ad una terra argillosa. Molte volte i mattoni erano privi di resistenza e si schiacciavano sotto una minima pressione.*

---

<sup>120</sup> Pietro Paoletti, pittore e artista veneto del XIX secolo

<sup>121</sup> Da cronologia della *Ricerca storica* ad opera dello Studio SAT Survey, Mestre



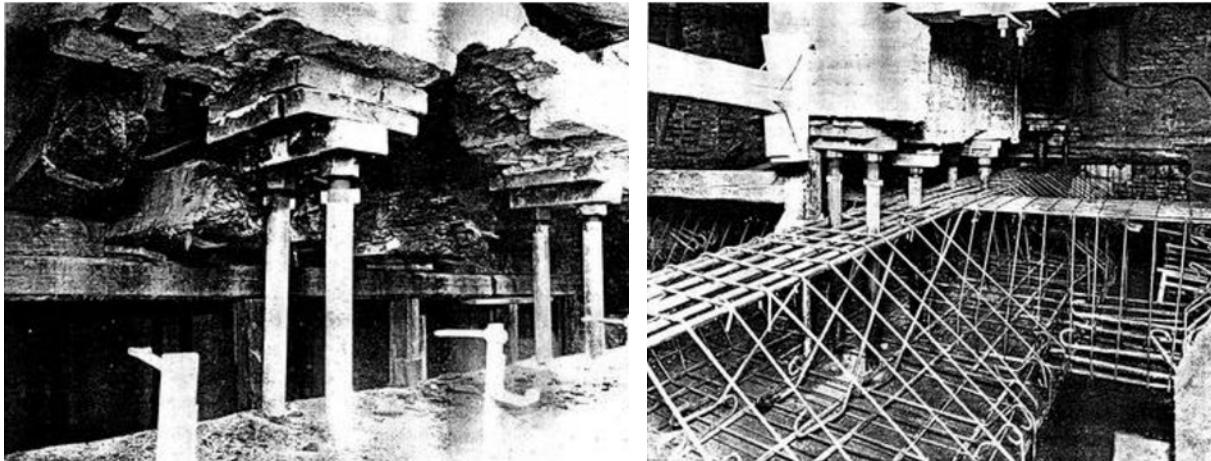


Fig.6.4,6.5 Foto d'epoca dei martinetti utilizzati per il supporto temporaneo della muratura

Dalla relazione tecnica dell'ingegnere si evince che il consolidamento statico è stato realizzato introducendo all'interno della struttura esistente una nuova in c.a. e predisponendo al di sotto della muratura originaria degli appositi martinetti idraulici alloggiati in forometrie del paramento che poi vennero annegati nel getto (vedi tav.5.03.01-07).

Le fasi dei lavori di restauro del 1939 possono essere così articolate in maniera sintetica:

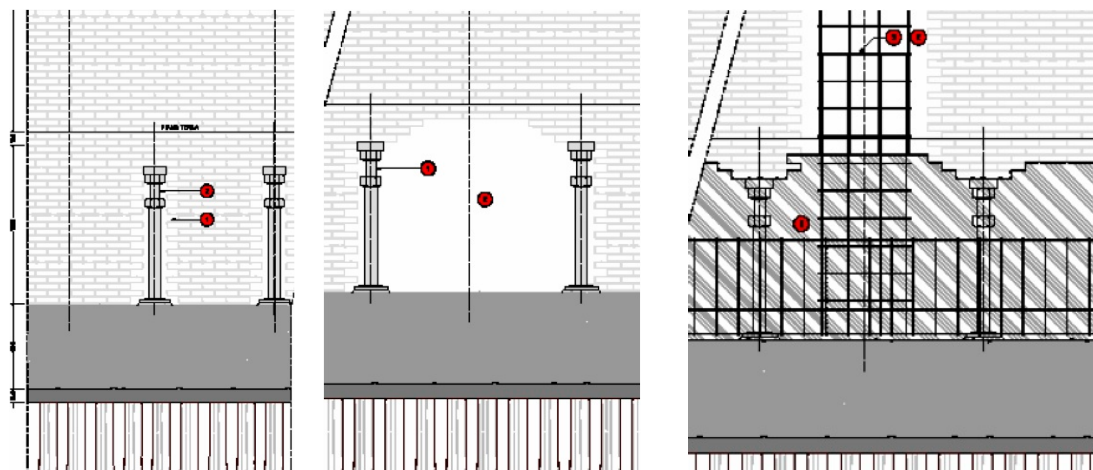
- a) inserimento di martinetti metallici di grosse dimensioni in brecce nelle muratura per il loro alloggiamento
- b) allargamento dell'apertura grazie ai martinetti per la successiva realizzazione di una trave in c.a.
- c) getto della trave che ingloba i martinetti
- d) inserimento di pilastro in c.a. in continuità con la nuova fondazione

Questa soluzione venne adottata per le fondazioni delle murature interne, non per le murature perimetrali della corte.

### Lavori recenti (1939-1997)

Dagli anni Cinquanta del secolo scorso in poi i lavori eseguiti furono soprattutto di carattere manutentivo. In particolare vi furono dei fenomeni di distacco degli intonaci in facciata che resero necessari lavori di ritinteggiatura specifici.

La presenza inoltre di nuovi servizi e nuove funzioni ha implicato la trasformazione di alcuni locali e l'adeguamento degli impianti (termico, antincendio ed elettrico). Anche la pavimentazione del porticato, danneggiata dall'acqua e dai sali, presentò l'urgenza di un intervento di risanamento.



**Fig.6.6,6.7,6.8** Schematizzazione delle diverse fasi esecutive del restauro delle fondazioni del 1939

Nel 1971 i tecnici, Filippo Portoghese e Umberto Tripodi presentano una relazione tecnica in cui sono riportate le voci delle opere edili e le previsioni di spesa. I lavori hanno inizio nel 1973 e termineranno nel 1976.

Vent'anni dopo, nel 1996, l'arch. Fanton e l'ing. Volpe presentano una relazione tecnica che evidenzia i nuovi problemi riscontrati nel portico, nel cortile e sui prospetti. Nel 1997, il Soprintendente Luigi Ricciardi esprime parere favorevole all'esecuzione dei lavori.<sup>122</sup>

### **Il cantiere in corso 2013-oggi**

Il recente progetto architettonico elaborato dallo studio OMA (analizzato in dettaglio nel paragrafo successivo), è finalizzato al ripensamento degli spazi per predisporli alla nuova funzione commerciale che ospiteranno.

In particolare il progetto definitivo strutturale, inizialmente elaborato dall'Ing. Cocco, prevedeva la costruzione e il rifacimento della copertura e un'opera di consolidamento delle fondazioni tramite cordoli in c.a. e fondazioni profonde. Ad oggi il progetto elaborato dallo studio W.E.I.'N VENICE prevede la realizzazione di un nuovo solaio portante in acciaio e vetro a copertura della corte centrale (piano 4°), il consolidamento della maggior parte dei solai dei piani da mezzanino a quarto, la realizzazione di una nuova scala di emergenza e dei vani montacarichi ed ascensore e il restauro generale della copertura, con inserimento di un'altana e di gallerie vetrate. La scelta di realizzare il nuovo solaio calpestabile in acciaio e vetro (in termini di peso permanente e sovraccarico d'esercizio) implica la necessità di un rinforzo delle fondazioni esistenti del portico prospiciente la corte interna.

A livello architettonico si prevede il rifacimento completo delle finiture ed a livello impiantistico si è reso necessario riprogettare ed adeguare normativamente tutti gli impianti, compreso l'inserimento della vasca di depurazione al centro della corte (vedi tav.5.04.01-10).

<sup>122</sup> Regesto dei lavori reso disponibile dallo studio We.In Venice

## CRONOLOGIA

- *Settembre 1225*: Il primo riferimento al Fondaco dei Tedeschi si trova nel *Liber plegiorum*
- *5 dicembre 1228*: Il “Liber plegiorum” del comune di Venezia ricorda il “*fonticum Comunis Veneciarum, ubi Teutonici hospitantur*”<sup>123</sup>.
- *Aprile 1318*: Il Fondaco è danneggiato da un incendio
- *19 dicembre 1340*: Cessione delle case Zusto alla Signoria. Gli Zusto acconsentivano che si aprisse un'altra calle, attraverso le loro proprietà. Si costruirono anche 10 piedi di fondamenta sul Canal Grande.
- *28 gennaio 1505*: Un incendio distrusse il Fondaco dei Tedeschi in massima parte. “Andava in fiamme con sacrificio di un tesoro immenso: non restava pietra su pietra; di tanti depositi poco si salvava; la casa di uno dei rami più intensi di attività era ridotta ad un mucchio di rovine”<sup>124</sup>
- *1806-17*: I leoni delle torrette, quello sovrastante la porta e quello dei visdomini sono rimossi e distrutti. Si demolisce un campanile; viene effettuato il restauro di sei canne di camino.
- *1836-1839* All'interno si effettuano interventi di modifica e di adattamento, in funzione della nuova destinazione d'uso dell'edificio: esso, infatti diviene sede di uffici statali (Intendenza di Finanza) e, più tardi, si trasforma in sede delle Poste e Telegrafi. Demolizione delle torrette (forse per motivi statici), rifacimento della merlatura (forse una delle lapidi delle torrette è quella infissa nel cortile al posto in cui era la torre del pozzo).
- *1840*: Si propone di chiudere a vetrate le logge del cortile, per ricavarne stanze; proposta realizzata solo dopo l'unità d'Italia.
- *1870-1900*: A partire da questa data le Poste occupano parte dell'edificio, allontanando man mano l'Intendenza di Finanza. Si colloca un nuovo bassorilievo con leone addomesticato sulla porta da terra, al posto di quello distrutto; si inserisce un lucernario sul cortile e si pone un busto al centro della corte.
- *1907*: Le fonti citano per la prima volta dissesti statici e fenomeni di instabilità dell'edificio.
- *13/02/1908*: La Commissione Conservatrice dei Monumenti di Venezia esprime parere favorevole per il restauro del “Fontego dei Tedeschi” e la locale Intendenza di Finanza, nel mese successivo, su parere concorde del Ministero delle Finanze e di quello dei Lavori Pubblici, affida all'Ufficio Tecnico dell'Intendenza di Finanza di Venezia lo

---

<sup>123</sup> Trad. “*Un fondaco nel comune di Venezia, dove venivano ospitati i Tedeschi*”

<sup>124</sup> Francesco Sansovino, *Venetia città mobilissima et singolare* (con le aggiunte di Giustiniano Martinioni), I, Venezia, 1663

studio del progetto delle necessarie opere di restauro.

- *31/08/1928*: Sono autorizzati i lavori per il restauro del Fondaco secondo il progetto approvato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e redatto dall'Ufficio Tecnico dell'Intendenza di Finanza di Venezia dall'aprile 1928. I lavori saranno eseguiti fra il 1929 ed il 1933.
- *18/04/1933*: Progetto dell'Ufficio Tecnico dell'Intendenza di Finanza di Venezia, per l'adattamento alle funzioni dei nuovi servizi ivi trasferiti, dopo l'assegnazione.
- *7/11/1934*: Inizio dei lavori.
- *1/03/1938*: I lavori si riveleranno più onerosi del previsto: "era logico presumere che i lavori (compiuti fino a questa data)... rappresentassero poco più della quarta parte del fabbisogno per completare il restauro del palazzo".
- *maggio 1938*: Nuovo progetto per il completamento del restauro del Fondaco, ad opera dell'Ufficio Tecnico Erariale di Venezia.
- *luglio 1939*: Conclusione dei lavori.
- *1956*: Proposta di sostituzione della copertura a coppi di parte della falda prospiciente calle del Buso con copertura in vetrocemento. Si inizia a pensare ad una risistemazione generale dell'edificio. Un progetto di restauro dell'edificio venne predisposto dall'Ufficio Lavori ma non poté essere inoltrato.
- *1969*: Si concretizza la possibilità di una nuova sede a S. Giobbe dove realizzare il complesso delle P.T.
- *12/12/1968*: Sostituzione della pavimentazione del porticato del cortile interno e rifacimento degli intonaci esterni
- *8/10/1971*: Viene inviata al Ministero delle Poste e delle Telecomunicazioni una relazione tecnica per il progetto di restauro generale dell'edificio.
- *1973*: La Soprintendenza dà parere favorevole al progetto presentato. Iniziano così i lavori sotto la direzione dell'ing. Marchesi.
- *1975*:. I lavori di intonacatura vengono eseguiti dall'impresa De Luigi.
- *1979*: Verniciatura inferriate esterne e leggera pulitura di un affresco al primo piano del loggiato interno eseguita dal restauratore Michieletto Alfeo.
- *1983*: Rifacimenti degli intonaci nei locali adibiti a mensa
- *1996*: Rifacimento della pavimentazione del portico, sostituzione dei mattoni, demolizione dei tratti di intonaco sul Canal Grande e sostituzione con nuovo intonaco di malta e sabbia. Sostituzione delle lastre di vetro retinato del lucernario (dalla relazione tecnica degli architetti N. Fanton e V. Volpe).

In generale le conclusioni che si possono trarre da questa veloce analisi storica ai fini del nuovo dimensionamento geotecnico-strutturale e per il calcolo dei cedimenti provocati dall'incremento di carico, delinea che le modifiche introdotte nell'ultimo secolo non hanno

implicato un incremento di tensioni considerevole sul piano di posa delle fondazioni e la struttura ad oggi risulta pienamente assestata sul sedime di pertinenza, ossia tutti i cedimenti possibili sono già occorsi. Per quanto riguarda l'incremento di carico relativo al nuovo progetto in copertura, andranno invece svolte opportune verifiche.

#### 6.1.4 Il progetto architettonico

Il progetto architettonico firmato dallo studio OMA, si propone ridare vita ad un edificio storico in semi abbandono tramite il ripensamento dei suoi spazi e delle sue funzioni. Il problema del recupero e riutilizzo di strutture storiche molto pregiate, come in questo caso il Fondaco dei Tedeschi, è in Europa un tema molto attuale.

Il Fondaco ospiterà un nuovo centro di scambi commerciali una sorta di magazzino moderno in continuità con la sua destinazione d'uso originaria. Il progetto tende a trasformare questo manufatto in un nuovo polo attrattore sia per la popolazione residente che per i numerosi turisti in visita, con strutture simili a quelle di un mercato, ossia spazi per il pubblico ed eventi, *boutiques* e servizi di vario genere.

I criteri che lo studio ha seguito nella riprogettazione di questo spazio sono:

- a) La stratificazione tra vecchio e nuovo, ovvero la deliberata intenzione di dichiarare esplicitamente i nuovi interventi e/o elementi tecnici rispetto all'esistente
- b) La volontà attraverso il progetto di dichiarare e rendere evidenti le radicali trasformazioni e tecniche costruttive degli anni '30, all'epoca della riconversione in ufficio delle poste
- c) L'inserimento di elementi critici ma fondamentali per il successo dell'operazione, secondo una logica di impatto minimo e riutilizzo degli interventi strutturali e degli sventramenti operati durante il secolo scorso
- d) Innovazione degli stessi elementi per venire incontro alle esigenze di fruizione pubblica e/o mantenimento dell'integrità dell'immagine della fabbrica (vedi scala mobile in legno)
- e) L'adeguamento degli spazi esistenti, nel rispetto delle qualità spaziali originali del fabbricato, sfidando il nuovo programma ad adottare modelli di occupazione innovativi e sperimentali (spazi compartimentati v.s. pianta libera tradizionale).

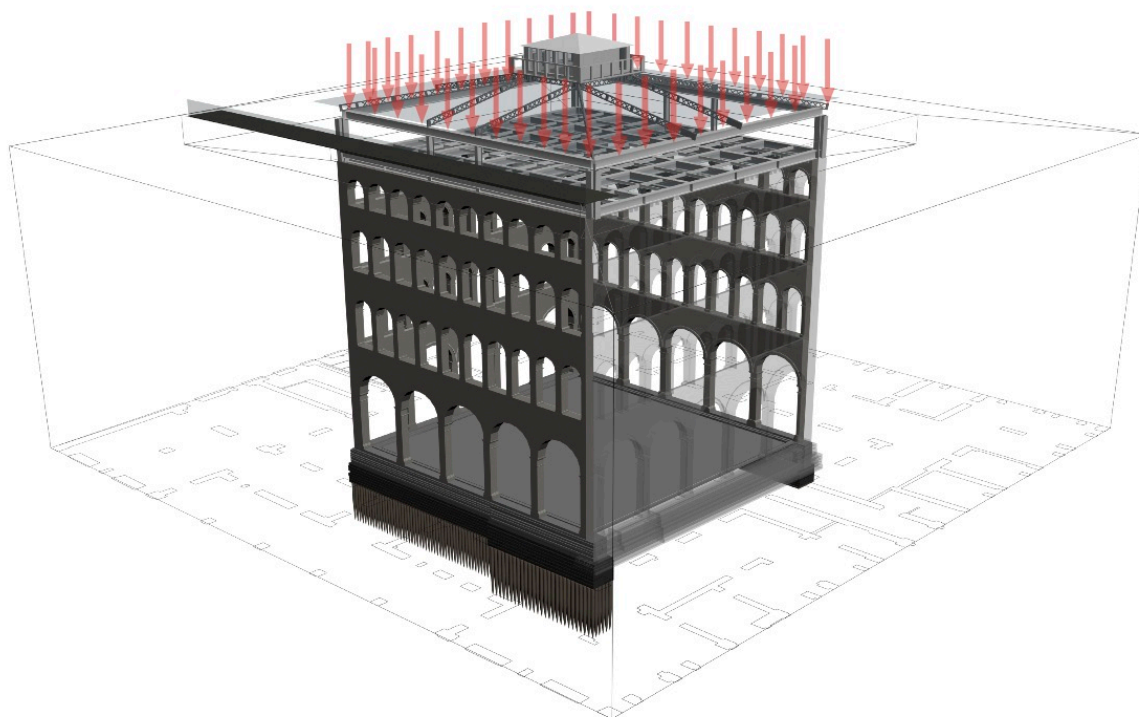
## **Distribuzione funzionale**

Per quanto riguarda la sua disposizione funzionale, il Fondaco sarà integralmente accessibile con spazi per la collettività e spazi privati commerciali che si articoleranno attorno dalla corte centrale fino alla nuova copertura.

In base alla loro destinazione d'uso gli spazi che si andranno a creare rientreranno in una delle seguenti categorie:

- 1) Pubblici, la copertura della corte stessa diventerà uno spazio polifunzionale adibito al sociale per l'allestimento di mostre o incontri d'interesse comune
- 2) Ibridi, le gallerie e le stanze d'angolo con vista su Canal Grande avranno un utilizzo privato – commerciale combinato con micro programmi ad uso collettivo (*wi-fi hot spot, free Book Shop, lounge, micro esposizioni...*)
- 3) Commerciali.

La grande differenza risiede nel livello di accessibilità del Fondaco, che sarà visitabile dal pubblico per il suo 90%. Il mezzanino sarà l'unico piano che sarà totalmente adibito a servizi e stanze del personale (vedi tav.3.04.01 e seg.).



**Fig.6.9** Elaborazione tridimensionale che illustra l'incremento dei carichi in copertura (v. tav. 5.04.08-10)

## L'intervento in copertura



**Fig.6.10** Elaborazione tridimensionale dello stato di progetto della corte (v. tav. 5.04.08-10)

L'intervento principale sarà la riprogettazione della copertura della corte centrale. Ad oggi infatti, tale padiglione in vetro e acciaio è totalmente inaccessibile e ha come unica funzione quella di riparare la corte dalle intemperie.

La sfida lanciata dallo studio OMA è quella di rendere pubblicamente fruibile anche tale spazio creando un padiglione leggero e trasparente da adibire a funzioni pubbliche ed interamente percorribile. Questo ambiente rappresenterà l'apice della *promenade architecturale* che dal piano terra attraverso le scale mobili di progetto raggiungerà lo spazio della nuova sala. La predisposizione di tale intervento implicherà un minimo innalzamento della quota di gronda tanto da rendere accessibile il nuovo "spazio eventi", ricavato grazie all'introduzione del nuovo solaio centrale; quest'ultimo è costituito da un graticcio di travi in acciaio, poggiante su un cordolo perimetrale sempre in acciaio, dal quale si innalzano nuove colonne di appoggio della struttura reticolare di copertura.

La messa in opera comporterà ovviamente un incremento dei carichi in fondazione che verrà bilanciata dal progetto di un adeguato intervento, specifico oggetto di questo caso studio.

Sarà inoltre necessario predisporre un complesso di servizi come ascensori e scale mobili per raggiungere l'ultimo nuovo piano dell'edificio e demolire quando necessario la copertura esistente. Nel complesso le nuove coperture piane definiscono un volume continuo ad "L", inserito accuratamente tra le falde esistenti.

Verrà inoltre predisposto un affaccio panoramico sul Canal Grande su un'altana leggera in legno raggiungibile direttamente dal nuovo padiglione in vetro. Il nuovo affaccio si estende per circa 30 metri senza superare la linea di colmo della copertura. Tramite una serie di scalini e gradoni tale struttura segue il profilo della falda fino al suo culmine, garantendone la risalita e allo stesso tempo un insieme di sedute per i visitatori.

### 6.1.5 Rilievo degli elementi di pregio storico-artistico

Ai fini del successivo progetto di consolidamento strutturale, è parso opportuno evidenziare gli elementi di pregio storico-artistico presenti all'interno dello spazio della corte (cfr. tav.4.01).

Gli elementi individuati sono i seguenti:

- la vera da pozzo in stile veneziano, ubicata al centro della corte
- la pavimentazione originaria in *masegni* di pietra presente al di sotto del porticato
- una meridiana antica affissa su uno dei prospetti della corte
- i pilastri originari in pietra
- evidenze archeologiche desunte da appositi scavi eseguiti



**Fig.6.11** Foto della corte interna ripresa dalle logge superiori; **Fig.6.12** Dettaglio della base d'imposta delle colonne originarie in pietra del porticato

In particolare, per quanto riguarda l'aspetto archeologico, due scavi si sono rivelati significativi per l'interpretazione del sedime storico dell'edificio.

L'ispezione fondale n°11, eseguita a ridosso di uno dei pilastri della corte, ha riportato la presenza di strati argillosi di vario genere appositamente predisposti per l'impermeabilizzazione delle opere di fondazione e resti di antiche opere basamentali dell'edificio; inoltre è stato possibile rinvenire reperti antichi come capitelli e colonnine in pietra immersi nello stato sabbioso profondo.

In concomitanza con l'ispezione fondale n° 6, eseguita invece poco al di fuori dell'area della corte, è stata rinvenuta un'antica e massiccia fondazione probabilmente connessa alla presenza di una muratura portante in elevazione e una cisterna antica utilizzata per la raccolta dell'acqua. La progettazione delle nuove strutture di completamento e la programmazione delle indagini di scavo, dovranno prendere in considerazione la presenza di queste evidenze storico-artistiche e archeologiche, proteggendone la conservazione ad esempio attraverso il posizionamento di fogli di geotessuto e/o rimozioni localizzate con riposizionamento delle pavimentazioni.





**Fig.6.11** Documentazione fotografica dell'Ispezione fondale n°11 con evidenza delle antiche fondazioni; **Fig.6.12** Documentazione fotografica dell'Ispezione fondale n°6 con rinvenimento dei resti dell'antica cisterna

### 6.1.6 Rilievo dello stato di danno, dissesto e degrado

Dall'osservazione del rilievo geometrico dello stato di fatto (tav.2.01 e seguenti), è stato possibile individuare degli sfalsamenti di quota calpestio all'interno della corte, che sono stati riportati e analizzati alle tavole grafiche (all.1) 6.01 e seguenti.

In particolare è stato possibile osservare dalle sezioni a disposizione, la presenza di un dislivello importante della pavimentazione della corte, riconducibile a possibili cedimenti occorsi alle opere di fondazione esistenti.

Sfalsamento quote del piano della corte		
Interno corte	Lato Nord-Ovest	1,27 m
	Lato Nord- Est	1,30 m
	Lato Sud-Ovest	1,27 m
	Lato Sud-Est	1,28 m
Sottoportico	Lato Nord-Ovest	1,39 m
	Lato Nord- Est	1,41 m
	Lato Sud-Ovest	1,40 m
	Lato Sud-Est	1,42 m

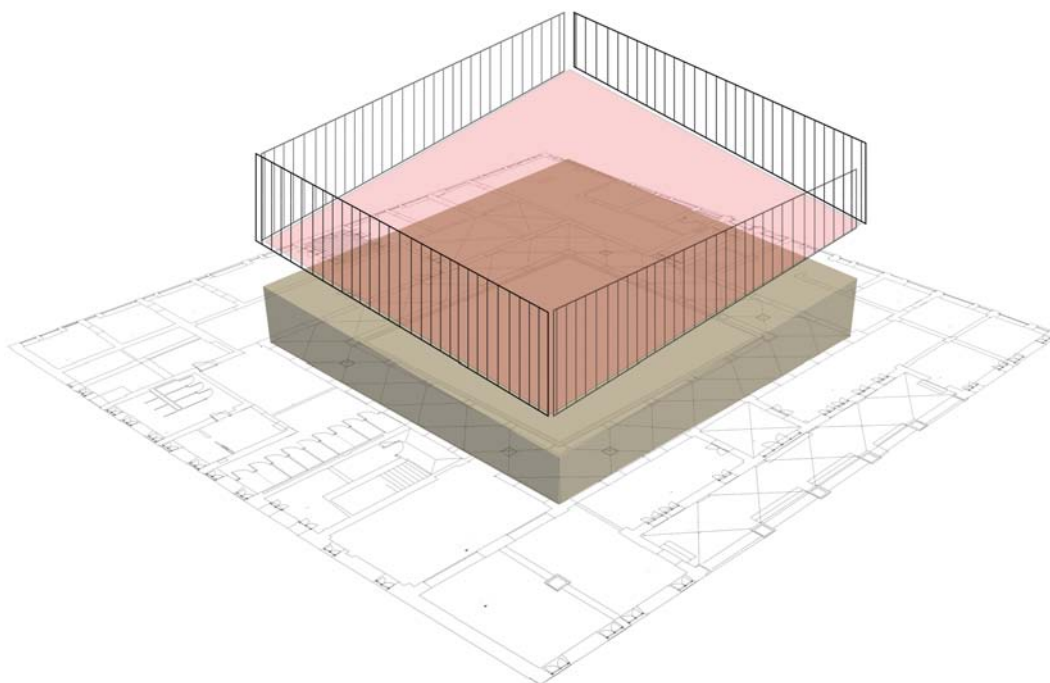
**Tab.6.3** Riassunto delle quote del calpestio della zona della corte sia internamente che esternamente rispetto al porticato

L'angolo della corte situato a Nord-Ovest, sia internamente che esternamente rispetto al porticato, presenta la quota minima di +1,27 (interno) e +1,39 (esterno), a fronte della quota massima rilevata in corrispondenza dell'angolo situato a Sud-Est di +1,28 (interno) e +1,42 (esterno). Anche dalla sezione dello stato di fatto eseguita in corrispondenza della corte, è

possibile osservare delle disomogeneità di quota del calpestio del primo livello: 7,95 m a Nord e ad Est, 8,02 m a Sud, e 8,00 m ad Ovest (cfr tav. 2.02.01, 2.02.02, 2.02.05, 2.02.06).

L'ipotesi pertanto elaborata, è di un lieve affondamento dell'ordine di qualche centimetro in concomitanza con le opere di fondazione verso il Canal Grande a Ovest e Rio Fontego dei Tedeschi a Nord. Come già osservato al §3 della presente trattazione, la vicinanza o il contatto con le acque in circolazione, può essere causa di degradi materici degli elementi costituenti le strutture, e dissesti meccanici connessi all'asportazione di parti resistenti per l'azione del moto ondosso. Nello specifico il Canal Grande in prossimità del ponte di Rialto, è un importante snodo di traffico marittimo, per la circolazione dei vaporetto pubblici e delle imbarcazioni private.

Va precisato che tali alterazioni di quota possono essere connesse ad un semplice dislivello del massetto, ma non è stato possibile elaborare un quadro fessurativo adeguato in quanto al momento della redazione della presente trattazione la precedente rimozione degli intonaci delle pareti prospicienti la corte non ha reso possibile la lettura delle fessure sui paramenti murari.



**Fig.6.13** Restituzione tridimensionale dell'assetto del sedime della corte con rappresentazione dei cedimenti relazionati alle diverse quote dei quattro lati

## 6.2 Analisi dei carichi

### CARICHI COPERTURA

#### CARICHI PERMANENTI

##### 1- Copertura in vetro

Peso vetri spessore 10+10 mm + 6 mm.....	q= 65 daN/m <sup>2</sup>
Peso telaio di sostegno .....	q= 15 daN/m <sup>2</sup>
	80 daN/m <sup>2</sup>
Il carico neve .....	q= 80 daN/m <sup>2</sup>

##### 2- Copertura passerella pedonabile in legno su capriate

Peso tavolato 30 mm.....	q= 50 daN/m <sup>2</sup>
Il carico variabile folla .....	q= 400 daN/m <sup>2</sup>

##### 3- Copertura passerella pedonabile in vetro

Peso vetro 40+40 mm più cilindri in vetro.....	q= 220 daN/m <sup>2</sup>
Il carico variabile folla .....	q= 400 daN/m <sup>2</sup>

##### 4- Solaio sotto la copertura

Peso vetro spessore 40+40 mm più cilindri collegamento	q= 220daN/m <sup>2</sup>
Il carico variabile .....	q= 400 daN/m <sup>2</sup>

#### CARICHI ACCIDENTALI

Località: VENEZIA

Provincia: VENEZIA

Regione: VENETO

Coordinate GPS: Latitudine : 45.43800 N

Longitudine: 12.33500 E

Altitudine s.l.m.: 1.0 m

Normativa di riferimento: D.M. 14 gennaio 2008 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI §3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - §3.3 e 3.4

#### **Neve**

- Zona Neve = II
- $C_e$  (coeff. di esposizione al vento) = 1.00
- Valore caratteristico del carico al suolo ( $q_{sk} C_e$ ) = 100 daN/mq
- Copertura a due falde: Angolo di inclinazione della falda 1

$$\alpha_1 = 14^\circ \mu_1(\alpha_1) = 0.80 \quad \Rightarrow \quad Q_1 = 80 \text{ daN/mq}$$

Angolo di inclinazione della falda 2

$$\alpha_2 = 14^\circ \mu_1(\alpha_2) = 0.80 \quad \Rightarrow \quad Q_2 = 80 \text{ daN/mq}$$

### Vento

- Zona vento = 1 ( $V_{b,o}=25\text{m/s}$ ;  $A_o=1000\text{m}$ ;  $K_a=0.010 \text{ 1/s}$ )
- Classe di rugosità del terreno: A [Aree urbane con almeno il 15% della superficie coperta da edifici la cui altezza media superi 15 m]
- Categoria esposizione: tipo IV ( $K_r = 0.22$ ;  $Z_o = 0.30 \text{ m}$ ;  $Z_{\min} = 8 \text{ m}$ )
- Velocità di riferimento = 25.00 m/s
- Pressione cinetica di riferimento ( $q_b$ ) = 39 daN/mq
- Coefficiente di forma ( $C_p$ ) = 1.00  
Coefficiente dinamico ( $C_d$ ) = 1.00  
Coefficiente di esposizione ( $C_e$ ) = 2.41  
Coefficiente di esposizione topografica ( $C_t$ ) = 1.00 Altezza dell'edificio = 24.00 m

Pressione del vento ( $p = q_b C_e C_p C_d$ ) = 94 daN/mq

### CARICHI DEI SOLAI

A) Analisi dei carichi *solai in latero-cemento*:

#### CARICHI PERMANENTI

1- Pavimento con sottofondo .....	$q=125.0 \text{ daN/m}^2$
2- Soletta in CLS .....	$q=125.0 \text{ daN/m}^2$
3- Solaio laterizio.....	$q=150.0 \text{ daN/m}^2$
	$g_1 = 400.0 \text{ daN/m}^2$

#### CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

$g_2 =$  ripartizione tramezzature 100.0daN/mq

B) Analisi dei carichi *solai in legno*:

#### CARICHI PERMANENTI

1- Pavimento con sottofondo.....	$q=200.0 \text{ daN/m}^2$
2- Travi in legno.....	$q=35.0 \text{ daN/m}^2$
3- Tavolato in legno.....	$q=15.0 \text{ daN/m}^2$
	$g_1 = 250.0 \text{ daN/m}^2$

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

$g_2$  = ripartizione tramezzature      0.0 daN/m<sup>2</sup>

CARICHI VARIABILI

$q$  = sovraccarico accidentale 500.0 daN/m<sup>2</sup>

Analisi dei carichi *solai copertura*:

CARICHI PERMANENTI:

1- Tegole.....	$q=80$ daN/m <sup>2</sup>
2- Soletta cls .....	$q=125.0$ daN/m <sup>2</sup>
3- Solaio laterizio .....	$q=145.0$ daN/m <sup>2</sup>
	$g_1 = 350.0$ daN/m <sup>2</sup>

CARICHI VARIABILI:

1- Carico neve.....	$q=80.0$ daN/m <sup>2</sup>
2- Spinta del vento.....	$q_v=94.0*0,80= 75.2$ daN/m <sup>2</sup>

**PESO MURATURA**

Il peso della muratura è stato computato pari a  $q=21$  kN/m<sup>3</sup>, media fra peso calcestruzzo e muratura in mattoni pieni per considerare anche la presenza delle travi in c.a. (sarebbe comunque conservativo non considerare questo permanente in termini di variazione di carico).

Spessore della muratura:

- da piano terra a piano primo: valore medio 50 cm
- da piano primo in copertura: valore medio 40 cm

### **6.3 Modello geotecnico**

Per modello geologico si intende una restituzione dello stato del terreno e delle proprietà ad esso connesse in un particolare contesto operativo. La definizione accurata delle sue sfaccettature può implicare l'esecuzione di specifiche prove in sito ed in laboratorio, previo prelievo di campioni indisturbati.

In particolare la disposizione di prove geotecniche *in situ* permette l'identificazione dei parametri che caratterizzano il terreno nel suo reale contesto e possono fornire dati essenziali per una corretta progettazione dell'intervento.

La caratterizzazione geotecnica comprende:

- a) la definizione della stratigrafia
- b) la determinazione delle condizioni d'acqua nel terreno
- c) la determinazione delle caratteristiche idrauliche e meccaniche

#### *6.3.1 Pianificazione delle indagini*

Per la corretta identificazione del substrato al di sotto delle strutture della corte (che riceverà il maggiore incremento di carichi), sono state predisposte delle indagini volte a caratterizzare la stratigrafia dell'area oggetto di intervento in fondazione.

Le prime indagini sono state svolte nel luglio del 2009 a cura della RCR S.n.c. di G. Cibir & C. e prevedevano particolare:

- a) due sondaggi geotecnici S1 e S2, spinti fino alla profondità di 30 m con contemporanea esecuzione di Standard Penetration Test (SPT) in corrispondenza dei livelli sabbiosi
- b) Prelievo di due campioni indisturbati per sondaggio con esecuzione di prove di laboratorio per la caratterizzazione completa dei livelli argillosi

Nel corso dei sondaggi, negli strati coesivi sono state eseguite misure di consistenza con pocket penetrometer (Pen) e torvane (Tor).

Nell'aprile 2014 sono state eseguite indagini integrative consistite in n.3 prove penetrometriche statiche spinte sino alla profondità di 30 metri, con preforo di 3 metri per l'attraversamento dello strato di riporto; le prove sono state effettuate con piezocono per la determinazione, oltre alla resistenza alla punta  $q_c$  e di attrito laterale  $f_s$ , della sovrappressione neutrale  $u$ , indicativa della presenza di strati e di livelli permeabili.

Per le piante complete delle indagini eseguite si rimanda alle tavole grafiche 7.01.01 e 7.02.02.

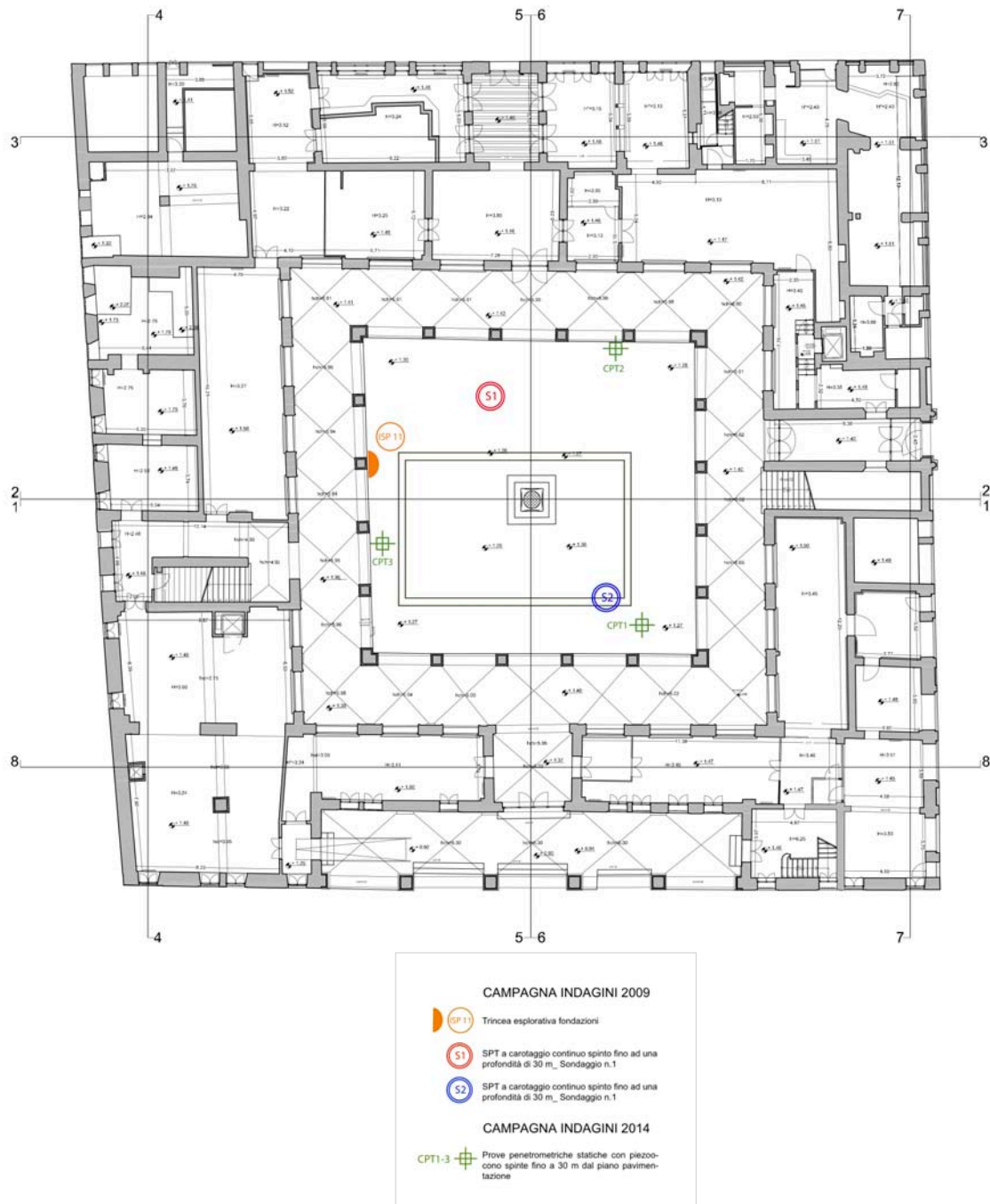


Fig.6.14 Pianta con ubicazione delle indagini e relativa legenda

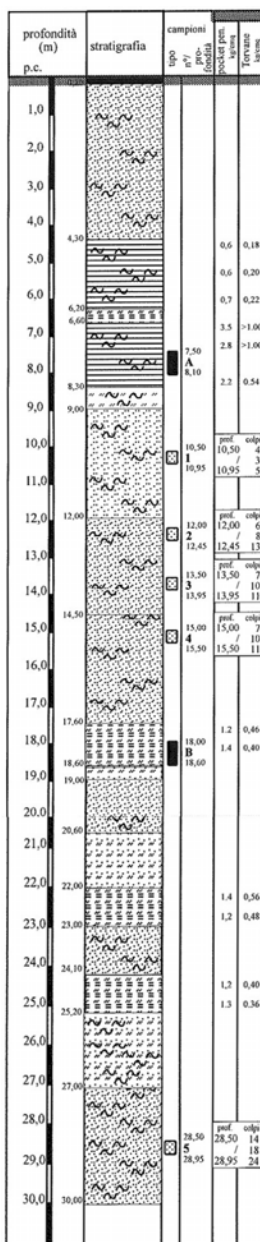
### 6.3.2 Stratigrafia

Grazie all'accurata analisi dei campioni prelevati dai due sondaggi, è stato possibile identificare la natura del terreno e definire un andamento semplificato delle diverse tipologie.

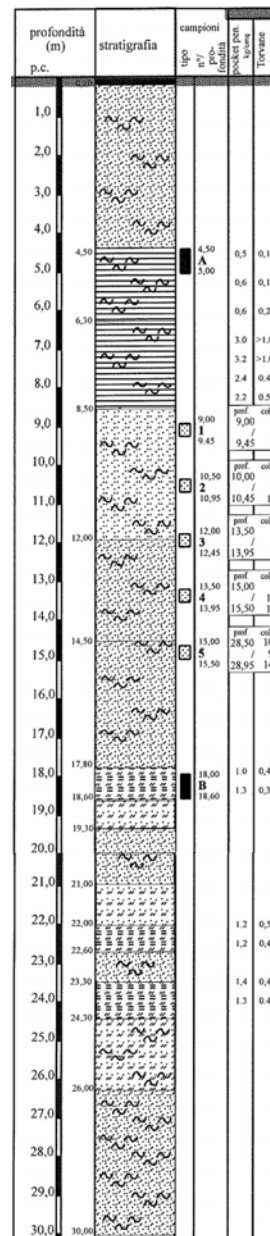
La stratigrafia del sito può essere quindi riassunta come segue:

- da 0,0 m a 0,20 m da p.c. pavimentazione in cotto
- da 0,20 m a 4,3-4,5 m da p.c. sabbia debolmente limosa

- da 4,3-4,5 m a 6,2-6,3 m da p.c. argilla limosa grigia con conchiglie e resti vegetali
- da 6,2-6,3 m a 8,3-8,5 m da p.c. argilla limosa grigia con noduli carbonatici (*caranto*)
- da 8,3-8,5 m a 17,6-17,8 m da p.c. sabbia limosa grigia
- da 17,6-17,8 m a 19,0-19,3 m da p.c. limo da argilloso a sabbioso
- da 19,0-19,3 m a 20,6 -21,0 m da p.c. sabbia limosa a tratti limo sabbioso
- da 20,6 -21,0 m a 22,6-23,0 m da p.c. limo da sabbioso ad argilloso
- da 22,6-23,0 m a 24,1-24,30 m da p.c. argilla limosa e limo argilloso grigia
- da 24,1-24,30 m a 26,0-27,0 m da p.c. limo sabbioso
- da 26,0-27,0 m a 30,00 m da p.c. sabbia limosa



Sondaggio S1



Sondaggio S2

Fig.6.15 Restituzione della stratigrafia relativa ai sondaggi S1 e S2



**Sondaggio\_S1** : documentazione fotografica delle cassette catalogatrici



Profondità 0÷5 m



Profondità 5÷10 m



Profondità 10÷15 m



Profondità 15÷20 m



Profondità 20÷25 m



Profondità 25÷30 m

**Fig.6.16** Documentazione fotografica relativa al sondaggio S1

**Sondaggio\_S2** : documentazione fotografica delle cassette catalogatrici



Profondità 0÷5 m



Profondità 5÷10 m



Profondità 10÷15 m



Profondità 15÷20 m



Profondità 20÷25 m



Profondità 25÷30 m

**Fig.6.17** Documentazione fotografica relativa al sondaggio S2

### 6.3.3 Prove SPT

Le Standard Penetration Tests sono delle prove geotecniche *in situ*, che prevedono l'infissione dinamica di un dispositivo dotato di campionatore standard. In tale contesto le prove penetrometriche dinamiche sono state eseguite solo per i livelli sabbiosi, restituendo i valori riportati in seguito.

Si misura il numero di colpi necessario per infiggere il campionatore standard per 30 cm di profondità battendo con un maglio di peso 63,5 kg e con un'altezza di caduta di 76,2 cm. La prova si esegue sul fondo del foro infiggendo lo strumento per un totale di 45 cm di cui si prendono in considerazione gli ultimi 30 cm.

Assumendo  $\gamma_{\text{sat}}=19,00 \text{ kN/m}^3$  e  $\gamma_w=10,00 \text{ kN/m}^3$ , ed in via semplificativa ipotizzando tutto il terreno in falda (dato lo specifico contesto), è possibile calcolare i diversi valori della tensione verticale efficace alle diverse profondità tramite la relazione già descritta al §2.4.1,  $\sigma_{v0} = \gamma'z$ . Ricavati tali parametri è possibile trovare la densità relativa dalla relazione Gibbs-Holtz e l'angolo di attrito del terreno dal diagramma di correlazione di Mello.

Si riportano nelle seguenti tabelle e grafici gli esiti di tali considerazioni.

Profondità (m)	Litologia	Colpi 15	Colpi 30	Colpi 45	N <sub>spt</sub>	D <sub>r</sub>	Angolo di attrito (°)
10,50÷10,95	Sabbia fine limosa	4	3	5	8	15÷35%	33
12,00÷12,45	Sabbia da fine a medio limosa	6	8	13	21	35÷65%	38
13,50÷13,95	Sabbia fine- medio limosa grigia	7	10	11	21	35÷65%	38
15,00÷15,45	Sabbia gradata limosa grigia	7	10	11	21	35÷65%	38
28,50÷28,95	Sabbia medio fine debolmente limosa	14	18	24	42	65÷85%	43

**Tab.6.4** Esito delle prove SPT eseguite per gli strati di terreno non coesivo (sondaggio S1)

Profondità (m)	Litologia	Colpi 15	Colpi 30	Colpi 45	N <sub>spt</sub>	D <sub>r</sub>	Angolo di attrito (°)
9,00 ÷ 9,45	Sabbia fine limosa	2	3	4	7	15÷35%	32
10,50÷10,95	Sabbia fine limosa	7	9	11	20	35÷65%	37
12,00÷12,45	Sabbia fine limosa	3	4	6	10	15÷35%	35
13,50÷13,95	Sabbia da fine a medio fine limosa grigia	5	10	12	22	35÷65%	38
14,95÷15,50	Sabbia gradata limosa grigia	10	9	14	23	35÷65%	38

**Tab.6.5** Esito delle prove SPT eseguite per gli strati di terreno non coesivo (sondaggio S2)

Tendenzialmente si applicano una serie di coefficienti riduttivi e correttivi al valore standard di  $N_{spt}$  che mi restituiscono un valore di  $N_{1,60}$  pari a

$$N_{1,60} = N_{spt} C_N C_E C_B C_R C_S \quad (6.1)$$

con

$C_N$ , fattore correttivo per riportare  $N_{spt}$  al valore misurato con un sovraccarico di terreno di 100 kPa; é ricavabile per via iterativa dalla seguente espressione (Boulanger & Idriss, 2004)

$$C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma'_v}\right)^{0,784-0,0768\sqrt{N_{1,60}}} \quad (6.2)$$

$C_E$ , fattore correttivo legato al rendimento energetico (ER) della macchina penetrometrica ricavabile dalla relazione

$$C_E = \frac{ER_m}{60} \quad (6.3)$$

L'applicazione di tali coefficienti, tutti prossimi all'unità salvo quello relativo al rendimento energetico, provoca una sensibile riduzione dell'angolo di attrito del terreno, riportando tali valori più compatibili con la specifica situazione in analisi.

Fattore correttivo	Variabile	Fattore correttivo
Diametro del foro di sondaggio, $C_B$	65÷115 mm	1,00
	150 mm	1,05
	200 mm	1,15
Lunghezza delle aste, $C_R$	3÷4 m	0,75
	4÷6 m	0,85
	6÷10 m	0,95
	10÷30 m	1,00
	>30 m	>1,0
Tipo di fustella, $C_S$	Campionatore standard	1,0
	Campionatore non apribile	1,1÷1,3

Tab.6.6 Valori correttivi da utilizzare per la determinazione del valore reale di  $N_{SPT}$

Si indicano in rosso il **sondaggio S1**, mentre in blu il **sondaggio S2**. Si restituiscono gli intervalli dei valori significativi.

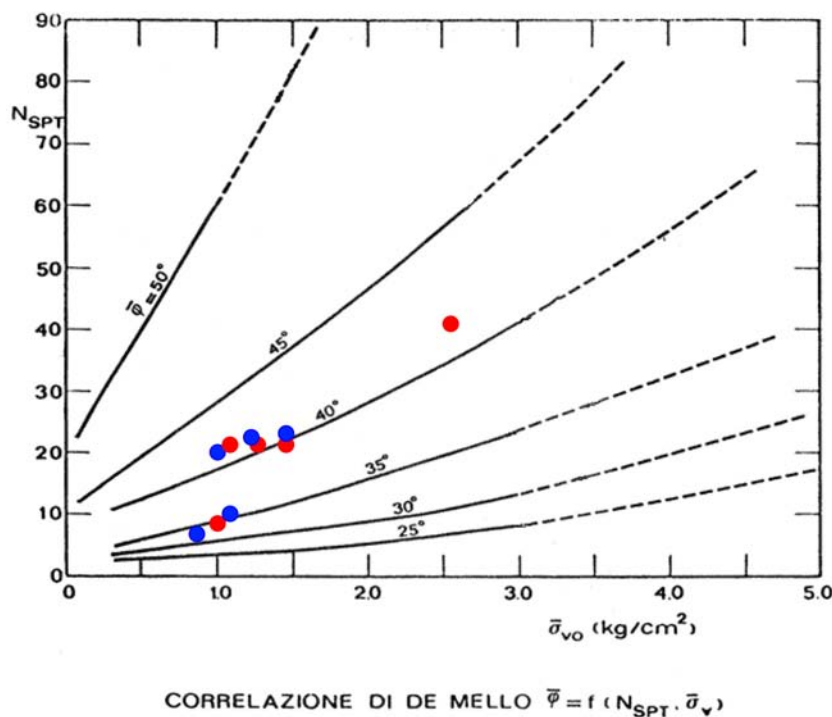


Fig.6.18 Correlazione di De Mello con ubicazione dei sondaggi in esame

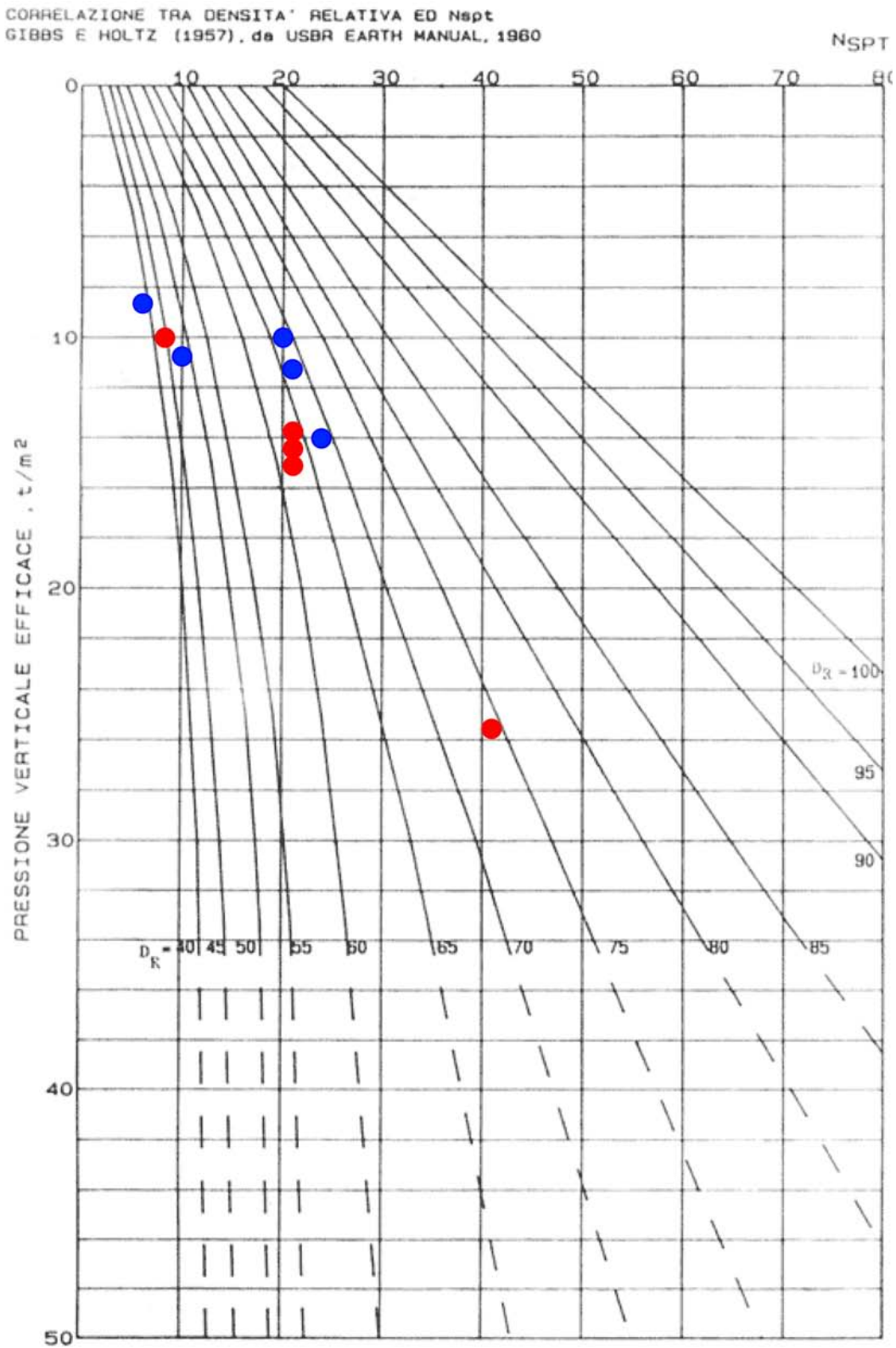


Fig.6.19 Correlazione di Gibbs-Holtz con ubicazione dei sondaggi in esame

### 6.3.4 Prove CPTU

La prova penetrometrica statica, o CPT (Cone Penetration Test), è una prova eseguita *in situ* per poter determinare la stratificazione e le proprietà meccaniche del terreno. È utilizzata per tutti i terreni, tranne depositi ghiaiosi o terreni sabbiosi molto addensati.

La CPT dà la possibilità di ottenere dei dati in continuo; consiste nell'infissione di una punta di forma conica (angolo di 60°, superficie di 10 cm<sup>2</sup>, diametro di 35.7 mm, eventuale manicotto di superficie laterale di 150 cm<sup>2</sup>) all'interno del terreno. Durante l'avanzamento della punta, che avviene a velocità costante pari a 2 cm/s, vengono misurati la resistenza alla penetrazione della punta ( $q_c$ ) e l'attrito laterale ( $f_s$ ). Eventualmente è possibile utilizzare un manicotto scorrevole per la misura della resistenza laterale locale  $R_l$ . In questo caso la prova consisterà di un avanzamento di 4 cm del solo cono con spinta delle aste interne e misura di  $q_c$ , seguito dall'avanzamento di 4 cm del cono e del manicotto e misura di  $R_l$  ed infine avanzamento di 12 cm dell'intera punta per ritornare alla posizione iniziale, senza nessuna misura.

In questo caso al penetrometro sono stati inoltre inseriti trasduttori di pressione che consentono di misurare la pressione interstiziale.

Le prove penetrometriche sono state eseguite con penetrometro autoancorante da 20 tonn. montato su autocarro Bremach Brick 4x4 trasportato per via nautica.

E' possibile ricavare il valore della resistenza al taglio senza drenaggio, tramite la formula di capacità portante del singolo palo

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_c} \quad (6.4)$$

Nella parte superficiale di terreno di riporto e strati argillosi dei primi metri, il valore della resistenza a taglio non è stata valutato.

**RCR** s.n.c. di Cibir Giorgio & c.  
 www.rcr.altervista.org  
 Sede legale : via De Ronconi, 4 45011 Adria (RO)  
 Tel. fax 0426.22248 - cell. 348 6543804  
 e-mail: giorgiocibir@libero.it - rcradria@alice.it - skype: giorgio.cibir

Indagini Geognostiche e prove in sito  
 Micropali, consolidamenti e ricerche d'acqua  
 Laboratorio geotecnico e monitoraggio strutturali

COMMITTENTE:			
CANTIERE: Fondaco			
CPTU 1	DATA 07.04.2014		profoto 3,00 m

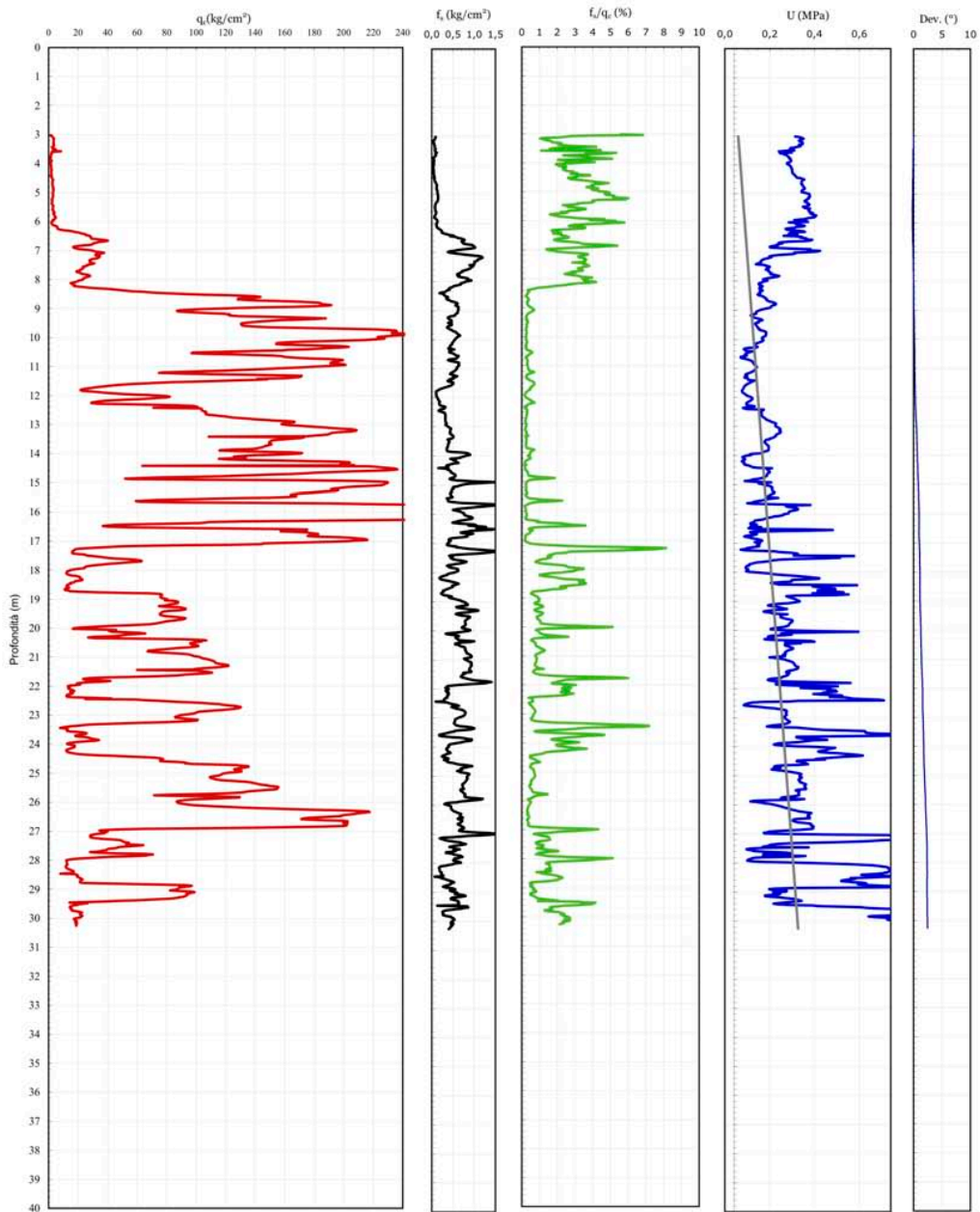


Fig.6.20 Esito della prova CPT n.1



**RCR** s.n.c. di Cibin Giorgio & c.  
 www.rcr.altervista.org  
 Sede legale : via De Ronconi, 4 45011 Adria (RO)  
 Tel. fax 0426.22248 - cell. 348 6543804  
 e-mail: giorgiocibin@libero.it - rcradria@alice.it - skype: giorgio.cibin

Indagini Geognostiche e prove in sito  
 Micropali, consolidamenti e ricerche d'acqua  
 Laboratorio geotecnico e monitoraggio strutturali

COMMITTENTE:  
 CANTIERE: Fondaco

CPTU 2      DATA 07.04.2014      preforo 3,00 m

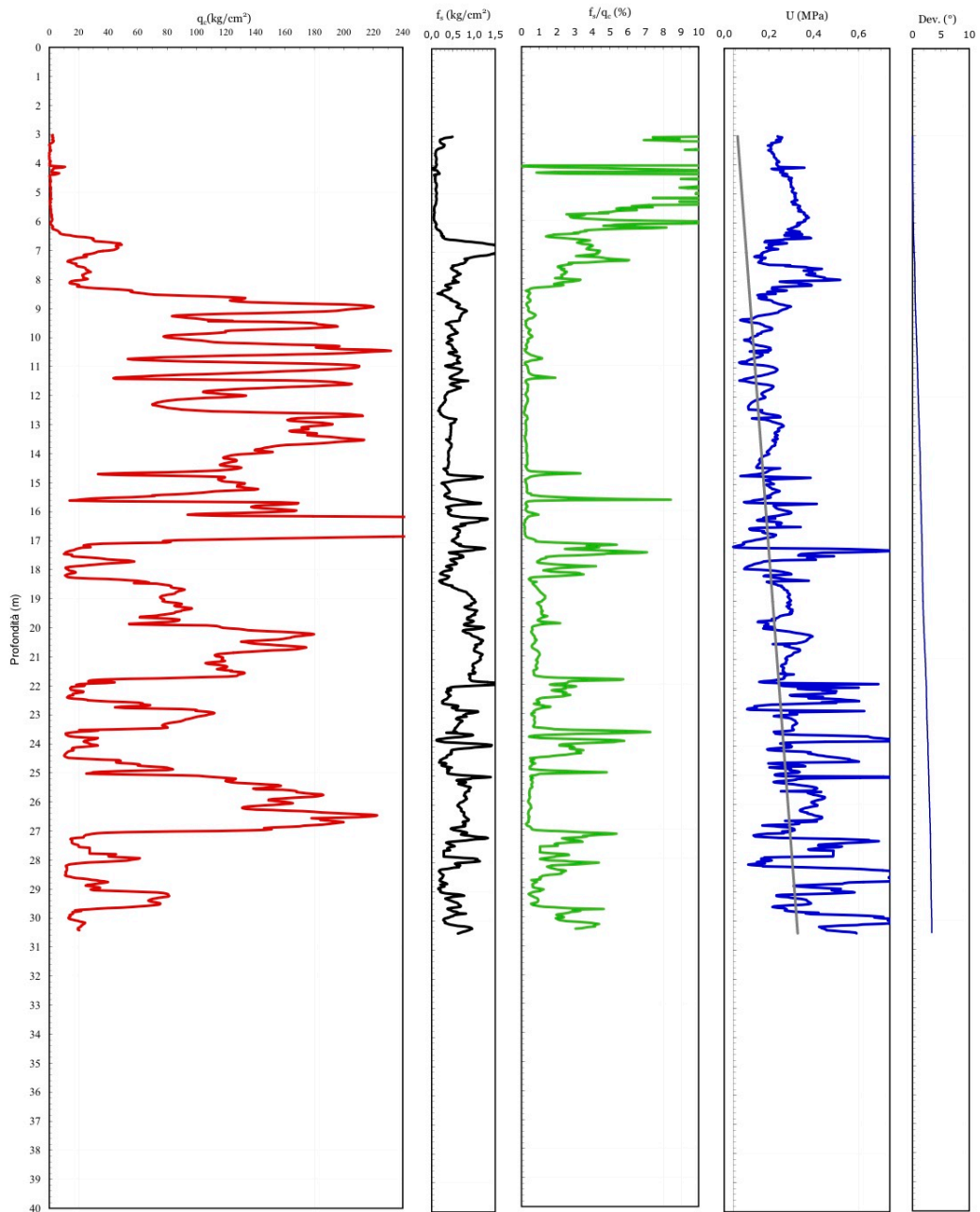


Fig.6.21 Esito della prova CPT n.2

**RCR** s.n.c. di Cibir Giorgio & c.  
 www.rcr.altervista.org  
 Sede legale : via De Ronconi, 4 - 45011 Adria (RO)  
 Tel. fax 0426.22248 - cell. 348 6543804  
 e-mail: giorgiocibir@libero.it - rcradria@alice.it - skype: giorgio.cibir

Indagini Geognostiche e prove in sito  
 Micropali, consolidamenti e ricerche d'acqua  
 Laboratorio geotecnico e monitoraggio strutturali

COMMITTENTE:  
 CANTIERE: Fondaco

CPTU 1      DATA 07.04.2014      preforo 3,00 m

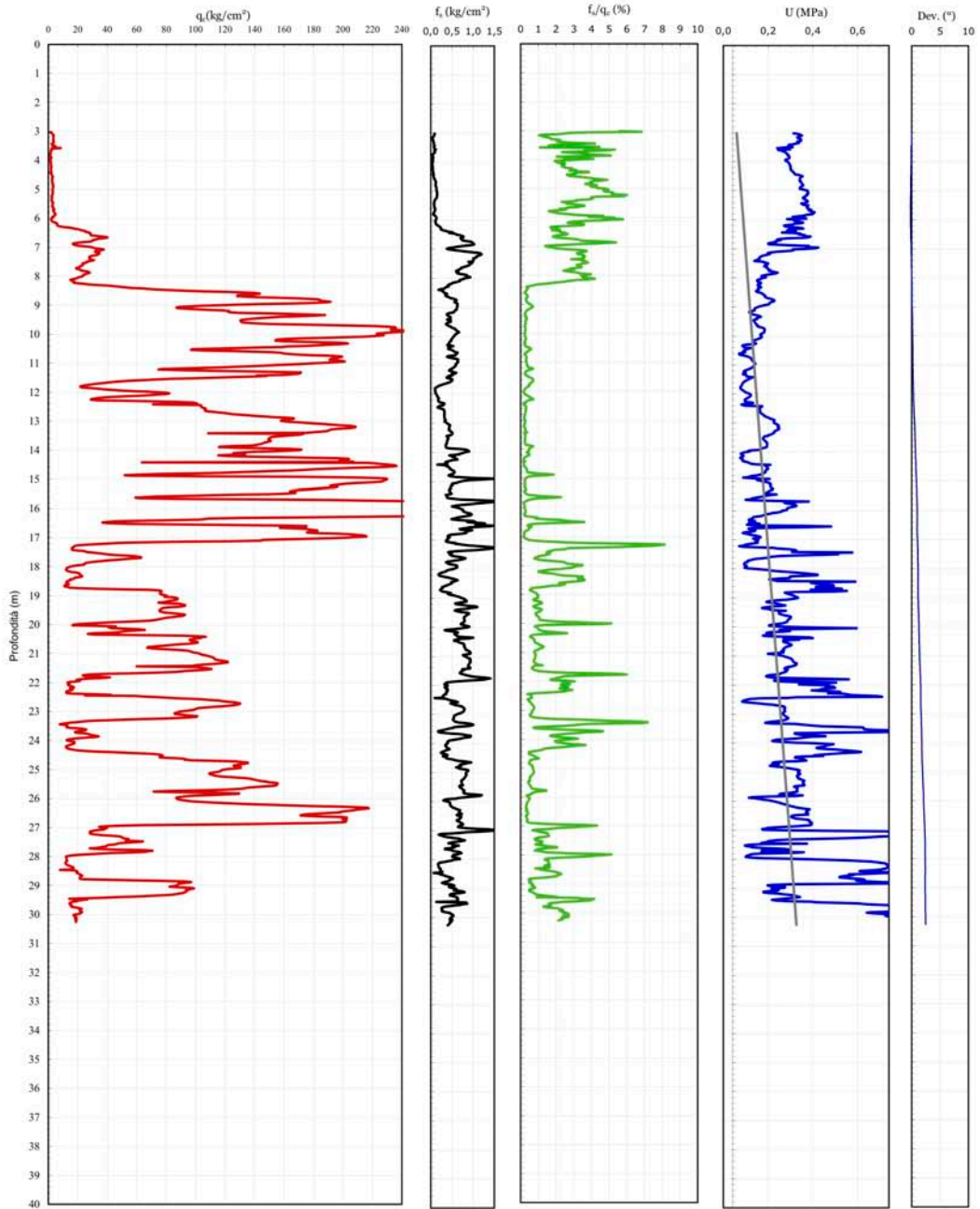
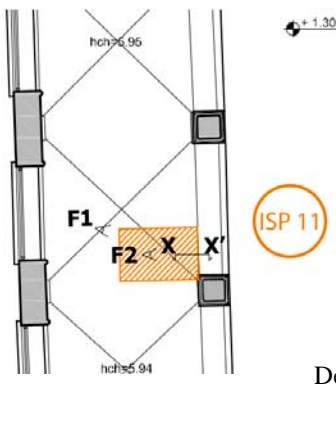
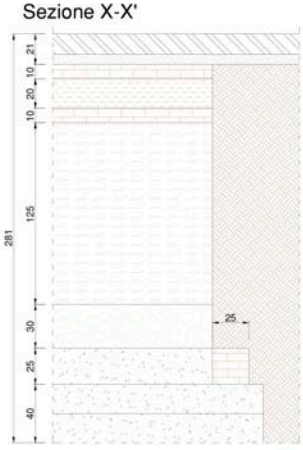




Fig.6.22 Esito della prova CPT n.3

### 6.3.5 Ispezioni fondali

Tra le prove *in situ* debolmente distruttive, rientra anche l'ispezione e analisi delle fondazioni esistenti. La campagna di scavo eseguita nel 2009 ha previsto scavi diffusi al piano terra dell'edificio. Si riporta in questa trattazione solo l'Ispezione fondale n.11, di nostro interesse in quanto eseguita a ridosso di uno dei pilastri della corte.

<b>Ispezione fondale n.11</b>																	
Descrizione	Ubicazione sondaggio																
<p>Sondaggio fondale in corrispondenza di uno dei pilastri della corte realizzato con scavo e riposizionamento del materiale d'asporto.</p> <p>Eseguito nel luglio 2009, ha evidenziato l'assenza di una specifica palificata lignea con la presenza di una semplice fondazione superficiale per allargamento del paramento murario in mattoni e pietra.</p>	 <p style="text-align: right;">Dettaglio fuori scala</p>																
<p><b>Sezione X-X'</b></p>  <p><b>Materiali:</b></p> <table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="width: 20%;">Pavimento</td> <td style="width: 20%;"></td> <td style="width: 20%;">Pietra calcarea</td> <td style="width: 20%;"></td> </tr> <tr> <td>Mattoni</td> <td></td> <td>Arenaria</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Blocchi in trachite</td> <td></td> <td>Terreno riportato</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Argilla</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table>	Pavimento		Pietra calcarea		Mattoni		Arenaria		Blocchi in trachite		Terreno riportato		Argilla				 <p style="text-align: right;">Fig.1</p>  <p style="text-align: right;">Fig.2</p>
Pavimento		Pietra calcarea															
Mattoni		Arenaria															
Blocchi in trachite		Terreno riportato															
Argilla																	

**Tab.6.7** Riassunto dell'esito dell'ispezione fondale n°11

### 6.3.6 Analisi sui campioni

Durante la campagna di indagini del luglio 2009 sono stati prelevati due campioni degli strati argillosi per quanto possibile indisturbati (due per S1 e due per S2).

Per quanto concerne il sondaggio S1:

- a) S1A dalla profondità di 7,50 a 8,10 m
- b) S1B da 18,00 a 18,60 m

Per il sondaggio S2:

- a) S2A da 4,50 a 5,00 m
- b) S2B da 18,00 a 18,60 m

Nel prelievo di campioni argillosi si è adoperata specifica cautela affinché risultassero indisturbati. A seguito della loro estrazione sono stati alloggiati all'interno di cassette catalogatrici e successivamente portati in laboratorio.

	<b>Profondità prelievo del campione (m da p.c)</b>	<b>Descrizione</b>	$W^{125}$  %	$\gamma$  gr/cm <sup>3</sup>	$W_L$  %	$W_p$  %	$I_p$  %	$C_r$
<b>S1A</b>	7,50÷8,10	Limo argilloso (caranto)	20,15	2,061	32,1	27,7	4,4	2,72
<b>S1B</b>	18,00÷18,60	Argilla limosa	29,73	1,927	34,5	28,15	6,35	0,75
<b>S2A</b>	4,50÷5,00	Argilla limosa	26,80	1,700	28,3	20,1	8,2	0,19
<b>S2B</b>	18,00÷18,60	Argilla limosa	31,66	1,924	39,9	30,1	9,76	0,84

**Tab.6.8** Parametri ricavati dalle prove in laboratorio eseguite sui provini argillosi ricavati dai sondaggi S1 e S2

Da tali parametri si posso classificare i campioni rispetto alla carta di plasticità di Casagrande, un sistema basato sui limiti di Atterberg nel quale si individuano sei zone con sei relative classi di terreno in funzione del limite liquido in ascissa e dell'indice di plasticità in ordinata. La suddivisione è rappresentata dalla **retta A** di equazione  $I_p = 0,73 (w_L - 20)$  e da due linee verticali in corrispondenza di  $w_L = 30$  e  $w_L = 50$ .

Le classi che si trovano sopra la retta A includono le argille inorganiche, quelle sotto la retta A i limi e i terreni organici.

<sup>125</sup> Le unità di misura prese in analisi sono in ordine: W contenuto d'acqua,  $\gamma$  peso di volume,  $W_L$  limite di liquidità,  $W_p$  limite di plasticità,  $I_p$  indice di plasticità,  $C_r$  consistenza relativa

Classificazione secondo la carta di plasticità di Casagrande	
<b>S1A</b>	ML-OL_ <i>limi inorganici</i> : sabbie molto fini, farina di roccia; sabbie fini limose o argillose; limi argillosi di bassa plasticità <i>limi organici</i> : argille limose organiche di bassa plasticità
<b>S1B</b>	ML-OL_ <i>limi inorganici</i> : sabbie molto fini, farina di roccia; sabbie fini limose o argillose; limi argillosi di bassa plasticità <i>limi organici</i> : argille limose organiche di bassa plasticità
<b>S2A</b>	CL_ <i>argille inorganiche</i> di medio-bassa plasticità, argille ghiaiose sabbiose; argille limose; argille magre
<b>S2B</b>	CL-OL_ <i>argille inorganiche</i> di medio-bassa plasticità, argille ghiaiose sabbiose; argille limose; argille magre <i>limi organici</i> : argille limose organiche di bassa plasticità

Tab.6.9 Classificazione dei campioni secondo la carta di plasticità di Casagrande

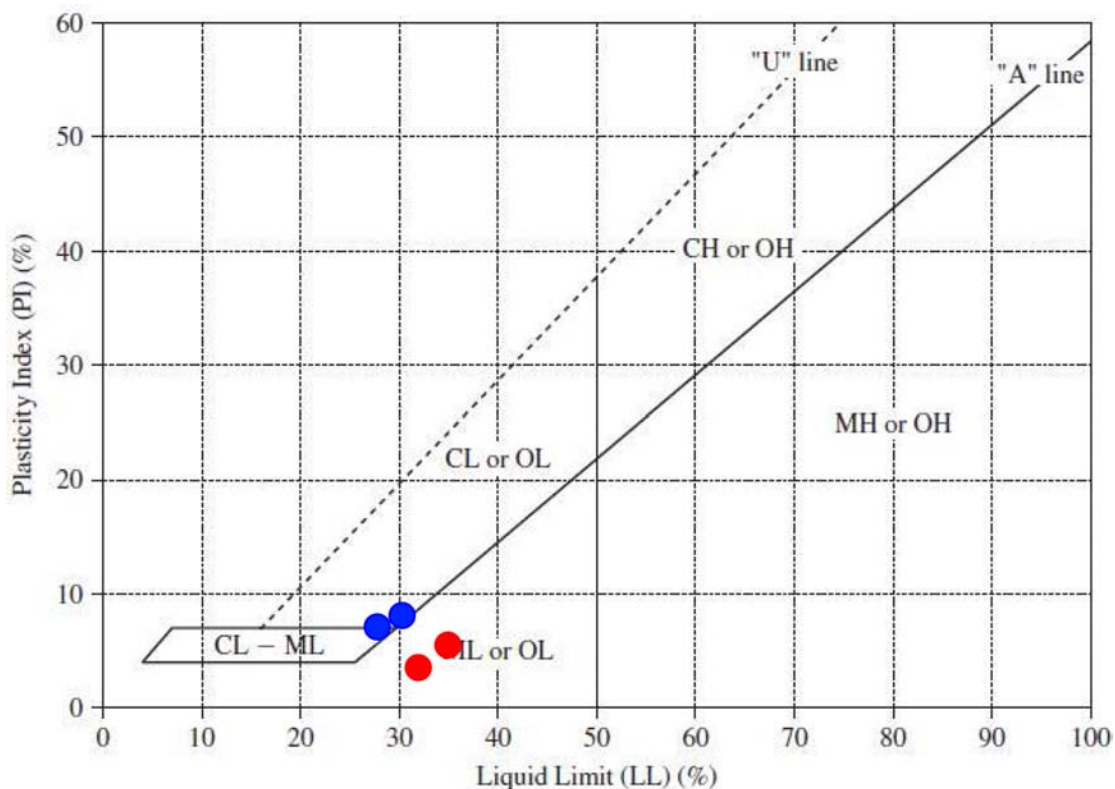


Fig.6.23 Ubicazione dei campioni sulla carta di plasticità di Casagrande

### 6.3.7 Prova di consolidazione edometrica

Le prove di consolidazione edometrica sono molto utilizzate per la loro semplicità di esecuzione, constano di una compressione monodirezionale del provino ad espansione laterale impedita, che riproduce il comportamento naturale del terreno sotto il peso degli stati sovrastanti. A Venezia però, il prelievo di campioni completamente indisturbati risulta oltremodo complesso. Alcuni studi svolti (Carrubba, 2000) hanno dimostrato, come il disturbo tensionale influenzi la ricomprensione in prove edometriche eseguite sui terreni lagunari caratterizzati da bassa plasticità, sia normalconsolidati che leggermente sovraconsolidati.

La prova edometrica standard si esegue incrementando progressivamente i carichi assiali, mantenendoli costanti per il tempo sufficiente a permettere l'espulsione dell'acqua in sovrappressione e dar luogo al fenomeno della consolidazione.

Essendo la variazione dell'altezza del provino pari alla variazione del volume

$$\Delta\varepsilon = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta V}{V_0} \quad (6.5)$$

Esprimendo  $\Delta V$  in funzione dell'indice dei vuoti  $e$

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{V_0 - V_1}{V_0} = \frac{V_s(1 + e_0) - V_s(1 + e_1)}{V_s(1 + e_0)} = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (6.6)$$

Chiamando  $S$  il cedimento del terreno, la variazione di altezza del provino  $\Delta H$  vale

$$S = H_0 \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \quad (6.7)$$

con  $e_0 = \sigma'_{v0}$  e  $e_1 = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z$ . Essendo inoltre  $a_v$  la pendenza della curva  $\sigma'_v - e$ ,

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta\sigma'} \quad (6.8)$$

$$\Delta H = H_0 \Delta\sigma' m_v = H_0 \frac{\Delta\sigma_z}{M} \quad (6.9)$$

con  $m_v = \frac{a_v}{1+e_0}$  coefficiente di compressibilità di volume

E con  $E' = \frac{\Delta\sigma'}{\Delta H/H_0} = \frac{\Delta\sigma'}{\Delta\varepsilon} = M$  modulo edometrico

Dalla prova è possibile ricavare un grafico che in ascissa riporta il logaritmo della tensione verticale efficace, e in ordinata l'indice dei vuoti. La pendenza del tratto rettilineo della curva è

il coefficiente di consolidazione. Si riporta per ogni stratigrafia indagata l'esito delle prove edometriche.

**Sondaggio S1A: 7,50÷8,10 metri**

Pressione Kg/cm <sup>2</sup>	Cedimento mm	Indice dei vuoti	Deformazione %	a <sub>v</sub> Kg/cm <sup>2</sup>	m <sub>v</sub> cm <sup>2</sup> /Kg	E Kg/cm <sup>2</sup>
0,125	0,15	0,64	0,75			
0,25	0,32	0,63	1,60	0,113	0,069	15
0,5	0,48	0,62	2,40	0,053	0,032	31
1	0,72	0,60	3,60	0,040	0,024	41
2	1,06	0,57	5,30	0,028	0,017	58
4	1,45	0,53	7,25	0,016	0,010	102
8	1,99	0,49	9,95	0,011	0,007	147
16	2,58	0,44	12,90	0,006	0,004	269
4	2,47	0,45	12,35			
1	2,31	0,46	11,55			
0,25	2,14	0,48	10,70			

**Tab.6.10** Esito delle prove edometriche sul campione S1A

**Sondaggio S1B: 18,00÷18,60 metri**

Pressione Kg/cm <sup>2</sup>	Cedimento mm	Indice dei vuoti	Deformazione %	a <sub>v</sub> Kg/cm <sup>2</sup>	m <sub>v</sub> cm <sup>2</sup> /Kg	E Kg/cm <sup>2</sup>
0,125	0,24	1,34	1,20			
0,25	0,38	1,32	1,90	0,132	0,057	18
0,5	0,58	1,30	2,90	0,095	0,040	25
1	0,82	1,27	4,11	0,057	0,024	41
2	1,15	1,23	5,74	0,039	0,016	61
4	1,59	1,18	7,95	0,026	0,011	89
8	2,14	1,11	10,70	0,016	0,007	144
16	2,86	1,03	14,30	0,011	0,005	220
8	2,78	1,04	13,90			
2	2,72	1,04	13,60			
0,5	2,66	1,05	13,30			
0,125	2,62	1,06	13,10			

**Tab.6.11** Esito delle prove edometriche sul campione S1B

**Sondaggio S2A: 4,50÷5,00 metri**

<b>Pressione Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>Cedimento mm</b>	<b>Indice dei vuoti</b>	<b>Deformazione %</b>	<b>a<sub>v</sub> Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>m<sub>v</sub> cm<sup>2</sup>/Kg</b>	<b>E Kg/cm<sup>2</sup></b>
0,125	0,60	1,12	3,00			
0,25	1,09	1,07	5,45	0,429	0,202	5
0,5	1,72	1,00	8,60	0,276	0,130	8
1	2,43	0,92	12,15	0,155	0,073	14
2	3,33	0,82	16,65	0,099	0,046	22
4	4,14	0,74	20,70	0,044	0,021	48
8	5,02	0,64	25,10	0,024	0,011	88
16	5,91	0,54	29,55	0,012	0,006	174
4	5,80	0,55	29,00			
1	5,62	0,57	28,10			
0,25	5,40	0,60	27,00			

**Tab.6.12** Esito delle prove edometriche sul campione S2A

**Sondaggio S2B: 18,00÷18,60 metri**

<b>Pressione Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>Cedimento mm</b>	<b>Indice dei vuoti</b>	<b>Deformazione %</b>	<b>a<sub>v</sub> Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>m<sub>v</sub> cm<sup>2</sup>/Kg</b>	<b>E Kg/cm<sup>2</sup></b>
0,125	0,15	0,83	0,75			
0,25	0,30	0,82	1,50	0,111	0,060	17
0,5	0,53	0,80	2,65	0,085	0,046	22
1	0,88	0,76	4,40	0,065	0,035	28
2	1,49	0,71	7,45	0,056	0,031	33
4	2,16	0,65	10,80	0,031	0,017	59
8	3,00	0,57	15,00	0,019	0,011	95
16	3,84	0,49	19,20	0,010	0,005	189
4	3,59	0,51	17,95			
1	3,17	0,55	15,85			
0,25	2,78	0,59	13,90			

**Tab.6.13** Esito delle prove edometriche sul campione S2B



Per la teoria della consolidazione di Terzaghi

$$U\% = f(T_v) \quad (6.10)$$

con

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2} \quad (6.11)$$

dove  $U\%$  è il grado di consolidazione medio,  $T_v$  è un fattore adimensionale di tempo,  $H$  metà dello spessore del provino corrispondente al massimo percorso dell'acqua e  $t$  è il tempo corrispondente al grado di consolidazione  $U$ .

Solitamente per il calcolo di  $c_v$  si sceglie un valore di  $t$  corrispondente ad un grado di consolidazione del 50% a cui corrisponde nella soluzione Terzaghi un  $T_v = 0,197$ . Si può infine ricavare il coefficiente di permeabilità  $K$  dalla relazione

$$K = c_v \gamma_w m_v \quad (6.12)$$

	<b>Profondità prelievo del campione (m da p.c)</b>	<b>K, permeabilità</b>  cm/sec	<b>Cv</b>  cmq/sec
<b>S1A</b>	7,50÷8,10	$1,69 \times 10^{-8}$	$6,95 \times 10^{-4}$
<b>S1B</b>	18,00÷18,60	$5,89 \times 10^{-8}$	$3,57 \times 10^{-3}$
<b>S2A</b>	4,50÷5,00	$3,39 \times 10^{-8}$	$4,63 \times 10^{-4}$
<b>S2B</b>	18,00÷18,60	$3,58 \times 10^{-8}$	$1,17 \times 10^{-3}$

**Tab.6.14** Valori del coefficiente di permeabilità  $K$  e del coefficiente di consolidazione  $c_v$ , ricavati dai risultati della prova edometrica.

### 6.3.8 Prove di compressione con espansione laterale libera (Ell)

La prova di compressione semplice non confinata, detta anche prova di Espansione Laterale Libera (ELL), è una prova geotecnica utilizzata per determinare la resistenza al taglio non drenata  $c_u$ . Rappresenta un metodo semplice ed immediato per valutare la coesione dei terreni.

La prova consiste nel sottoporre ad una pressione verticale un campione cilindrico indisturbato di terreno fino a rottura; il provino non è lateralmente confinato e quindi può espandersi liberamente. La fase di compressione è effettuata a velocità di deformazione costante, in modo tale che la prova si conclude nel giro di circa 10-15 minuti.

Assumendo che non avvenga nessuna variazione del contenuto d'acqua, l'espansione laterale

libera viene indicata come prova veloce non drenata e può essere considerata una prova UU<sup>126</sup> semplificata, dove la tensione principale minore, rappresentata dalla pressione in cella, è uguale a zero. La norma che disciplina tale metodologia è la ASTM D 2166-85; AASHTO T 208-70.

	Carico di rottura (Q <sub>c</sub> )		Coesione non drenata(C <sub>u</sub> )	
	kPa	Kg/cm <sup>2</sup>	kPa	Kg/cm <sup>2</sup>
<b>S1A</b>	109,00	1,09	54,50	0,54
<b>S1B</b>	52,8	0,52	26,445	0,26
<b>S2A</b>	21,83	2,18	10,92	0,10
<b>S2B</b>	70,00	0,70	35,00	0,35

Tab.6.15 Sintesi dei risultati della prova ELL.

## 6.4 Sismicità del sito

Secondo le Norme Tecniche per le costruzioni D.M del 14 gennaio 2008 “*Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.(§3.2)*”. Nello specifico caso in esame si dovrà tenere in considerazione anche quanto riportato all’interno delle “Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni” Consiglio Superiore dei LL.PP. reso nella seduta del 21 luglio 2006, rientrando il Fondaco dei Tedeschi nella categoria di Bene Culturale.

Si procede innanzitutto con l’individuazione della tipologia di sottosuolo dell’area considerata e del suo comportamento dal punto di vista sismico.

### 6.4.1 Categorie di sottosuolo e topografiche

Con riferimento all’omonimo paragrafo delle NTC2008, si individua la categoria di sottosuolo dell’area in analisi ricorrendo alle tabelle ricavate dalla normativa vigente.

Bisogna innanzitutto evidenziare che il problema sismico a Venezia è sicuramente marginale rispetto alle criticità già evidenziate al §3 della presente trattazione, considerando che il sito oggetto di studio rientra in un’area dove i valori di accelerazione massima al suolo con una probabilità di eccedenza del 10 % in 50 anni sono compresi tra 0,050g e 0,075g. Inoltre secondo l’OPCM n.3274 del 2003, la città antica di Venezia rientra in zona sismica 4.

<sup>126</sup> La prova UU è una prova triassiale non consolidata e non drenata

**Tabella 3.2.II –** *Categorie di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
<b>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>E</b>	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

**Tab.6.16** Categorie di sottosuolo dalle Norme Tecniche per le Costruzioni

Sulla base della descrizione fornita e delle prove penetrometriche eseguite, il terreno in analisi rientra in categoria “D”, “S1”.

Inoltre *Per sottosuoli appartenenti alle ulteriori categorie S1 ed S2 di seguito indicate (Tab. 3.2.III), è necessario predisporre specifiche analisi per la definizione delle azioni sismiche, particolarmente nei casi in cui la presenza di terreni suscettibili di liquefazione e/o di argille d’elevata sensibilità possa comportare fenomeni di collasso del terreno.*

Per quanto riguarda le condizioni topografiche, trovandoci in territorio pianeggiante il sito rientra in categoria “T1”.

**Tabella 3.2.IV –** *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

**Tabella 3.2.III –** *Categorie aggiuntive di sottosuolo.*

Categoria	Descrizione
<b>S1</b>	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
<b>S2</b>	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

**Tab.6.17, 6.18** Categorie topografiche e aggiuntive di sottosuolo dalle Norme Tecniche per le Costruzioni

### 6.4.2 Liquefazione dei terreni

Il fenomeno della liquefazione interessa solitamente i depositi sabbiosi saturi, che durante ed immediatamente dopo una sollecitazione di tipo ciclico, subiscono una drastica riduzione della resistenza al taglio. La causa di tale evento è determinata dall'aumento delle pressioni interstiziali, che assumendo valori prossimi alle pressioni totali, fanno sì che il terreno sabbioso si comporti come un liquido pesante.

Secondo le NTC2008 (§7.11.3.4.2) la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo  $M$  inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$  dove  $(N_1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ .

Essendo nel caso del comune di Venezia  $a_g=0,05g$ , la verifica a liquefazione può essere trascurata.

## 6.5 Fondazioni esistenti: calcolo del carico limite e dei cedimenti

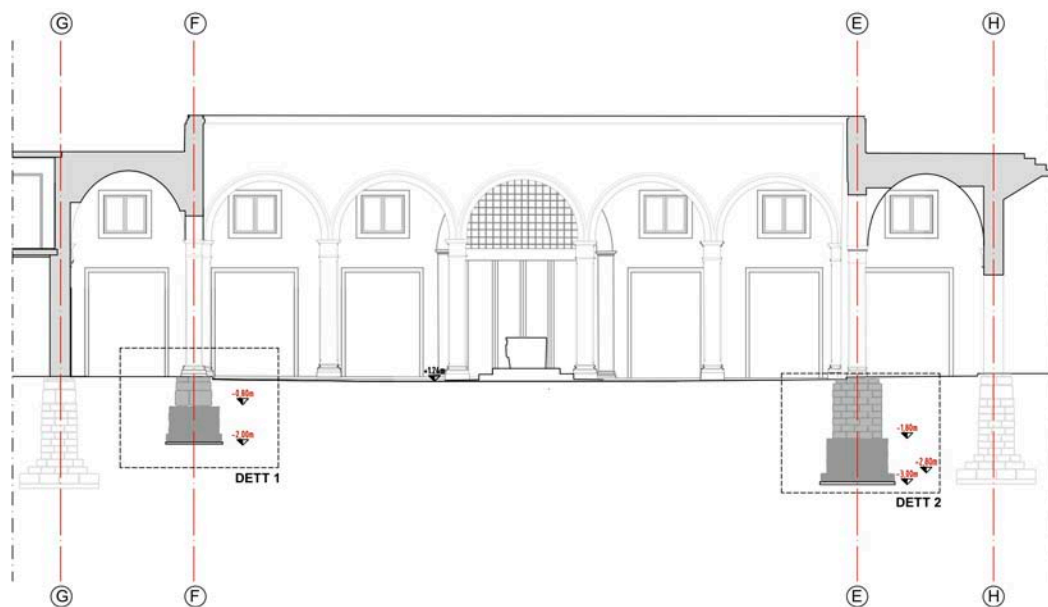
Il primo passo da compiere in un progetto di consolidamento di fondazioni, è conoscere la profondità del loro piano di posa e la loro geometria.

Il piano di indagini redatto dallo studio Colleselli e condotto tra l'aprile e il maggio 2014, ha rilevato la presenza di opere di fondazione diverse all'interno dello stesso edificio, ed addirittura anche per la stessa corte. L'iniziale ipotesi si basava sulla presenza uniforme di fondazioni su palificate lignee smentita dalle recenti ispezioni fondali.

Infatti sul piano di fondazione della parete lato Ovest (Canal Grande) è stata individuata la presenza dei pali in legno mentre in corrispondenza delle fondazioni dei tre lati restanti non sono stati riscontrati pali. Inoltre, i piani d'imposta delle fondazioni sono a quote variabili, da -1.85 metri l.m.m. (lato Nord) a -1.05 metri (lato Sud).

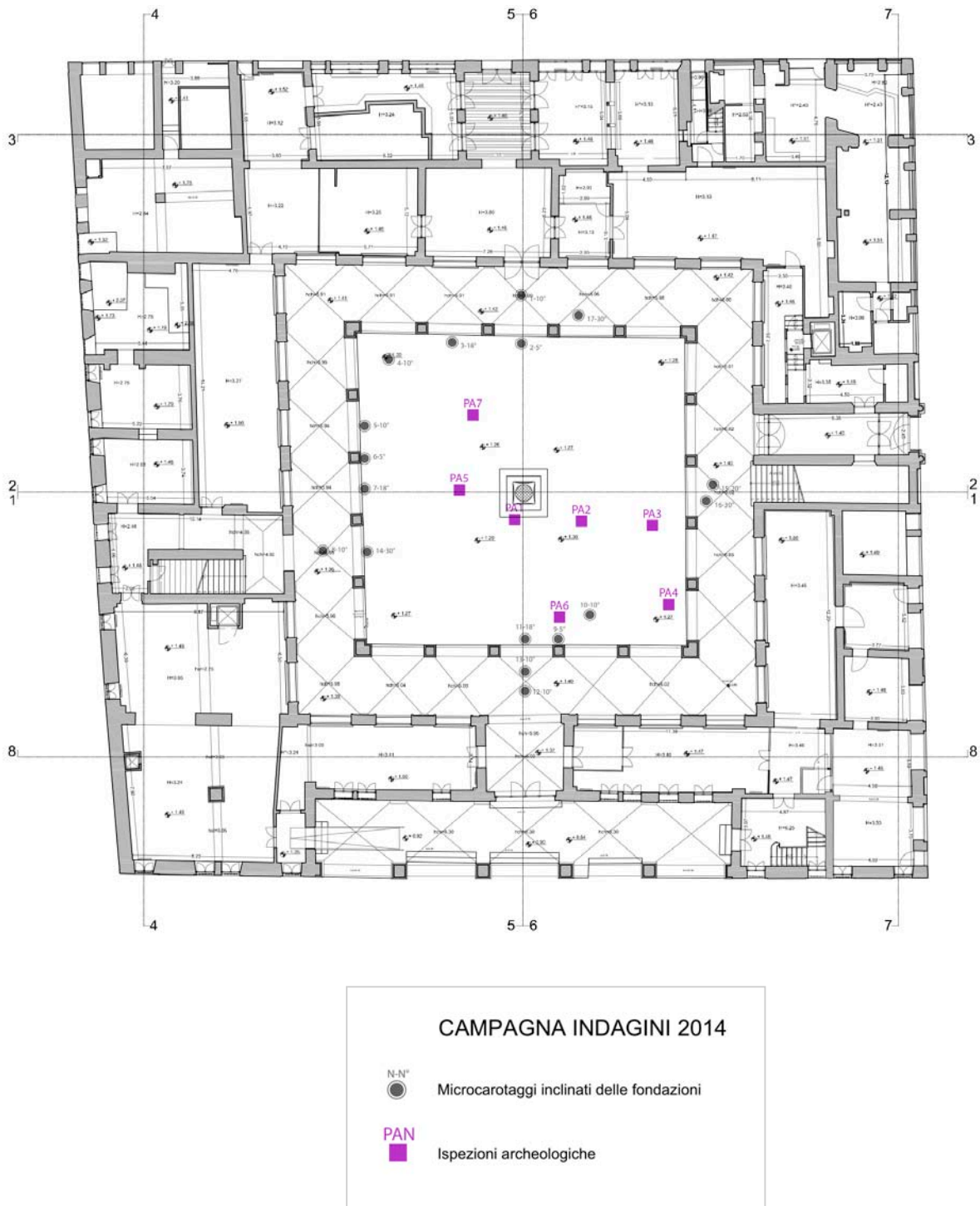
Bisognerà prendere in considerazione per la palificata lignea lo stato di conservazione del materiale costituente, appurato attraverso le ispezioni fondali ed i prelievi eseguiti.

Si riporta in fig.6.25 una planimetria con l'ubicazione degli scavi recenti e la restituzione incrociata delle fondazioni esistenti ricavata dai 17 microcarotaggi condotti.



**Fig.6.24** Sezione delle fondazioni esistenti in corrispondenza della corte. Per una migliore analisi della geometria si rimanda alla consultazione delle tavole grafiche 8.01.01 e seguenti.

Infine, come già evidenziato, alla luce del progetto della nuova copertura con solaio calpestabile, l'incremento dei carichi presuppone una verifica della resistenza delle fondazioni esistenti alla variazione prevista e un calcolo dei cedimenti indotti. Qualora l'esito dell'analisi evidenziasse delle insufficienze strutturali da parte del sistema di fondazione esistente, sarà necessario procedere con la progettazione di un intervento di consolidamento.



**Fig.6.25** Pianta del piano terra dell'edificio con ubicazione delle indagini eseguite nel 2014. Per la pianta completa cfr tav.7.02.02

### Fondazioni lato Nord (Rio Fontego dei Tedeschi)

Lungo questo lato della corte sono stati effettuati 5 carotaggi, più o meno inclinati che hanno evidenziato l'assenza di palificate lignee al di sotto del tavolato ligneo d'imposta della stessa. Le quote di fondazione non sono costanti e al di sotto del portico non c'è nessuna fondazione. Si riporta di seguito uno schema riassuntivo della fondazione desunto dai carotaggi e dall'ispezione fondale n.11.

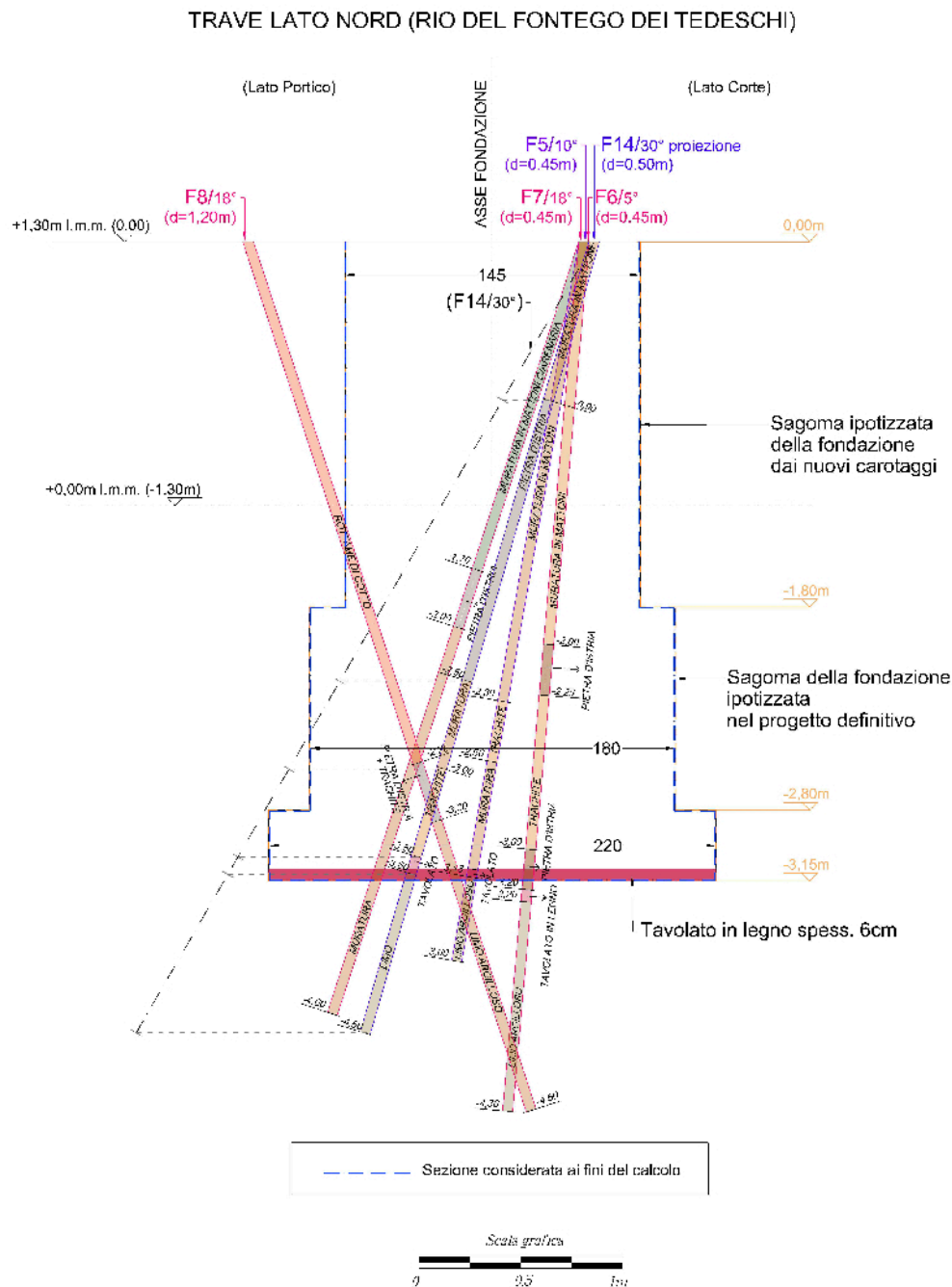


Fig.6.26 Restituzione della sezione delle fondazioni esistenti lato Nord

### Fondazioni lato Ovest (Canal Grande)

I 5 carotaggi eseguiti hanno restituito una situazione abbastanza omogenea, che vede sempre una fondazione in pietra o laterizio su di un piano basamentale in legno che insiste su una palificata lignea in discreto stato di conservazione. L'unica difformità è stata rilevata in corrispondenza del lato interno della corte il cui piano d'imposta è meno profondo rispetto agli altri sondaggi.

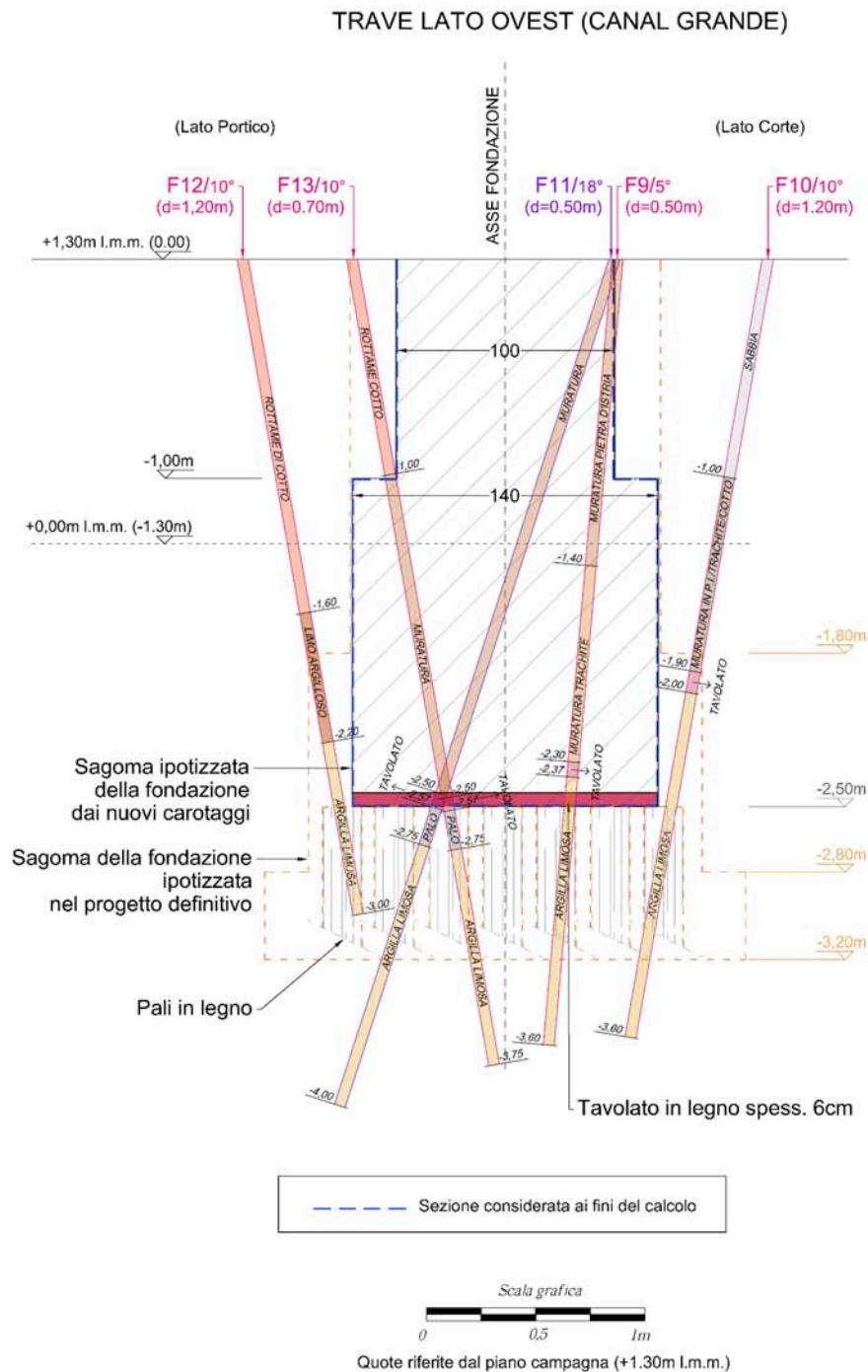


Fig.6.27 Restituzione delle fondazioni esistenti lato Ovest



### Fondazioni lato Sud (Calle del Fontego)

Su questo lato della corte sono stati realizzati due carotaggi che hanno evidenziato differenti piani di imposta del tavolato di fondazione. A scopo di calcolo si riassumono tali deduzioni in una geometria semplificata con piano basamentale a -1,05 l.m.m.

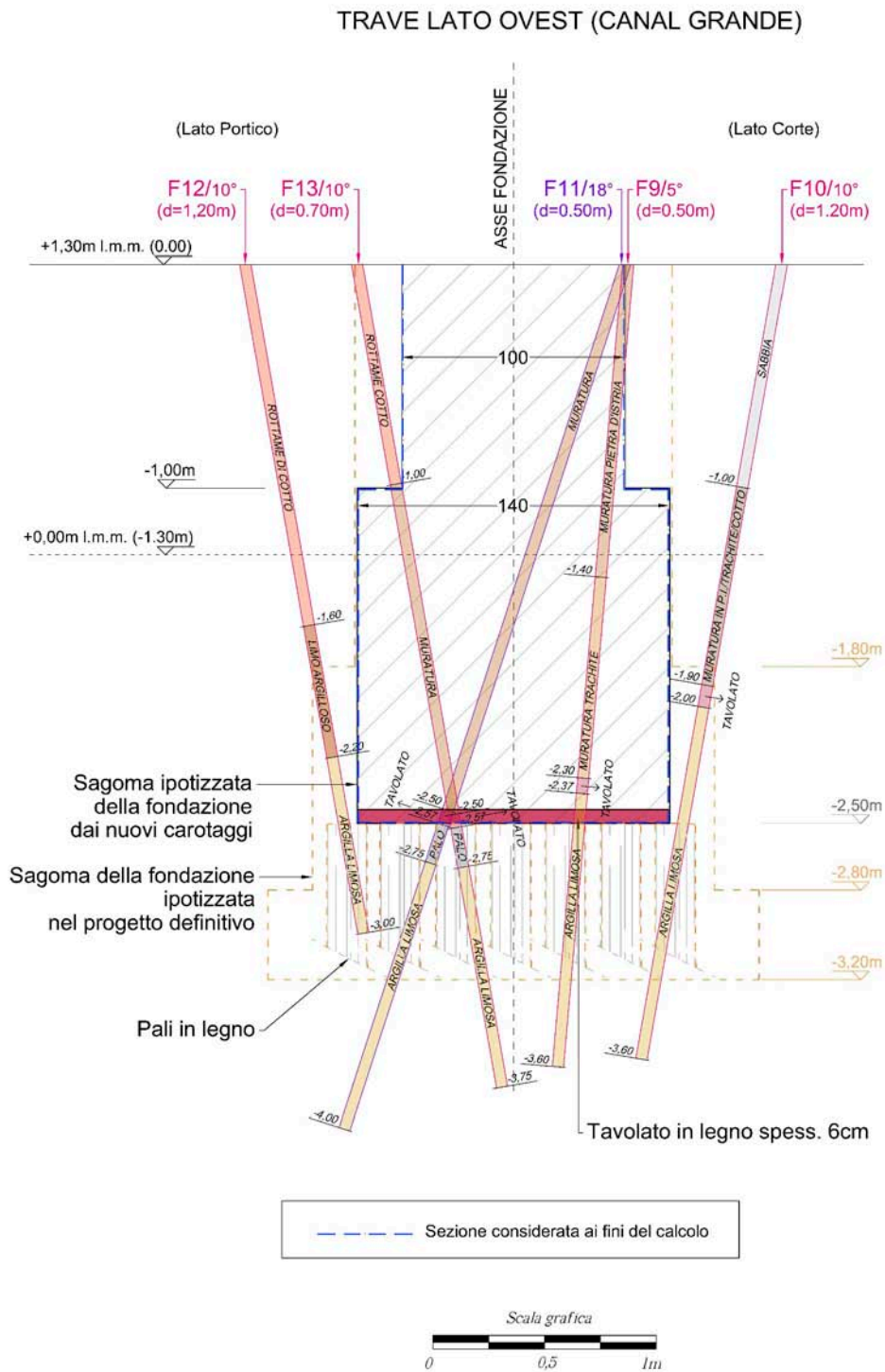


Fig.6.28 Restituzione delle fondazioni esistenti lato Sud

### Fondazioni lato Est (Salizada del Fontego dei Tedeschi)

Questo lato presenta un'estrema variabilità delle fondazioni. Innanzitutto la base d'imposta risulta molto più stretta rispetto alle precedenti (circa 1,60 metri), e la profondità dei piani basamentali è estremamente variabile. Questo può essere imputato a porzioni diverse della muratura con specifiche esigenze di portata. Un carotaggio molto prossimo al pilastro non ha rilevato alcuna fondazione forse per la presenza di un condotto fognario.

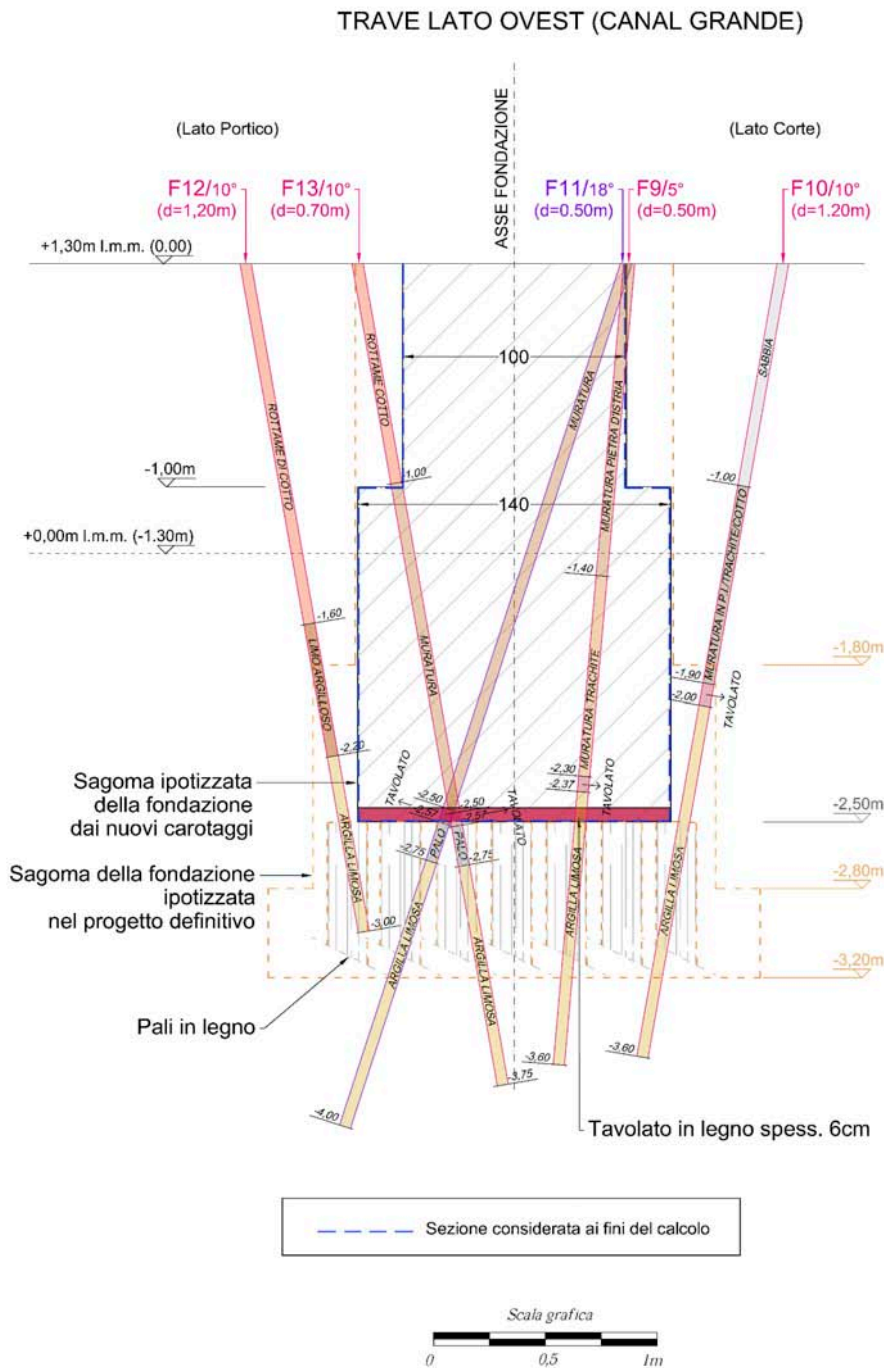


Fig.6.29 Restituzione delle fondazioni esistenti lato Est

### 6.5.1 Verifica delle fondazioni esistenti secondo NTC2008

Con riferimento al §6 delle Norme Tecniche per le costruzioni del 2008, riguardante la progettazione geotecnica, si procede alla verifica della sicurezza e delle prestazioni delle fondazioni esistenti agli SLU (Stati Limite Ultimi), descritti al paragrafo “6.3.2.1 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)”.

Ad ogni stato limite deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (6.13)$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

$$E_d = E \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_m}; a_d \right] \quad (6.14)$$

ovvero

$$E_d = \gamma_E E \left[ F_k; \frac{X_k}{\gamma_m}; a_d \right] \quad (6.15)$$

e per quanto riguarda le resistenze

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_F}{\gamma_M}; a_d \right] \quad (6.16)$$

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Per quanto riguarda le azioni si assumano i coefficienti sintetizzati nella seguente tabella

**Tabella 6.2.I** – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F(\gamma_R)$	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>1</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

**Tab.6.19** Coefficienti parziali per le azioni tratti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni

Per quanto riguarda le resistenze per ottenere i valori di progetto applico alle azioni caratteristiche i valori dei coefficienti della seguente tabella.

**Tabella 6.2.II** – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan\phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tab.6.20** Coefficienti parziali per i parametri geotecnici tratti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

**SLU di tipo geotecnico (GEO)**

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa
- stabilità globale

**SLU di tipo strutturale (STR)**

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

- Combinazione (A1+M1+R3)

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

**Tabella 6.4.I** - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	1,0	1,8	2,3
Scorrimento	1,0	1,1	1,1

**Tab.6.21** Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU per fondazioni superficiali tratti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni

Per le verifiche GEO si ricorra all'approccio 1 combinazione 2 (A2+M2+R2) che risulta il più gravoso ai fini del dimensionamento geotecnico. Data la geometria della fondazione si ritiene trascurabile la sottospinta idraulica e il peso del terreno di riporto ai lati della stessa.

### Verifica del collasso per il carico limite dell'insieme fondazione terreno

Data la configurazione dei carichi agenti (tab.6.20), ricorrendo all'approccio 1 combinazione 2 per il calcolo delle sollecitazioni agenti in fondazione, si calcoli la resistenza del complesso fondazione terreno secondo la formula più generale di Brinch-Hansen

$$q_f = c'N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q_0 N_q s_q d_q i_q b_q g_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma \quad (6.17)$$

con  $N_c, N_q, N_\gamma$  fattori di capacità portante

$s_c, s_q, s_\gamma$  fattori di forma della fondazione

$i_c, i_q, i_\gamma$  fattori correttivi dell'inclinazione del carico

$b_c, b_q, b_\gamma$  fattori correttivi dell'inclinazione della base della fondazione

$g_c, g_q, g_\gamma$  fattori correttivi dell'inclinazione del piano campagna

$d_c, d_q, d_\gamma$  fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa

Nel caso specifico in esame si terrà conto di ipotesi semplificate di fondazioni rettilinee con carico verticale centrato e uniformemente distribuito, piano di posa e di campagna rettilinei. (termini  $b$  e  $g$  nulli).

Per il calcolo di  $N_c$  e  $N_q$  si sono utilizzate le espressioni di Prandtl e Reissner

$$N_q = tg^2 \left( 45^\circ + \frac{\Phi'}{2} \right) e^{\pi tg \Phi'} \quad (6.18)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cotg \Phi' \quad (6.19)$$

Per il calcolo di  $N_\gamma$  si ricorre invece alla relazione di Vesic

$$N_\gamma = 2(N_q - 1)tg \Phi' \quad (6.20)$$

Per quanto riguarda i fattori di forma considerando le condizioni al contorno non drenate il valore di  $s_c$  è stato ricavato dalla relazione

$$s_c = \left(1 + \frac{0,2B}{L}\right) \quad (6.21)$$

mentre i restanti valori sono stati equiparati ad 1.

Anche i fattori relativi all'inclinazione del carico sono stati considerati unitari in quanto per ipotesi semplificativa il carico è considerato verticale e uniformemente distribuito lungo l'asse della fondazione esistente.

I fattori relativi alla profondità del piano di posa valgono invece

$$d_c = 1 + 0,4tg^{-1}\left(\frac{D}{B}\right) \quad (6.22)$$

$$d_q = 1 + 2tg\varphi(1 - \text{sen}\varphi)^2tg^{-1}\left(\frac{D}{B}\right) \quad (6.23)$$

$$d_\gamma = 1 \quad (6.24)$$

Per i valori delle forze agenti si è fatto riferimento alla seguente configurazione dei carichi per lo stato di fatto e per i carichi di progetto con il relativo incremento di carico. A tali valori caratteristici sono stati applicati i relativi coefficienti A2.

	<b>Piano d'imposta</b>	<b>Larghezza d'imposta</b>	<b>Stato di fatto Carichi Permanenti</b>	<b>Stato di fatto Carichi Accidentali</b>	<b>Stato di progetto Carichi Permanenti</b>	<b>Stato di progetto Carichi Accidentali</b>
	m dal p.c.	m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
Lato Canal Grande (Ovest)	2,50	1,40	176,40	23,57	193,10	59,70
Lato Rio del Fontego (Nord)	3,15	2,20	255,30	31,44	277,70	79,30
Lato Calle del Fontego (Sud)	2,35	1,50	196,00	25,63	203,30	62,70
Lato Salizada del Fontego (Est)	3,10	1,60	185,50	24,82	214,30	64,80

**Tab.6.22** Configurazione dei carichi agenti dello stato di fatto e di progetto.

Una specificazione va fatta in merito alle fondazioni dal lato del Canal Grande (Ovest) che in sede di indagini avevano riportato la presenza di una palificata lignea al di sotto del piano di posa della fondazione. Non disponendo di specifiche analisi sullo stato di conservazione del

legno e opportuni dati circa il diametro, la disposizione e la profondità d'infissione dei pali stessi, si verificherà tale fondazione nei seguenti casi:

- Palificata lignea fortemente degradata, portata totale da parte delle fondazioni superficiali con piano d'imposta a 2,50 m dal piano campagna
- Palificata lignea non deteriorata con effetto di costipamento con incremento della portata della fondazione stessa. Si procede al calcolo del  $Q_{lim}$  di una fondazione fittizia con base d'imposta a 8,00 m dal piano campagna (quota ipotetica di punta palo).

	<b>B</b>	<b>D</b>	$\varphi'$ <b>k</b>	$\gamma$	<b>c</b>	<b>L</b>	<b>q<sub>0</sub></b>
<b>Lato Ovest</b>	1,40	2,50/8,00	30,00	19,00	0,00	19,00	47,50/152,0
<b>Lato Nord</b>	2,20	3,15	30,00	19,00	0,00	19,00	59,85
<b>Lato Est</b>	1,60	3,10	30,00	19,00	0,00	19,00	58,90
<b>Lato Sud</b>	1,50	2,35	30,00	19,00	0,00	19,00	44,65

	<b>N<sub>q</sub></b>	<b>N<sub>c</sub></b>	<b>N<sub>r</sub></b>
<b>Lato Ovest</b>	12,46	2,80	13,40
<b>Lato Nord</b>	12,46	2,80	13,40
<b>Lato Est</b>	12,46	2,80	13,40
<b>Lato Sud</b>	12,46	2,80	13,40

	<b>g<sub>c</sub></b>	<b>g<sub>q</sub></b>	<b>g<sub>r</sub></b>	<b>b<sub>c</sub></b>	<b>b<sub>q</sub></b>	<b>b<sub>r</sub></b>	<b>i<sub>c</sub></b>	<b>i<sub>q</sub></b>	<b>i<sub>r</sub></b>	<b>s<sub>c</sub></b>	<b>s<sub>q</sub></b>	<b>s<sub>r</sub></b>	<b>d<sub>c</sub></b>	<b>d<sub>q</sub></b>	<b>d<sub>r</sub></b>
<b>Lato Ovest</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,01	1,00	1,00	1,42 0,56	1,32 1,43	1,00 1,00
<b>Lato Nord</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,02	1,00	1,00	1,38	1,29	1,00
<b>Lato Est</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,02	1,00	1,00	1,44	1,33	1,00
<b>Lato Sud</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,02	1,00	1,00	1,40	1,31	1,00

	<b>q<sub>lim</sub></b> (kN/m <sup>2</sup> )	<b>Q<sub>d</sub></b> (kN/m)	<b>R<sub>d</sub></b> (kN/m)
<b>Lato Ovest</b>	961,91 2881,46	1346,67 4034,04	748,15 2241,13
<b>Lato Nord</b>	1244,87	2738,72	1521,51
<b>Lato Est</b>	1183,09	1892,95	1051,64
<b>Lato Sud</b>	917,81	1376,71	764,84

Tab.6.23 Capacità portante delle fondazioni esistenti

CARICHI STATO DI FATTO (Fondazioni esistenti)					
	Permanenti (kN/m)	Accidentali(kN/m)	E <sub>d</sub> (kN/m)	R <sub>d</sub> (kN/m)	Verifica
<b>Lato Ovest</b>	176,40	23,60	207,10	748,10 2241,13	OK
<b>Lato Nord</b>	255,30	31,30	296,10	1521,50	OK
<b>Lato Est</b>	185,50	24,80	217,80	1051,60	OK
<b>Lato Sud</b>	196,00	25,60	229,30	764,80	OK

	Permanenti (kPa)	Accidentali (kPa)
<b>Lato Ovest</b>	126,00	16,80
<b>Lato Nord</b>	116,10	14,20
<b>Lato Est</b>	115,90	15,50
<b>Lato Sud</b>	130,70	17,10

CARICHI STATO DI PROGETTO (Fondazioni esistenti)					
	Permanenti (kN/m)	Accidentali (kN/m)	E <sub>d</sub> (kN/m)	R <sub>d</sub> (kN/m)	Verifica
<b>Lato Ovest</b>	193,10	59,70	270,70	748,10 2241,13	OK
<b>Lato Nord</b>	277,30	79,30	380,50	1521,50	OK
<b>Lato Est</b>	203,30	62,70	284,80	1051,60	OK
<b>Lato Sud</b>	214,10	64,80	298,40	764,80	OK

	Permanenti (kPa)	Accidentali (kPa)
<b>Lato Ovest</b>	137,90	42,60
<b>Lato Nord</b>	126,10	36,10
<b>Lato Est</b>	127,10	39,20
<b>Lato Sud</b>	142,80	43,20

VARIAZIONI DI CARICO DA SDF A SDP			
	Δpermanenti(kN/m)	Δaccidentali(kN/m)	Δtotali (kN/m)
<b>Lato Ovest</b>	16,70	36,10	52,80
<b>Lato Nord</b>	22,00	48,00	70,00
<b>Lato Est</b>	17,83	37,87	55,70
<b>Lato Sud</b>	18,10	39,20	57,30

**Tab.6.24** Verifica della capacità portante delle fondazioni esistenti nei confronti dei carichi dello stato di fatto e di progetto



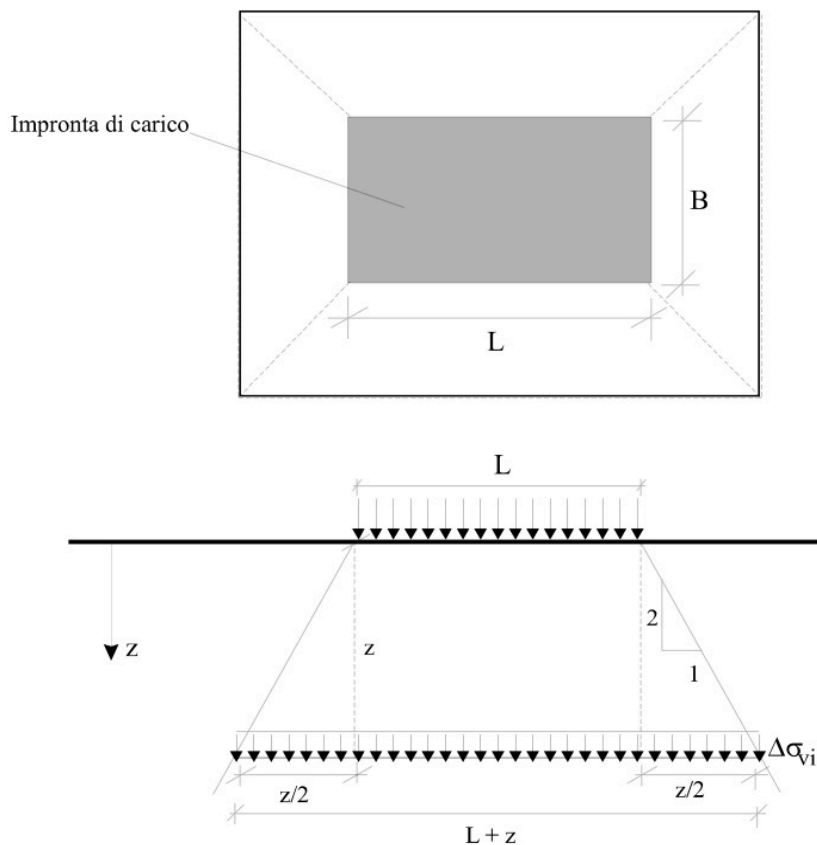
### Collasso per scorrimento sul piano di posa e Stabilità globale

In questo specifico caso le verifiche per scorrimento sul piano di posa e stabilità globale vengono considerate trascurabili alla luce della quasi totale assenza di forze orizzontali agenti sulle fondazioni.

Ritenendo inoltre di lieve entità le eventuali eccentricità di carico presenti all'interno dei muri perimetrali della corte per l'assenza di fuori piombo di valore considerevole, si ipotizzano assenti fenomeni di instabilità ed eventuali rotazioni rigide della fondazione stessa.

#### 6.5.2 Calcolo dei cedimenti per le fondazioni esistenti sottoposte all'incremento dei carichi dello stato di progetto

Per il calcolo dei cedimenti connessi all'incremento di carico in copertura, si è dapprima suddiviso il sottosuolo dall'imposta della fondazione fino ad una profondità significativa (circa 8 metri dal 0 l.m.m.) in sottostrati dello spessore di 80 cm di cui si è considerato il piano medio.



**Fig.6.30** Diffusione delle tensioni con la profondità proposta dal metodo approssimato

Su tale piano si sono poi calcolati gli incrementi di tensione verticale  $\Delta\sigma_z$  secondo una semplificazione del metodo di Boussinesq per fondazioni elastiche rettangolari, quadrate o nastriformi, così definite sulla base del rapporto L/B. Nel nostro caso si tratta di fondazioni nastriformi il cui rapporto L/B può essere uguagliato ad infinito.

Individuato poi il rapporto  $z_{\text{medio}}/B$  per ogni sottostrato, dal grafico riportato in fig.6.27 è stato possibile ricavare il valore di  $I_s$ , fattore adimensionale funzione della forma della fondazione e della profondità, che viene dato per la verticale al centro della superficie di carico.

Appare tuttavia preferibile ricorrere al metodo approssimato per le fondazioni rigide, utilizzabile nel caso in cui il carico sia distribuito uniformemente su un'area finita. Il conseguente incremento della tensione verticale si riduce al crescere della profondità e varia in direzione orizzontale; tale variazione è calcolata con la teoria dell'elasticità in funzione della geometria dell'impronta di carico. In prima approssimazione si può ipotizzare che il carico si diffonda con un rapporto 2:1.

Definito l'incremento di tensione verticale  $\Delta\sigma_v$ , si è individuato il *range* di appartenenza all'interno delle curve relative alle prove edometriche, da cui risulta che ci troviamo ancora nel primo tratto di *compressione vergine*. Ricavato così il modulo edometrico M corretto è stato possibile calcolare il cedimento specifico di ogni sottostrato tramite la relazione

$$\Delta H = H_0 \Delta\sigma' m_v = H_0 \frac{\Delta\sigma_z}{M} \quad (6.25)$$

Infine sommando il contributo in termini di spostamento verticale è stato possibile constatare che l'incremento di carico previsto in copertura implicherà al massimo per le fondazioni esistenti un cedimento compreso tra i 2 e i 4 mm. Si è trascurato il contributo degli strati incoerenti, di norma di un ordine di grandezza inferiore rispetto ai cedimenti dei terreni coesivi e il cui calcolo risulta complesso e non assolutamente preciso.

La Normativa vigente per quanto riguarda il calcolo dei cedimenti recita che *Si deve verificare che i cedimenti del manufatto, dovuti alla deformazione dei terreni di fondazione e dell'opera, siano compatibili con la sua funzionalità* (§6.8.3 Verifiche in condizioni di esercizio (SLE)).

Per tale ragione pur essendo i cedimenti di fatto limitati, in via cautelativa, data la funzione pubblica che andrà ad occupare l'edificio, si dovrà predisporre un intervento per limitare gli spostamenti verticali.

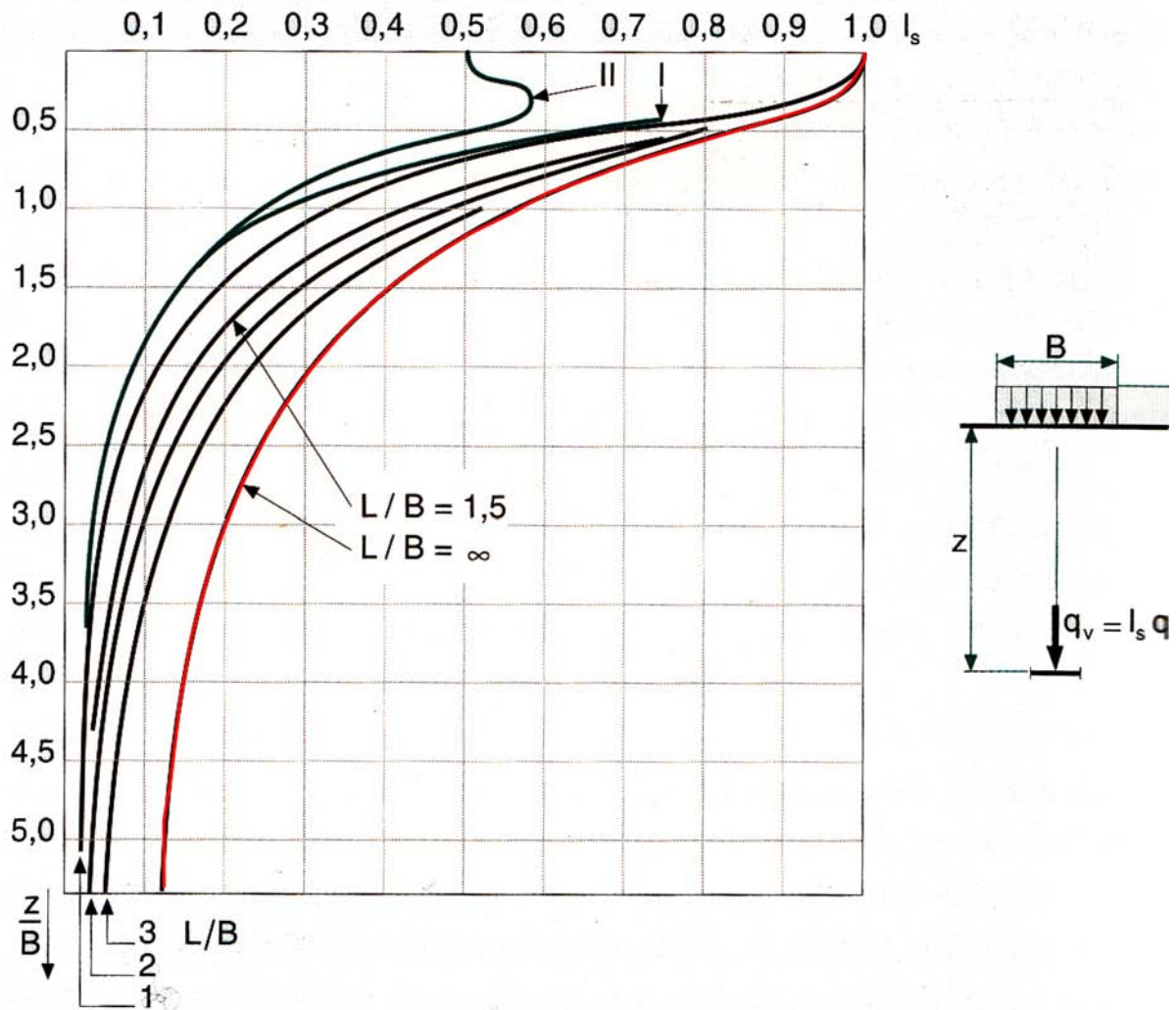


Fig.6.31 Grafico per il calcolo di  $I_s$ , in rosso la funzione relativa alle fondazioni elastiche nastriformi

Si riportano in seguito nelle tabelle 6.25, 6.26, 6.27, 6.28 i calcoli dei cedimenti per ogni lato della corte, evidenziando in grassetto i parametri utilizzati per il computo finale dei valori puntuali degli spostamenti verticali.

### Cedimenti Lato Ovest

LATO OVEST			Intervallo	$z_{\text{fondo}}$	$z_{\text{medio}}$	$z/B$	$I_s$	$\gamma$	$\gamma_w$
			m	m	m	-	-	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>
$z_0$	(m)	2,50	0,80	2,50	2,90	2,0714	0,3	17,00	10,00
$z_{\text{falda}}$	(m)	0,90	0,80	3,30	3,70	2,6428	0,22	17,00	10,00
B	(m)	1,40	0,80	4,10	4,50	3,2143	0,2	17,00	10,00
$\Delta q$	(kN/m)	16,67	0,80	4,90	5,30	3,7857	0,16	17,00	10,00
			0,80	5,70	6,10	4,3571	0,15	17,00	10,00
L	(m)	19,00	0,80	6,50	6,90	4,9286	0,13	18,00	10,00
			0,80	7,30	7,70	5,50	0,12	20,00	10,00
			0,80	8,10	8,05	6,07143	0,12	20,00	10,00

Hp :fondazione elastica $\Delta\sigma z$ kN/m <sup>2</sup>	Metodo approssimato $\Delta\sigma z$ kN/m <sup>2</sup>	Tensione litostatica $\sigma'v$ kN/m <sup>2</sup>	Tensione totale $\Delta\sigma z$ kN/m <sup>2</sup>	Tensione totale kg/cm <sup>2</sup>	E kg/cm <sup>2</sup>	Cedimenti* m
5,001	3,3634	20,30	23,6634	0,2413	7	0,000270439
3,6674	3,8302	25,90	29,7302	0,3032	7	0,000339774
3,334	3,1981	31,50	34,6981	0,3538	7	0,00039655
2,6672	2,7235	37,10	39,8235	0,4061	7	0,000455126
2,5005	2,3555	42,70	45,0555	0,4594	8	0,000450555
2,1671	2,0627	55,20	57,2627	0,5839	30	0,000152701
2,0004	1,8250	77,00	78,8250	0,8038	30	0,0002102
2,0004	1,6287	85,00	86,6287	0,8833	30	0,00023101
						<b>0,002506354</b>

\* In grassetto i valori utilizzati per il calcolo dei cedimenti

Tab.6.25 Valore complessivo dei cedimenti calcolato sul lato Ovest

## Cedimenti Lato Nord

LATO NORD			Intervallo	$z_{\text{fondo}}$	$z_{\text{medio}}$	$z/B$	$I_s$	$\gamma$	$\gamma_w$
			m	m	m	-	-	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>
$z_0$	(m)	3,15	0,80	3,15	3,55	1,6136	0,39	17,00	10,00
$z_{\text{falda}}$	(m)	0,90	0,80	3,95	4,35	1,9772	0,31	17,00	10,00
<b>B</b>	(m)	2,20	0,80	4,75	5,15	2,3409	0,28	17,00	10,00
$\Delta q$ (kN/m)	(kN/m)	22,00	0,80	5,55	5,95	2,7045	0,22	18,00	10,00
			0,80	6,35	6,75	3,0681	0,20	20,00	10,00
<b>L</b>	(m)	19,00	0,80	7,15	7,55	3,4318	0,18	20,00	10,00
			0,80	7,95	8,35	3,7954	0,15	20,00	10,00

$H_p$ :fondazione elastica	Metodo approssimato	Tensione litostatica	Tensione totale	Tensione totale	<b>E</b>	<b>Cedimenti*</b>
$\Delta\sigma_z$ kN/m <sup>2</sup>	$\Delta\sigma_z$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma'v$ kN/m <sup>2</sup>	$\Delta\sigma_z$ kN/m <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	m
8,58	2,3734	24,85	27,2234	0,2776	7	0,000311125
6,82	1,8705	30,45	32,3206	0,3295	7	0,000369378
6,16	1,5277	36,05	37,5777	0,3832	7	0,000429459
4,84	1,2798	47,60	48,8799	0,4984	7	0,000558627
4,40	1,0931	67,50	68,5931	0,6994	8	0,000685931
3,96	0,9478	75,50	76,4478	0,7795	30	0,000203861
3,30	0,8319	83,50	84,3319	0,8599	30	0,000224885
						<b>0,002783267</b>

\* In grassetto i valori utilizzati per il calcolo dei cedimenti

**Tab.6.26** Valore complessivo dei cedimenti calcolato sul lato Nord

## Cedimenti Lato Est

LATO EST			Intervallo	$z_{\text{fondo}}$	$z_{\text{medio}}$	$z/B$	$I_s$	$\gamma$	$\gamma_w$
			m	m	m	-	-	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>
$z_0$	(m)	3,10	0,80	3,10	3,50	2,1875	0,29	17,00	10,00
$z_{\text{falda}}$	(m)	0,90	0,80	3,90	4,30	2,6875	0,22	17,00	10,00
<b>B</b>	(m)	1,60	0,80	4,70	5,10	3,1875	0,19	17,00	10,00
$\Delta q$ (kN/m)	(kN/m)	17,83	0,80	5,50	5,90	3,6875	0,18	18,00	10,00
			0,80	6,30	6,70	4,1875	0,15	18,00	10,00
<b>L</b>	(m)	19,00	0,80	7,10	7,50	4,6875	0,14	20,00	10,00
			0,80	7,90	8,30	5,1875	0,12	20,00	10,00

Hp :fondazione elastica $\Delta\sigma z$ kN/m <sup>2</sup>	Metodo approssimato $\Delta\sigma z$ kN/m <sup>2</sup>	Tensione litostatica $\sigma'v$ kN/m <sup>2</sup>	Tensione totale $\Delta\sigma z$ kN/m <sup>2</sup>	Tensione totale kg/cm <sup>2</sup>	<b>E</b> kg/cm <sup>2</sup>	<b>Cedimenti*</b> m
5,1707	2,9522	24,50	27,4522	0,2799	7	0,00031374
3,9226	2,4643	30,10	32,5643	0,3320	7	0,000372164
3,3877	2,0980	35,70	37,7980	0,3854	7	0,000431978
3,2094	1,8140	47,20	49,0140	0,4998	7	0,00056016
2,6745	1,5881	53,60	55,1881	0,5627	8	0,000551882
2,4962	1,4048	75,00	76,4048	0,7791	30	0,000203746
2,1396	1,2534	83,00	84,2534	0,8591	30	0,000224676
						<b>0,002658345</b>

\* In grassetto i valori utilizzati per il calcolo dei cedimenti

**Tab.6.27** Valore complessivo dei cedimenti calcolato sul lato Est

## Cedimenti Lato Sud

LATO SUD			Intervallo	$z_{\text{fondo}}$	$z_{\text{medio}}$	$z/B$	$I_s$	$\gamma$	$\gamma_w$
			m	m	m	-	-	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>
$z_0$	(m)	2,35	0,80	2,35	2,75	1,8333	0,34	17,00	10,00
$z_{\text{falda}}$	(m)	0,90	0,80	3,15	3,55	2,3667	0,29	17,00	10,00
<b>B</b>	(m)	1,50	0,80	3,95	4,35	2,900	0,21	17,00	10,00
$\Delta q$	(kN/m)	18,10	0,80	4,75	5,15	3,4333	0,18	17,00	10,00
			0,80	5,55	5,95	3,9667	0,15	18,00	10,00
<b>L</b>	(m)	19,00	0,80	6,35	6,75	4,5	0,13	20,00	10,00
			0,80	7,15	7,55	5,033	0,12	20,00	10,00

Hp :fondazione elastica $\Delta\sigma z$ kN/m <sup>2</sup>	Metodo approssimato $\Delta\sigma z$ kN/m <sup>2</sup>	Tensione litostatica $\sigma'v$ kN/m <sup>2</sup>	Tensione totale $\Delta\sigma z$ kN/m <sup>2</sup>	Tensione totale kg/cm <sup>2</sup>	<b>E</b> kg/cm <sup>2</sup>	<b>Cedimenti*</b> m
6,154	3,7203	19,25	22,9703	0,2342	7	0,000262518
5,249	3,0199	24,85	27,8699	0,2842	7	0,000318513
3,801	2,5176	30,45	32,9676	0,3361	7	0,000376773
3,258	2,1413	36,05	38,1913	0,3894	7	0,000436473
2,715	1,8501	47,60	49,4501	0,5042	8	0,000494501
2,353	1,6188	67,50	69,1188	0,7048	30	0,000184317
2,172	1,4312	75,50	76,9312	0,7844	30	0,00020515
						<b>0,002278246</b>

\* In grassetto i valori utilizzati per il calcolo dei cedimenti

**Tab.6.28** Valore complessivo dei cedimenti calcolato sul lato Sud

## **6.6 Progetto di un intervento di consolidamento**

Nonostante risulti verificata la resistenza delle fondazioni esistenti all'incremento di carico di progetto, è necessario prevedere un progetto di consolidamento delle fondazioni esistenti in modo da limitare i possibili cedimenti futuri indotti dall'incremento del peso della sovrastruttura.

Essendo tale problematica legata esclusivamente alla zona della corte, si progetterà una struttura di rinforzo in continuità con il sistema dei pilastri e delle fondazioni esistenti in modo da avere una ripartizione dei carichi ottimale tra nuova struttura ed esistente.

Tra gli interventi di consolidamento analizzati al §5, la nuova palificata collegata alla fondazione diretta risultava essere la più idonea e versatile, tuttavia, nello specifico caso in esame, si analizzerà con le relative verifiche strutturali la soluzione progettuale a platea su U-Boot, da predisporre limitatamente all'area centrale dell'edificio.

### *6.6.1 Platea su U-Boot Beton<sup>®</sup>*

Il progetto di un intervento a platea risulta particolarmente adeguato nel caso in analisi per unificare in un unico organismo le diverse fondazioni appartenenti all'area della corte. Infatti il progetto architettonico prevede la realizzazione di un'altana panoramica dal lato del Canal Grande che implicherà un incremento dei carichi, soprattutto accidentali, in maniera disomogenea tra i diversi lati della struttura.

Le fondazioni a platea, costituite da una soletta in calcestruzzo armato di spessore variabile, sono di norma utilizzate in condizioni di terreni con scarsa portanza, ma le particolari condizioni geotecniche veneziane richiederebbero spessori antieconomici e numerose difficoltà realizzative.

Grazie all'utilizzo di U-Boot Beton<sup>®</sup> della casa Daliform è possibile realizzare platee alleggerite di pari prestazioni ma notevolmente più leggere ed economiche. Una volta annegato nel getto di calcestruzzo, U-Boot Beton<sup>®</sup> conforma la struttura in modo tale che si generino due solette piene, di spessore variabile, collegate da un graticcio di nervature ortogonali così da formare una piastra alveolare a comportamento statico bidirezionale.

Nella platea così configurata la distribuzione delle masse ai fini dell'inerzia è razionalizzata in modo da permettere il massimo di rigidità e leggerezza della struttura con la minima quantità di calcestruzzo, cosa che consente, nella maggior parte dei casi, di eliminare i pali di fondazione.<sup>127</sup>

Gli U-Boot Beton<sup>®</sup> della casa Daliform sono presenti singoli o doppi (composti da due singoli disposti a specchio) da alloggiare trasversalmente con dei distanziatori di misura variabile.

---

<sup>127</sup> Le specifiche e le schede tecniche sono state rinvenute nel sito della ditta [www.daliform.com](http://www.daliform.com)



La misura opportuna è quella di 48 cm (doppio da 24 cm) per la quale sarebbero preposti degli spessori delle solette inferiori e superiori di circa 10 cm. Trattandosi in questo caso di una platea di fondazione si ritiene adeguato proporre delle solette di spessore minimo di 15 cm sia superiormente che inferiormente. L'utilizzo di tale soluzione implica un consumo di calcestruzzo di circa  $0,299 \text{ m}^3/\text{m}^2$ , il che nel caso specifico della nostra soletta di spessore complessivo di 78 cm diventa di  $0,23 \text{ m}^3/\text{m}^2$ , da arrotondare a  $0,25 \text{ m}^3/\text{m}^2$  dato il maggiore spessore delle solette superiore e inferiore .

Considerando quindi un peso medio del calcestruzzo armato pari a  $25,00 \text{ kN/m}^3$ , per calcolare il peso a metro quadro della soletta alleggerita sarà sufficiente eseguire la seguente operazione

$$P_{SA} = 0,25 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} \times 25,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 6,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (6.26)$$

<b>Proprietà della soletta alleggerita con U-Boot Beton®</b>		
Base dell'elemento di alleggerimento	52,00x52,00	cm
Altezza dell'elemento di alleggerimento	2x24,00	cm
Spessore delle solette di completamento	15,00	cm
Larghezza del travetto	20,00	cm
Risparmio di calcestruzzo*	0,181	$\text{m}^3/\text{m}^2$
Consumo di calcestruzzo	0,299	$\text{m}^3/\text{m}^2$
Peso della soletta alleggerita	6,75	$\text{kN/m}^2$

\*Rispetto ad una soletta di medesimo spessore piena

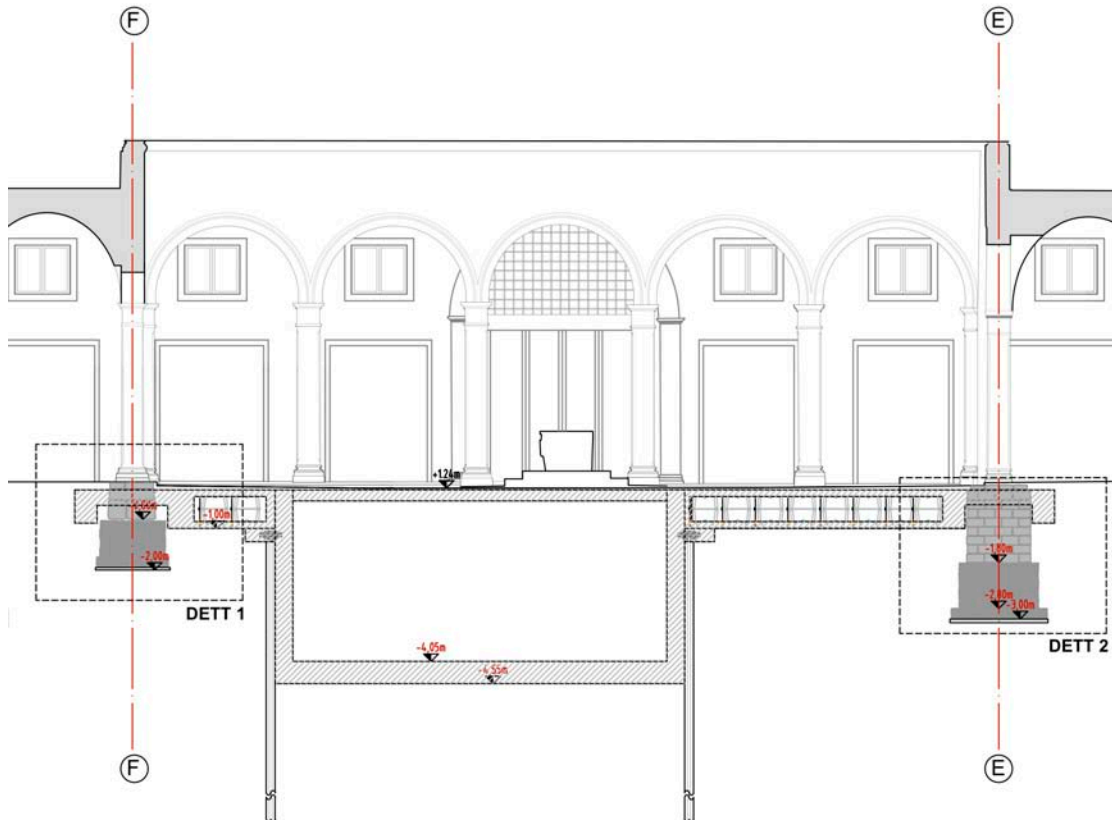
**Tab.6.29** Specchietto riassuntivo delle proprietà della platea U-Boot Beton® selezionata

Il progetto inoltre dovrà prevedere una vasca di depurazione che verrà posizionata al centro della corte. Le dimensioni provvisoriamente adottate sono di  $L(\text{esterno}) = 9,20 \times 7,20 \text{ m}$ .

NB: Per un dimensionamento specifico si rimanda ad una progettazione più approfondita di tipo impiantistico.

Le altre dimensioni sono:

Profondità estradosso soletta	-4,15 m
Profondità dello scavo	-5,15 m
Spessore soletta superiore	25,00 cm



**Fig.6.32** Sezione trasversale della corte con progetto della nuova platea e della vasca di depurazione. Per la sezione completa vedi tav.8.02.01-02

Per la realizzazione della vasca, si prevede uno scavo in asciutto grazie ad una berlinese compenetrata ed al monitoraggio di falda con piezometri ed eventuale utilizzo di pompe di aggettamento.

In prima fase viene quindi eseguita una paratia di micropali affiancati in c.a. lungo il perimetro di diametro almeno  $\varnothing 200$  mm con camicia tubolare in ferro  $\varnothing 114.3 \times 7.1$  mm della lunghezza di 11.5 m.

Successivamente, dopo aver predisposto adeguate sbadacchiature per il controventamento delle strutture di sostegno, si procederà allo scavo della prima parte in acqua mantenendo costante il livello rispetto alla quota dell'acqua esterna (Canal Grande) con eventuali svuotamenti mediante pompe.

Si procederà quindi, una volta completata anche la seconda parte dell'operazione, allo svuotamento e completamento della struttura. I pali devono sopportare, a scavo avvenuto, oltre che la spinta dell'acqua e del terreno, anche il carico verticale di una porzione adiacente della vasca.

<b>PROPRIETA' DEL CALCESTRUZZO DI FONDAZIONE</b>	
Classe di resistenza	C25/30
$R_{ck}$	25,00
Classe di esposizione	XS2 <i>Corrosione delle armature indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare; permanentemente sommerso</i>
Dosaggio minimo di cemento (kg/m <sup>3</sup> )	360(320)
a/c <sub>max</sub>	0,45
Peso calcestruzzo armato (kN/ m <sup>3</sup> )	25,00
Peso platea alleggerita (kN/m <sup>2</sup> )	6,75

<b>PROPRIETA' DELL'ACCIAIO DI ARMATURA B450 C</b>	
$f_{y\ nom}$	450,00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{t\ nom}$	540,00 N/mm <sup>2</sup>

**Tab.6.30** Tabella riassuntiva dei principali parametri dei materiali costituenti la platea di fondazione (calcestruzzo e acciaio)

### 6.6.2 Calcolo e verifica della vasca di depurazione

Innanzitutto si procede con il dimensionamento e il calcolo della portata della berlinese di micropali predisposta attorno alla vasca di depurazione.

Data la portata del singolo palo

$$Q_f + W = Q_b + Q_s = q_b A_b + q_s A_s \quad (6.27)$$

dove  $Q_b$  e  $Q_s$  rappresentano la portata di punta e laterale

$$Q_b = A_b N_q^* \sigma'_{v0} \quad (\text{per pali la cui punta interessa terreni drenanti}) \quad (6.28)$$

$$Q_s = \pi D \sum (\tau_i H_i) \quad (6.29)$$

In cui la simbologia ha il seguente significato

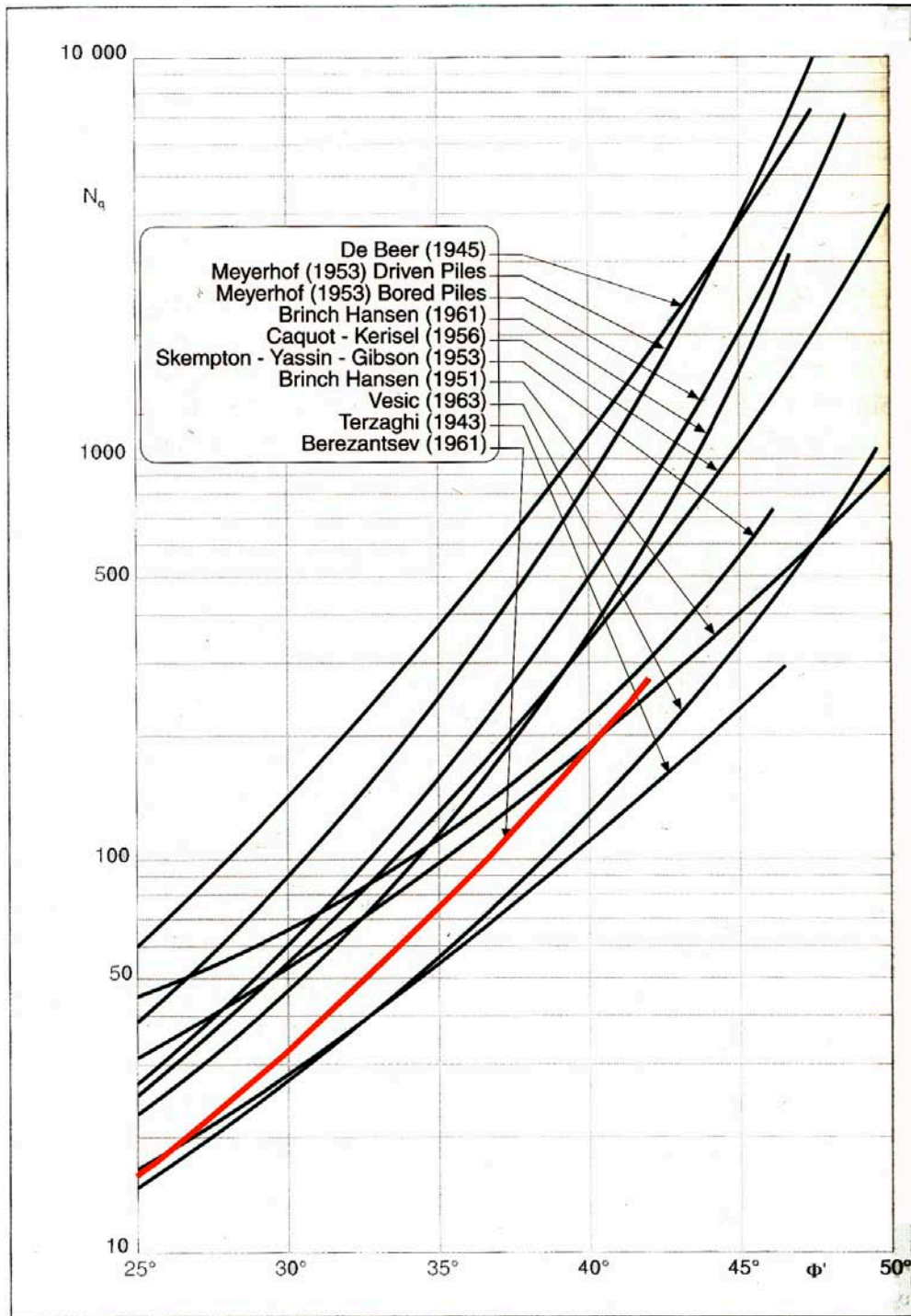
- $A_b$ = area della punta del palo
- $N_q^*$ = fattore di capacità portante
- $\sigma'_{v0}$ = pressione verticale efficace alla base del palo
- $D$ = diametro del palo
- $H_i$ = spessore dello strato i-esimo
- $\tau_i$ = resistenza di attrito laterale locale nella generica formazione, assunta pari ad  $\alpha \cdot c_u$  per gli strati coesivi, dove con  $\alpha$  si è indicato il coefficiente di adesione e con  $c_u$  la resistenza al taglio non drenata; e pari a  $\sigma'_{v0} \cdot k \cdot \text{tg} \delta$  per quelli granulari, dove con  $z_i$  si è indicata la profondità del generico strato, con  $k$  il coefficiente di spinta orizzontale, e con  $\delta$  l'angolo di attrito palo-terreno assunto pari all'angolo di resistenza al taglio

Per la determinazione di  $N_q^*$ , fattore di capacità portante, ci si affida ai valori di Berezantsev.<sup>128</sup>

Valori indicativi dell'adesione $q_s$ per pali in terreni coesivi				
Materiale		$c_u$ (kPa)	$q_s$ (kPa)	$q_{s \max}$ (kPa)
PALI INFISSI	CLS	$\leq 25$	$c_u$	120
		$25 \div 50$	$0,85c_u$	
		$50 \div 75$	$0,65c_u$	
		$> 75$	$0,50c_u$	
	Acciaio	$\leq 25$	$c_u$	100
		$25 \div 50$	$0,80c_u$	
		$50 \div 75$	$0,65c_u$	
		$\geq 75$	$0,50c_u$	
PALI TRIVELLATI	CLS	$\leq 25$	<b><math>0,90c_u</math></b>	100
		$25 \div 50$	$0,80c_u$	
		$50 \div 75$	$0,60c_u$	
		$\geq 75$	$0,40c_u$	

**Tab. 6.31** Il fattore di adesione  $\alpha$  dipende dal tipo di argilla, dal metodo di esecuzione del palo e dal materiale del palo stesso. I valori possono essere ricavati dalla seguente tabella presente nelle raccomandazioni AGI per i pali di fondazione.

<sup>128</sup> Per approfondimenti teorici vedi §4.2 della presente trattazione



**Fig.6.33** Principali teorie per la determinazione del fattore di capacità portante  $N_q^*$ , in rosso quella utilizzata nel calcolo

### Calcolo della portata del palo

Dati	
Y'	9,00 kN/m <sup>3</sup>
L palo	11,50 m
D palo	0,20 m
Prof punta palo	11,50 m
Falda	0,00 m dal p.c.
p.p plinto	0,50 m s.l.m.
A <sub>laterale</sub>	0,63 m <sup>2</sup>
A <sub>punta</sub>	0,03 m <sup>2</sup>

Resistenza di punta				
A <sub>p</sub> (mq)	N <sub>q</sub>	$\sigma_{vo}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	q <sub>n</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	
0,03	14,00	103,50	1449,00	Q <sub>p</sub> <b>43,47 kN</b>

Resistenza laterale										
Intervall	o	Z <sub>fondo</sub>	Z <sub>medio</sub>	$\sigma_{vo}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\varphi$	c <sub>u</sub>	k (kN/m)	$\alpha$	$\tau$ (kN/m <sup>2</sup> )	T x H
	6,20	-6,20	3,10	27,90		20,00		0,90	18,00	111,60
	5,30	-11,50	8,85	79,65	35°		0,50		27,80	147,52
										259,12
										Q <sub>lat</sub> <b>162,81 kN</b>
										q <sub>lim</sub> <b>206,28 kN</b>

Tab.6.32 Tabella riassuntiva della portata del singolo palo della vasca di depurazione

## Verifica delle condizioni di sollecitazione dei pali

### A) CARICO SUI PALI A REGIME

Nel caso di vasca piena e bassa marea (perciò un battente di 1 m di acqua).

Considero una fascia di un metro lineare

	s	$\gamma$	Accidentale	i	Peso complessivo
	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	m	kN/m
Peso soletta superiore	0,25	25,00		9,2/2	28,75
Peso trave di cordolo	0,30	25,00		1,00	7,50
Peso platea inferiore	0,50	25-10*		9,2/2	23,00
Peso acqua	1,00	10,00		9,2/2	46,00
Carico accidentale folla			4,00	9,2/2	18,40
Totale					<b>123,65</b>

\* Questo valore di  $\gamma$  tiene conto della sottospinta idraulica

**Tab.6.33** Carico complessivo sui pali a regime

Secondo la combinazione 2 Approccio 1, tenuto conto del diametro del palo di 200 mm che ne permette una distribuzione di n. 5 pali al metro essendo

$$E_d = \gamma_E E \left[ F_k; \frac{X_k}{\gamma_m}; \alpha_d \right] \quad (6.30)$$

e per quanto riguarda le resistenze

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_F}{\gamma_M}; \alpha_d \right] \quad (6.31)$$

allora

$$Q_{lim} = q_{lim} / \gamma_R = 206,30 \text{ kN}/2,3 = 89,70 \text{ kN/palo}$$

$$E_d = \gamma_{Qi} Q_1 + \gamma_{Gi} \sum G_i$$

$$= (1,3 \times 18,4) + (105,25 \times 1,00) = 160,45/5 = 32,10 \text{ kN/palo} < 89,70 \text{ kN/palo} \quad \mathbf{VERIFICATO}$$

**B) VASCA VUOTA- ALTA MAREA DI ELEVATA ENTITA'(+ 2,00 l.m.m)**

	<b>s</b>	<b>γ</b>	<b>A<sub>p</sub></b>	<b>H</b>	<b>L<sub>1</sub></b>	<b>L<sub>2</sub></b>	<b>Peso complessivo</b>
	m	kN/m <sup>3</sup>	m <sup>2</sup>	m	m	m	kN
Peso soletta superiore	0,25	25,00			7,20	9,20	414,00
Peso trave di cordolo	0,30	25,00			7,20	9,20	246,00
Peso platea inferiore	0,50	25,00			7,20	9,20	828,00
Peso pareti esterne	0,40	25,00		4,00	7,20	9,20	1312,00
<b>Totale</b>							<b>2800,00</b>

Peso pali			0,03(x n° pali=168)	11,50			<b>1449,00</b>
<b>Totale</b>							<b>4249,00</b>

**Tab.6.34** Carico complessivo sui pali nel caso di alta marea

Calcolo la sottospinta idraulica S con H= prof vasca+ marea= 6m

$$S = 6 \times 10 \times 9,20 \times 7,20 = 3974,40 \text{ kN} < 4249,00 \text{ kN } \mathbf{VERIFICATO}$$

(la vasca non si solleva)

Tenuto conto della successiva presenza del peso della platea tale relazione risulta nuovamente confermata.



### 6.6.3 Verifica delle nuove fondazioni secondo NTC2008

Dall'analisi dei carichi di progetto, l'incremento del carico a livello delle fondazioni appare ridotto se non influente ai fini della verifica del carico limite, tanto che l'applicazione degli stessi carichi alla fondazione esistente risulterebbe già verificata secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008.

Tale considerazione è rafforzata dalla considerazione che la temporanea rimozione del tetto implicherebbe di fatto l'applicazione della variazione di carico direttamente a questa configurazione con un'ulteriore diminuzione del  $\Delta$ carico effettivo.

Le soluzioni finalizzate alla progettazione della copertura sono ancora in corso di sviluppo, e saranno indirizzate verso l'impiego di profili metallici più ridotti e in generale minori quantità di materiali, soprattutto nell'ottica di un generale risparmio economico.

Si procede con la verifica del carico limite fondazione-terreno per la platea di progetto e successivamente al relativo calcolo dei cedimenti, tenendo conto di un'adeguata ripartizione dei nuovi carichi tra la fondazione esistente e quella di progetto.

#### Verifica delle condizioni di sollecitazione della platea

	<b>H</b>	<b>Consumo U-B</b>	$\gamma$	<b>B</b>	<b>L</b>	<b>A<sub>base</sub></b>	<b>A<sub>vasca</sub></b>	<b>Peso complessivo</b>
	m	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	kN/m <sup>3</sup>	m	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	kN
Peso platea	0,78	0,25	25,00			306,80	66,24	1623,80
Peso cavallotto	0,30		25,00	1,43	17,40			186,62
Peso cavallotto	0,30		25,00	0,73	18,00			98,55
Peso cavallotto	0,30		25,00	1,38	17,50			181,12
Peso cavallotto	0,30		25,00	1,23	17,30			159,59
Peso cordolo	0,70		25,00	0,50	17,40			304,50
Peso cordolo	0,70		25,00	0,50	18,00			315,00
Peso cordolo	0,70		25,00	0,50	17,50			306,25
Peso cordolo	0,70		25,00	0,50	17,30			302,75
<b>Totale</b>								<b>3478,20</b>

**Tab.6.35** Peso totale della platea di fondazione

Dimensionata la platea come da tavole strutturali è opportuno verificare il carico limite fondazione-terreno e che il peso della stessa sia in grado di contrastare la sottospinta idraulica soprattutto nel caso del tipico fenomeno di “acqua alta”.

Calcolato il peso della platea si procede alla verifica del collasso per il carico limite dell'insieme fondazione terreno, ricavato il valore della portata limite del terreno con la formula di Brinch-Hansen

$$q_f = c'N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q_0 N_q s_q d_q i_q b_q g_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma \quad (6.32)$$

già utilizzata per la verifica della fondazione esistente.

Per la valutazione dei carichi agenti complessivamente sulla platea, si sono considerati integralmente i nuovi carichi di progetto sui quattro lati della corte cui si sono sommati il peso proprio della platea come da calcolo e il carico accidentale della folla computato di 4,00 kN/m<sup>2</sup>, trascurando in questo caso la sottospinta idraulica che sarebbe comunque a favore, combinati con gli opportuni coefficienti massimizzanti.

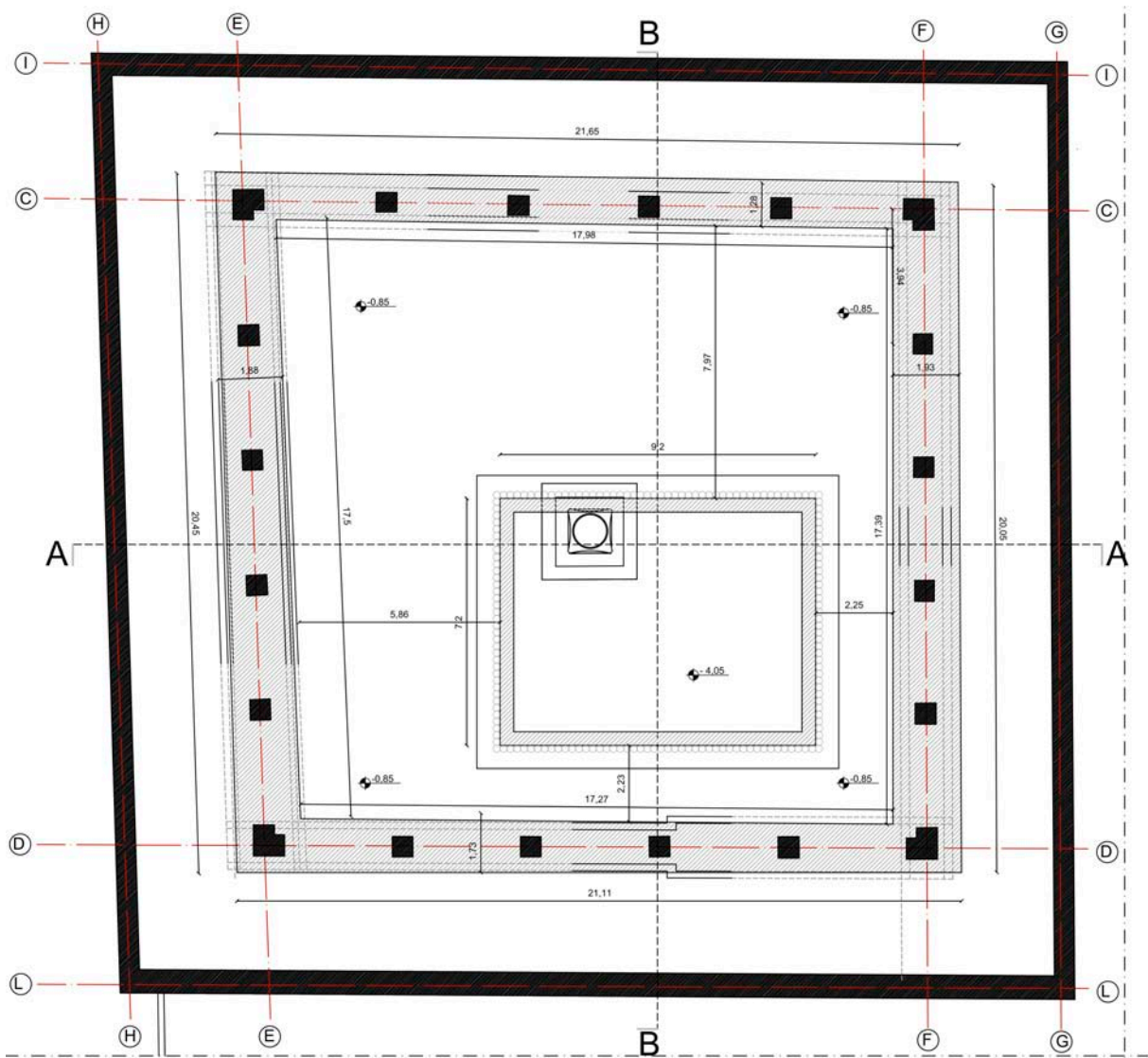
<b>CARICHI STATO DI PROGETTO (Fondazioni di progetto)</b>							
	Permanenti (kN/m)	Accidentali (kN/m)	Permanenti (kN)	Accidentali (kN)	Totale	R <sub>d</sub>	Ver.
<b>Lato Ovest</b>	193,10	59,70	3668,90	1134,30	4803,20		
<b>Lato Nord</b>	277,30	79,30	5269,30	1507,30	6776,50		
<b>Lato Est</b>	203,30	62,70	3863,30	1191,30	5054,60		
<b>Lato Sud</b>	214,10	64,80	4068,50	1231,80	5300,20		
		Totale	16869,90	5064,60			
		Peso <sub>totplatea</sub>	3478,20				
		Acc <sub>PT</sub>		1763,00			
		Totale	20348,10	6827,60			
		E <sub>d</sub>			<b>29224,04</b>	697739,96	<b>OK</b>

Tab.6.36 Verifica della portata limite terreno-fondazione della platea per i carichi di progetto.

Calcolo la sottospinta idraulica  $S$  con  $H = \text{prof platea} + \text{marea} = 3,00 \text{ m}$ , che confronto con il carico complessivo agente alla base esclusi in questo caso i carichi accidentali. Applico il coefficiente riduttivo  $\gamma_{G1}$  essendo il carico complessivo agente un'azione favorevole.

$$S = 3 \times 10 \times 306,8 = 9204 \text{ kN} < 20348,10 \times 0,9 = 18313,30 \text{ kN VERIFICATO}$$

(la platea non si solleva)



**Fig.6.34** Pianta della platea sezionata in corrispondenza del cavallotto di attraversamento della fondazione esistente (cfr.tav. 8.02.01)

### Verifica approssimata della sezione resistente a Momento

Ipotizzando un comportamento della soletta a trave monodirezionale in semplice appoggio, ai fini di una stima approssimata dell'armatura a momento, si consideri il lato della corte caratterizzato da un maggior aggetto della platea, ossia quello ubicato ad Est verso la Salizada Fontego dei Tedeschi dove l'ampiezza d'interesse è di circa 8,00 metri.

Si riporta lo schema utilizzato per il calcolo.

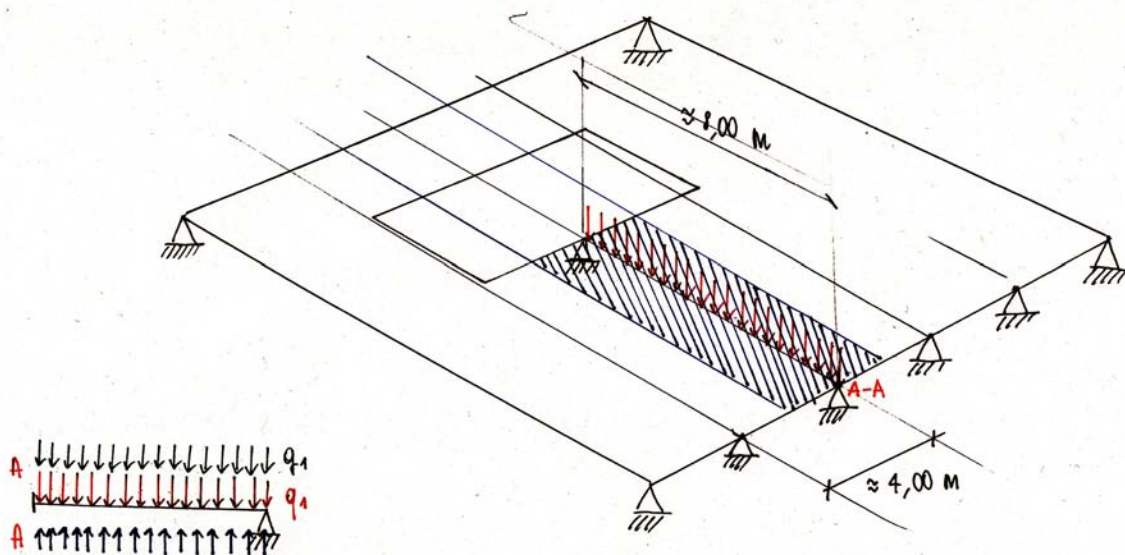


Fig.6.35 Schema assunto per la verifica approssimata a momento

Massimizzo i carichi per ottenere il massimo momento negativo in A-A

$$q_{\max} = (g_1 \times \gamma_{G1}) + (q_1 \times \gamma_{Q1}) = 34,4 \text{ kN/m}$$

Calcolo allora il massimo momento agente

$$M_{Ed_{appoggio}} = \frac{q_{\max} L^2}{2} = 1100,8 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed_{campata}} = \frac{q_{\max} L^2}{2} = 275,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{con } L=L/2$$

Si calcolino dapprima le resistenze di calcolo dei materiali (§4.1.2.1.1, NTC2008). In accordo con il §11 delle Norme Tecniche per le Costruzioni, i valori di calcolo  $f_d$  indicano le resistenze dei materiali, calcestruzzo ed acciaio, ottenute mediante l'espressione:

$$f_d = f_k / \gamma_M \quad (6.33)$$

dove:

$f_k$  sono le resistenze caratteristiche del materiale;  $\gamma_M$  sono i coefficienti parziali per le resistenze, comprensivi delle incertezze del modello e della geometria, che possono variare in funzione del materiale, della situazione di progetto e della particolare verifica in esame.

Per la resistenza di calcolo a compressione del **calcestruzzo**

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C \quad (6.34)$$

dove:  $\alpha_{cc}$  è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata (=0,85) ;  $\gamma_C$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo (=1,5) ;  $f_{ck}$  è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Nel nostro caso specifico essendo un calcestruzzo C25/30

$$f_{cd} = 0,85 \times 25 / 1,5 = 14,16 \text{ N/mm}^2$$

La resistenza di calcolo dell'**acciaio**  $f_{yd}$  è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S \quad (6.35)$$

dove:  $\gamma_S$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;  $f_{yk}$  per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio. Il coefficiente  $\gamma_S$  assume sempre, per tutti i tipi di acciaio, il valore 1,15.

Utilizzando noi delle barre ad aderenza migliorata B450C

$$f_{yd} = 450 / 1,15 = 391,3 \text{ MPa}$$

Date le dimensioni della sezione resistente di 400x30 cm, (dove 400 rappresenta l'interasse tra due pilastri consecutivi) si calcoli allora il momento resistente  $M_{Rd}$ , dapprima determinando la posizione dell'asse neutro  $x$

$$x_{lim} = 0,64d = 0,64 (300-30) = 172,8 \text{ mm}$$

$$M_{lim} = \beta_1 B f_{cd} x_{lim} (d - \beta_2 x_{lim}) = 1570,61 \text{ kN/m} > M_{Ed} = 1100,8 \text{ kN/m}$$

E' sufficiente l'armatura tesa . Calcolo allora la posizione dell'asse neutro

$$x = \frac{d}{2\beta_2} - \sqrt{\left(\frac{d}{2\beta_2}\right)^2 - \frac{M_{Ed}}{\beta_1 \beta_2 B f_{cd}}} = 203,00 \text{ mm}$$

$$A_S = \frac{M_{Ed}}{f_{yd}(d-\beta_2x)} = 15161,2 \text{ mm}^2$$

Tale ipotesi di calcolo risulta sovrastimata e approssimata tenuto conto del fatto che la platea non lavora monodirezionalmente ma in due direzioni. In un secondo momento sarà inoltre necessario procedere con l'ulteriore verifica a taglio della sezione A-A tenendo conto anche dell'azione sismica.

#### 6.6.4 Calcolo dei cedimenti della nuova fondazione

Ai fini del calcolo dei cedimenti appare eccessivamente oneroso considerare come carichi agenti l'intero valore di progetto, pertanto assumendo che la consolidazione del terreno derivante dall'azione dei carichi dello stato di fatto sia avvenuta nel corso del tempo dalla costruzione dell'edificio ad oggi, si andranno a considerare solamente le variazioni di carico permanente di progetto, escludendo gli accidentali non responsabili di cedimento indotto. A tale valore andrà aggiunto il peso della platea stessa come da calcolo e il peso delle finiture, il cui peso sarà assunto pari a 40 kg/m<sup>2</sup>.

<b>PESI DELLA SOVRASTRUTTURA</b>		
	<b>Δpermanenti(kN/m)</b>	<b>Permanenti (kN)</b>
<b>Lato Ovest</b>	16,67	316,73
<b>Lato Nord</b>	22,00	418,00
<b>Lato Est</b>	17,83	338,77
<b>Lato Sud</b>	18,10	343,9
		1417,40
<b>PESI DELLA STRUTTURA DI FONDAZIONE</b>		
<b>Peso totale platea</b>		3478,20
Carico Totale (kN)		4895,60
CaricoTotale (kN/m <sup>2</sup> )		10,59
Peso finiture (kN/ m <sup>2</sup> )		0,40
<b>Δcarico totale</b>		<b>10,99</b>

**Tab.6.37** Prospetto di calcolo della variazione di carico agente in fondazione

Trovato il carico totale (kN) lo divido per l'area approssimata di circa 21,5x21,5 metri della nuova fondazione per trovare la variazione di carico complessiva a metro quadro.

Considerata l'ulteriore riduzione dei pesi permanenti che risulterà dalla nuova progettazione attualmente in corso, si approssima per difetto la variazione di carico a 10,00 kN/m<sup>2</sup> e si calcolano i nuovi cedimenti.

CEDIMENTO PLATEA			Intervallo	$z_{\text{fondo}}$	$z_{\text{medio}}$	$z/B$	$\gamma$	$\gamma_w$
			m	m	m	-	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>
$z_0$	(m)	1,00	0,80	1,00	1,40	0,0651	17,00	10,00
$z_{\text{falda}}$	(m)	0,90	0,80	1,80	2,20	0,1023	17,00	10,00
B	(m)	21,50	0,80	2,60	3,00	0,1395	17,00	10,00
$\Delta q$	(kN/m <sup>2</sup> )	<b>10,00</b>	0,80	3,40	3,80	0,1767	17,00	10,00
			0,80	4,20	4,60	0,2139	17,00	10,00
L	(m)	21,50	0,80	5,00	5,40	0,2511	18,00	10,00
			0,80	5,80	6,20	0,2883	20,00	10,00
			0,80	6,60	7,00	0,3255	20,00	10,00

Metodo approssimato	Tensione litostatica	Tensione totale	Tensione totale	E	Cedimenti
$\Delta\sigma_z$	$\sigma'_v$	$\Delta\sigma_z$	$\Delta\sigma_z$		
kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	m
0,4775	9,80	10,2775	0,1048	7	0,000117457
0,4458	15,40	15,8458	0,1615	7	0,000181095
0,4171	21,00	21,4171	0,2184	7	0,000244767
0,3912	26,60	26,9912	0,2752	7	0,000308471
0,3675	32,20	32,5675	0,3321	8	0,000325676
0,3460	43,20	43,5460	0,4440	30	0,000116123
0,3263	62,00	62,3263	0,6355	30	0,000166204
0,3083	70,00	70,3083	0,7169	30	0,000187489
					<b>0,00164728</b>

Tab.6.38 Valore complessivo dei cedimenti della nuova platea di fondazione

L'introduzione pertanto di una platea in connessione con le fondazioni esistenti permetterà di ridurre i cedimenti attesi a circa 1,5 mm, (diminuzione di quasi il 50%) con un movimento uniforme per tutti i lati della corte evitando pertanto rischiosi spostamenti differenziali.

## 6.7 Elaborazione ad elementi finiti

L'elaborazione tramite un programma ad elementi finiti (FEM) è di solito un ottimo ausilio per lo studio di elementi in c.a., anche nel caso della progettazione geotecnica.

Esistono in commercio numerosi programmi finalizzati allo studio della reciproca interazione tra fondazioni e terreno, che permettono di implementare un comportamento simulato del sottosuolo per l'interpretazione di diverse problematiche connesse al comportamento d'insieme. Nel caso di situazioni assai complesse e che richiedano un'analisi non lineare (ad esempio nel caso di fenomeni di consolidazione), si deve ricorrere a codici di calcolo *ad hoc*, come quello offerto dal programma Plaxis-3D Foundation.

Tuttavia ai fini della presente trattazione si è ritenuto opportuno utilizzare Straus 7 per la semplice valutazione qualitativa dello stato tensionale della platea nelle due direzioni del suo piano. Sebbene Straus permetta una facile lettura delle sollecitazioni, allo stesso tempo non si propone come uno strumento perfettamente adeguato per la modellazione geotecnica.

### 6.7.1 Modellazione della corte con Straus7

Lo studio con modello ad elementi finiti è stato effettuato limitatamente alla porzione della corte, di nostro interesse per l'incremento dei carichi connesso al nuovo progetto in copertura.

Il modello delle murature in elevazione prospicienti la corte è ricavato in elementi *plates*, *meshati* in automatico dal programma di calcolo a seguito di importazione di un modello Autocad a regioni; ad ogni elemento finito sono attribuite le opportune caratteristiche di spessore e materiale. Ai *plates* del primo livello delle elevazioni è stato assegnato uno spessore medio di 50 cm, mentre per i livelli superiori il muro è in media spesso 40 cm.

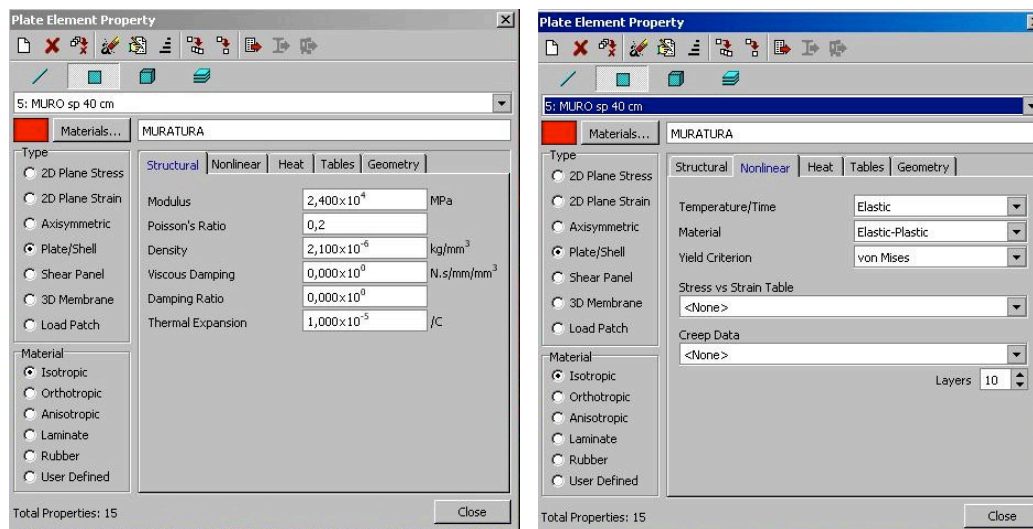


Fig.6.36 Interfaccia relativo alle proprietà della muratura



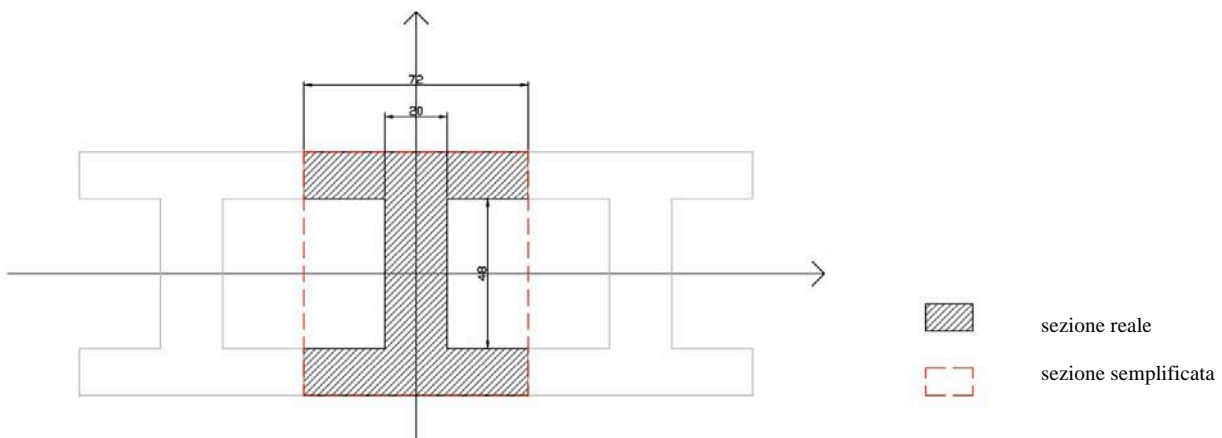
Per quanto riguarda le proprietà del materiale “muratura” è stato assegnato un peso specifico di  $q=21 \text{ kN/m}^3$ , media fra il peso del calcestruzzo e della muratura in mattoni pieni per considerare anche la presenza delle travi in c.a., e un modulo di resistenza a compressione di  $24 \times 10^3 \text{ MPa}$  che, come anche tutte le altre proprietà, è stata determinata attraverso specifiche prove *in situ*.

Relativamente ai carichi si è per semplicità applicato un carico lineare su *beams* fittizi ad ogni livello di piano e corrispondente al peso proprio, carico permanente e sovraccarico d’esercizio dei solai corrispondenti.

Le fondazioni esistenti non vengono modellate, concordemente all’ipotesi semplificativa utilizzata nelle verifiche secondo NTC2008 per cui tutto il carico (permanenti nuove strutture e sovraccarichi di progetto) si deve trasmettere direttamente alla platea. Sebbene tale ipotesi non sia realistica, la verifica con tale condizioni è sicuramente cautelativa ai fini di sicurezza.

Per la modellazione della platea di progetto è stato utilizzato un elemento *plate* opportunamente discretizzato, cui sono stati applicati i carichi di pertinenza (sovraccarichi e permanenti di progetto) come una *normal pressure* direttamente distribuita sulla superficie.

Le proprietà assegnate al *plate* costituente la nuova fondazione sono state elaborate con una semplificazione ai fini della modellazione che ha previsto il calcolo di un modulo di resistenza a compressione cubica equivalente di una soletta piena.



**Fig.6.37** Schema assunto per il calcolo del modulo di rigidità equivalente

Assumendo per il calcolo una sezione a doppio T calcolo la sua inerzia

$$J_{all} = \left( 2 \left( \frac{1}{12} BH^3 + BH y_G^2 \right) \right) + \left( \frac{1}{12} bh^3 \right) \quad (6.36)$$

Calcolo poi l’inerzia di una sezione piena sullo stesso spessore

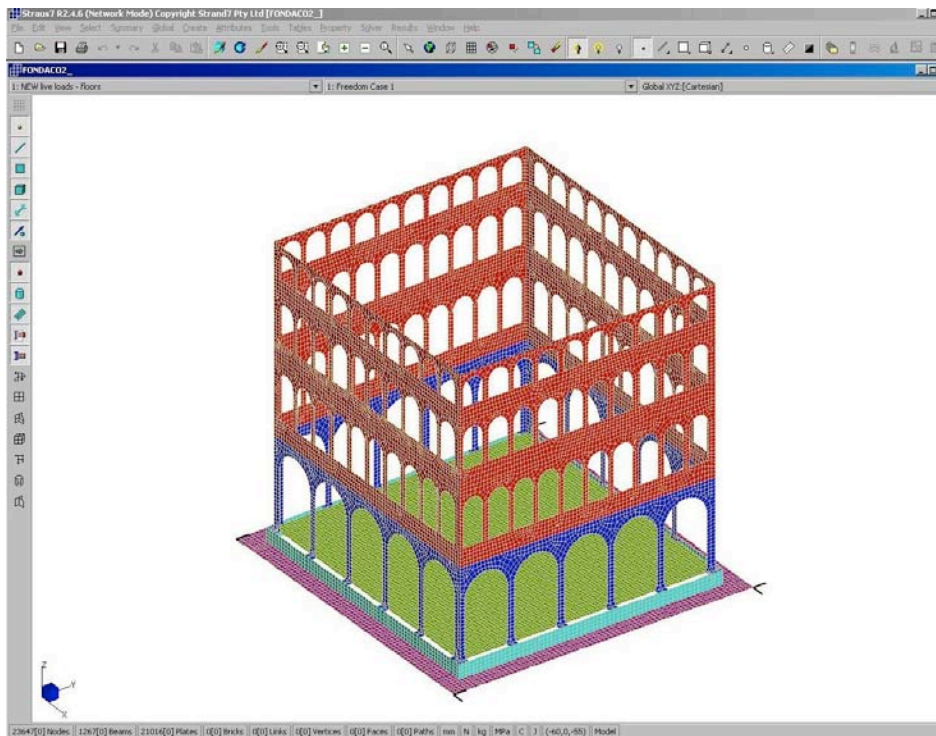
$$J_{NONall} = \frac{1}{12}BH^3 \quad (6.37)$$

Applicando poi la relazione

$$R_{ck\_Eq} = J_{Au} / J_{NONall} * R_{ck} \quad (6.38)$$

si ottiene così un modulo elastico del materiale equivalente pari a  $R_{ck\_Eq} = 20790$  MPa.

Infine sono stati modellati dei cavallotti in corrispondenza dei pilastri tramite degli elementi *plate* di spessore 25 cm, che collegano la platea al cordolo esterno, al di sotto delle colonne esistenti.



**Fig.6.38** Modello della corte dell'edificio elaborato con Straus7

### 6.7.2 Lettura dei risultati

Si sono predisposte due combinazioni di carico desunte dalle NTC 2008 per le verifiche agli Stati Limite Ultimi, di tipo strutturale per la valutazione del raggiungimento della resistenza finale negli elementi costituenti. Si sono applicate le combinazioni di carico dell'approccio 1 ((A1+M1+R1) e (A2+M2+R2)) desunte dal §6.4.2.1 delle Norme Tecniche. E' stata inoltre elaborata una combinazione di carico per il calcolo degli spostamenti (cedimenti) lungo l'asse z, con coefficiente unitario per i carichi permanenti e nullo per le azioni accidentali.

L'analisi tramite un modello FEM semplificato è finalizzato ad una valutazione qualitativa dello stato di tensione interno della platea di fondazione per l'individuazione di zone particolarmente sollecitate.

Per l'interazione della piastra di fondazione con il terreno si è utilizzato un modello semplificato di tipo elastico alla Winkler (§4.4.1) che relaziona la pressione di contatto tra terreno e fondazione ai cedimenti attraverso una costante elastica  $K_r$

$$p = K_r S \quad (6.39)$$

Tale risultato di fatto deriva dalla semplice legge di richiamo di una molla

$$F = -K x \quad (6.40)$$

Per il calcolo di un valore ammissibile del  $K_r$  pertanto si è fatto riferimento al valore dei cedimenti ottenuti per la platea e i carichi complessivi agenti (circa 61,00 kN/m<sup>2</sup>), ottenendo un valore del  $K_r = 0,38 \text{ Kg/cm}^3$ .

Tale caratteristica è stata applicata al modello con il comando *support* per elementi *plate* che permette di creare un vincolo elastico di sola compressione.

Si riportano in seguito i principali risultati ottenuti.

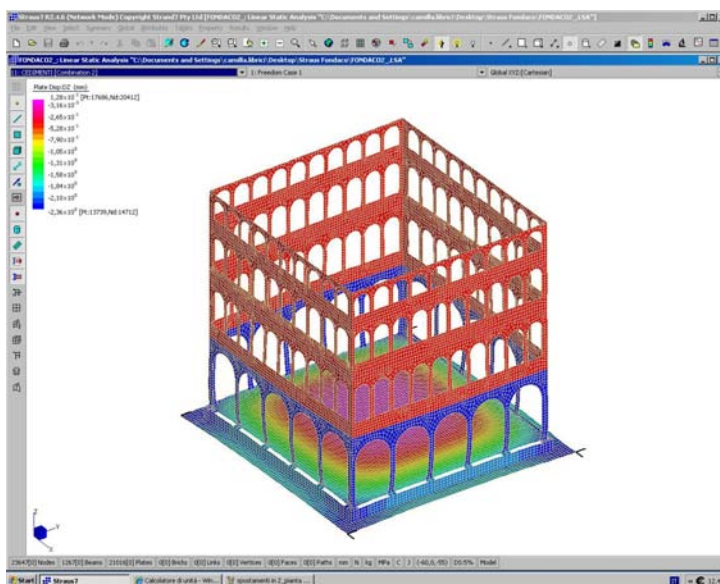
Combination Load Cases			
CASES	CEDIMENTI		
	1	2	3
	CEDIMENTI	STR (A1)	STR (A2)
1: NEW live loads - floors [Freedom Case 1]	0,000×10 <sup>0</sup>	1,300×10 <sup>0</sup>	1,000×10 <sup>0</sup>
2: NEW - dead loads glass floor [Freedom Case 1]	1,000×10 <sup>0</sup>	1,300×10 <sup>0</sup>	1,000×10 <sup>0</sup>
3: NEW - live Loads glass floor [Freedom Case 1]	0,000×10 <sup>0</sup>	1,300×10 <sup>0</sup>	1,000×10 <sup>0</sup>
4: NEW - dead loads glass roof [Freedom Case 1]	1,000×10 <sup>0</sup>	1,300×10 <sup>0</sup>	1,000×10 <sup>0</sup>
5: NEW - dead loads steel roof [Freedom Case 1]	1,000×10 <sup>0</sup>	1,300×10 <sup>0</sup>	1,000×10 <sup>0</sup>
6: snow - new roof [Freedom Case 1]	0,000×10 <sup>0</sup>	1,300×10 <sup>0</sup>	1,000×10 <sup>0</sup>
7: peso proprio platea [Freedom Case 1]	1,000×10 <sup>0</sup>	1,300×10 <sup>0</sup>	1,000×10 <sup>0</sup>
8: peso permanente platea [Freedom Case 1]	1,000×10 <sup>0</sup>	1,300×10 <sup>0</sup>	1,000×10 <sup>0</sup>
9: sovraccarico platea [Freedom Case 1]	0,000×10 <sup>0</sup>	1,500×10 <sup>0</sup>	1,300×10 <sup>0</sup>

Fig.6.39 Specchietto delle combinazioni di carico

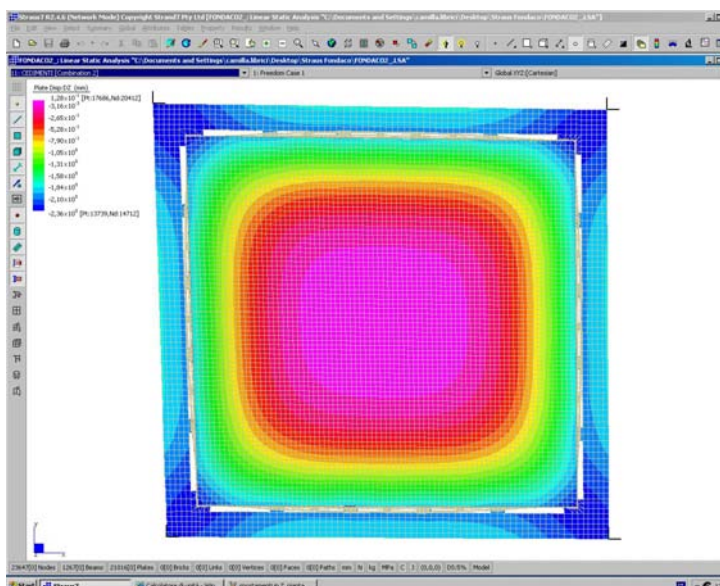
- **Cedimenti**

La risoluzione del modello tramite analisi lineare statica per la combinazione di carico denominata “Cedimenti”, ha evidenziato degli spostamenti della platea lungo l’asse z compatibili con il calcolo eseguito al §6.6.4. Si sono considerate le variazioni di carico derivanti dal nuovo progetto architettonico con coefficiente unitario, mentre ai carichi accidentali è stato assegnato coefficiente nullo.

La distribuzione degli spostamenti lungo l’asse z appare omogenea e simmetrica con un andamento crescente verso l’esterno della platea, con un valore massimo di 2,36 mm in corrispondenza dell’interfaccia con le strutture in elevazione e un valore medio che si attesta attorno a 1,50 mm compatibile con il valore calcolato con il metodo edometrico.



**Fig.6.40** Vista assometrica con visualizzazione della distribuzione dei cedimenti



**Fig.6.41** Distribuzione in pianta dei cedimenti indotti lungo l’asse z

- **Momento xx**

Dal confronto degli esiti delle due combinazioni di carico, si riportano i valori relativi alla combinazione 2, i cui risultati sono più gravosi, ponendo a confronto i massimi valori di momento positivo e negativo ottenuti con il valore di  $M_{lim}$  calcolato al §6.6.3.

$M_{max}^+$  (appoggio) =  $7,82 \times 10^4$  N/mm che rapportato ad un'area d'influenza di 4 m è pari a  $1,95 \times 10^4$  kN/m (valore molto maggiore rispetto a quello calcolato al §6.6.3 di  $M_{Ed} = 1100,8$  kN/m)

$M_{max}^-$  (campata) =  $-7,43 \times 10^4$  N/mm che rapportato ad un'area d'influenza di 4 m è pari a  $1,86 \times 10^4$  kN/m (valore molto maggiore rispetto a quello calcolato al §6.6.3 di  $M_{Ed} = 275,2$  kN/m)

Nella modellazione ed elaborazione del modello FEM non è stata presa in considerazione la presenza della vasca di depurazione.

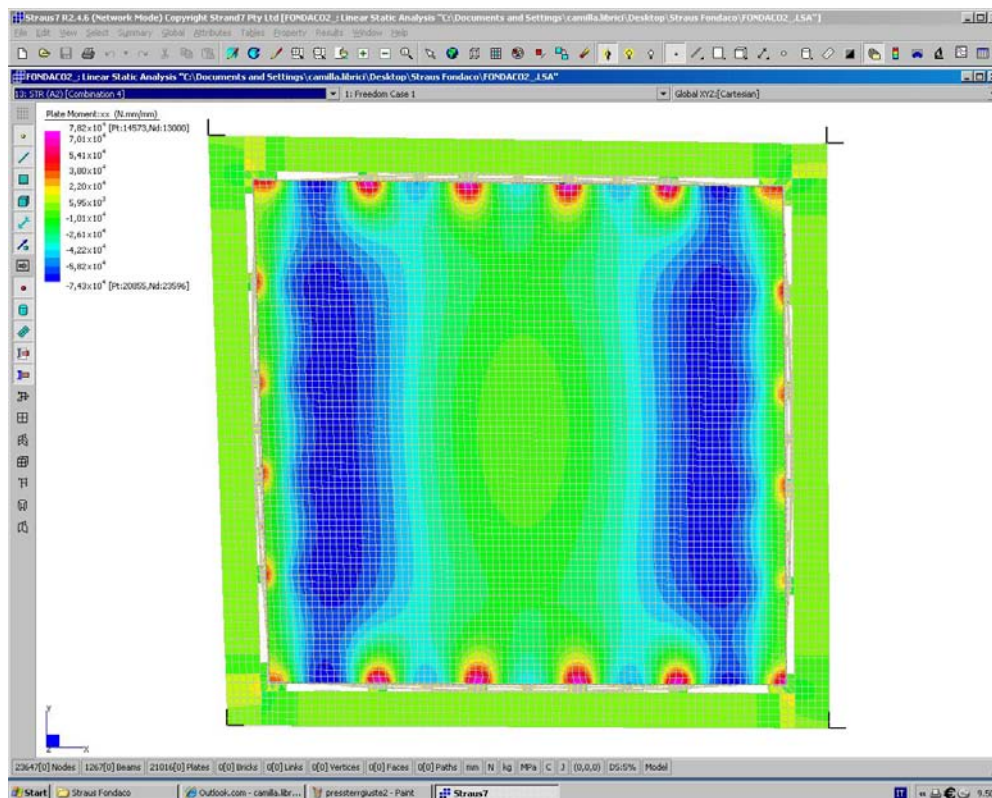


Fig.6.42 Valori di momento xx

- **Momento yy**

Dal confronto degli esiti delle due combinazioni di carico, si riportano gli esiti della combinazione 2, i cui risultati sono più gravosi.

$$M_{\max}^+(\text{appoggio}) = 8,94 \times 10^4 \text{ N/mm.}$$

$$M_{\max}^-(\text{campata}) = -7,39 \times 10^4 \text{ N/mm}$$

Sulla base dei momenti calcolati rispetto all'asse x e y andranno progettate adeguate armature a flessione, e, in un secondo momento anche quelle a resistenti a taglio.

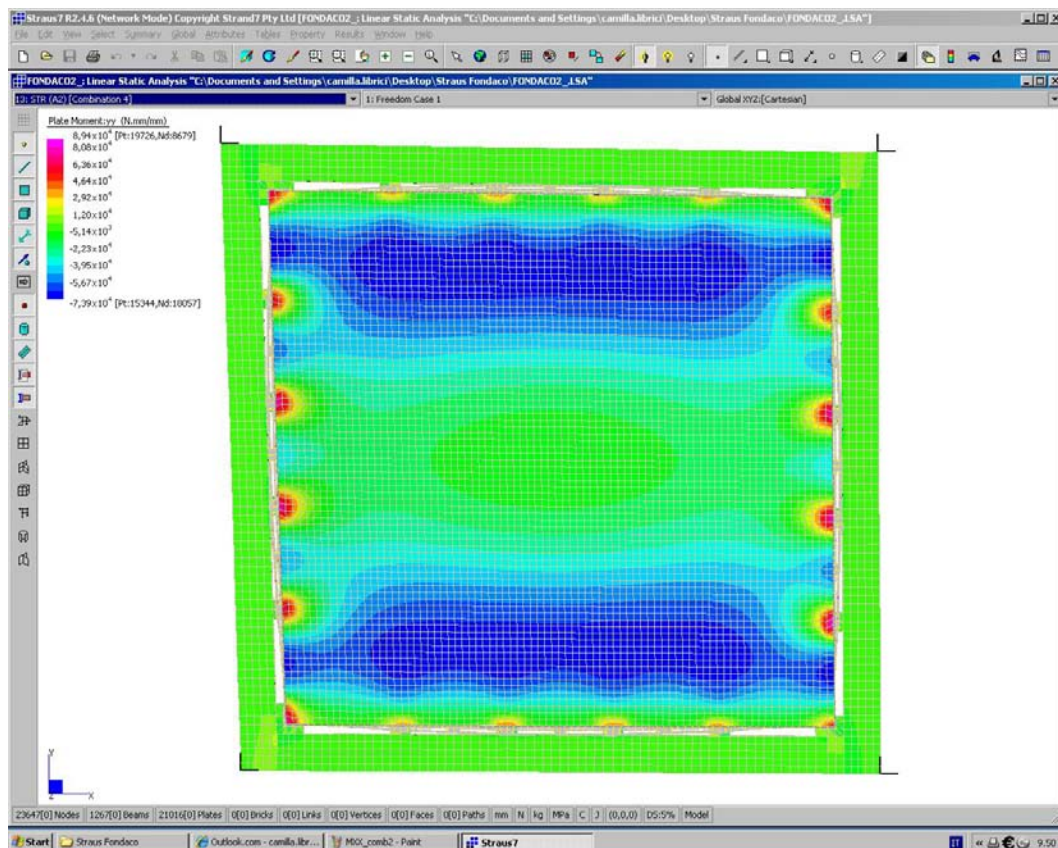


Fig.6.42 Valori di momento yy

- **Distribuzione delle pressioni sul terreno**

Si riporta infine la distribuzione complessiva delle tensioni trasmesse al terreno dalla platea. Rispetto alle verifiche già condotte §6.6.3 le tensioni trasmesse al terreno sono molto limitate, e la platea risulta verificata.

Data una portata del terreno come da calcolo di 697739,96 kN, si ottiene per una dimensione approssimata della fondazione di 21,50x21,50 m, una reazione di 1,50 Mpa.

$$E_{d\_max} = 6,89 \times 10^{-2} \text{ Mpa} < 1,50 \text{ Mpa} \text{ VERIFICATO}$$

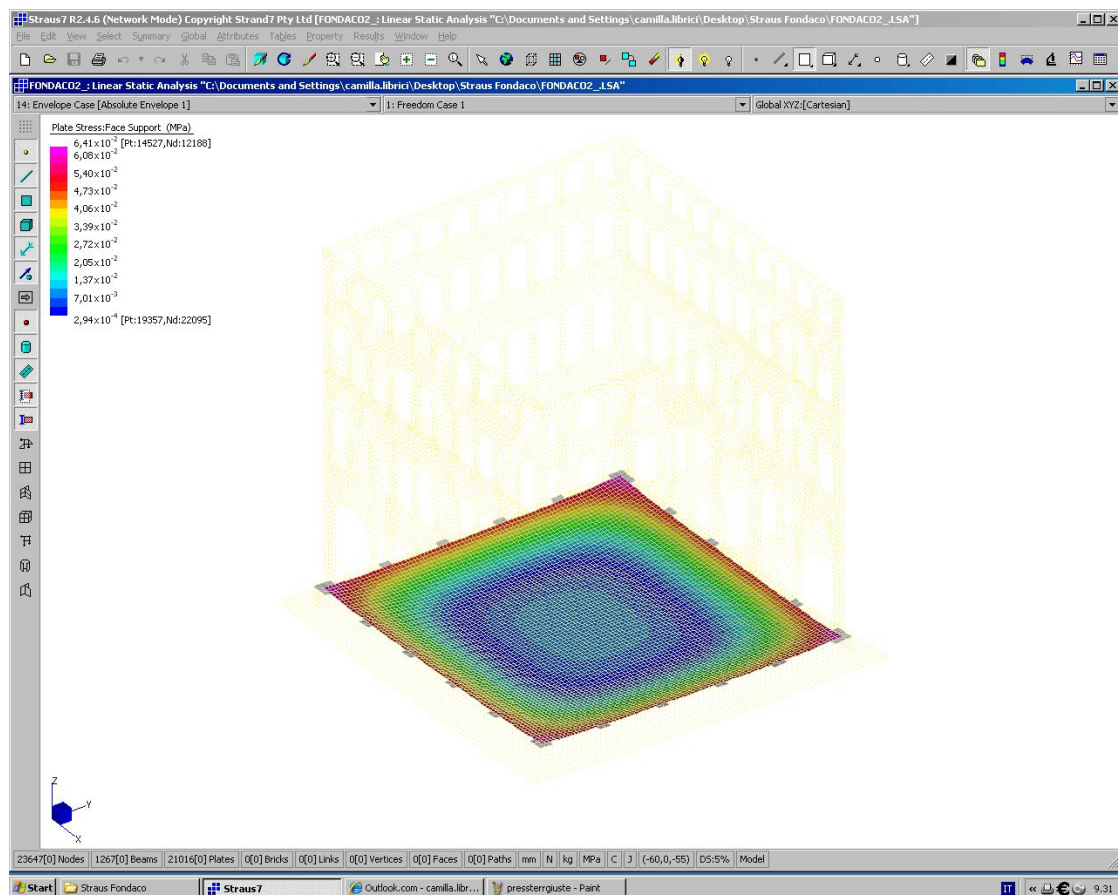


Fig.6.44 Distribuzione delle pressioni trasmesse al terreno





## Capitolo 7

### Schedatura e classificazione di una casistica di interventi

A conclusione dello studio delle principali tecniche attualmente in uso utilizzate in opere di consolidamento delle fondazioni a Venezia e dopo l'applicazione a un caso studio specifico, si ritiene di assoluto interesse procedere con una raccolta di interventi delle diverse soluzioni a fini comparativi e di approfondimento.

I diversi casi che verranno analizzati non si pongono l'obiettivo di essere una raccolta esaustiva finalizzata all'individuazione di un *trend*, quanto piuttosto un'occasione di osservare come l'intervento strutturale debba di fatto interfacciarsi e rapportarsi con i numerosi limiti e specificità del contesto di applicazione.

Con lo scopo di permettere una più facile lettura delle diverse casistiche, si è elaborata una scheda di classificazione e catalogazione, che permetterà attraverso alcune domande specifiche, di delineare i tratti principali di ogni intervento in analisi.

#### 7.1 L'elaborazione di una scheda di classificazione

Per l'elaborazione della scheda per la classificazione degli interventi, è stata usata come riferimento principale la normativa esistente ed in particolare le *Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008* e il modello delle schede Aedes *Scheda di 1° livello di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell'emergenza post-sismica*.

La scheda si divide in 5 parti:

1. Identificazione della costruzione
2. Analisi dello stato di fatto: rilievo geometrico e strutturale
3. Stato di conservazione: analisi dello stato di danno, dissesto, degrado
4. Analisi dell'intervento eseguito
5. Considerazioni conclusive sull'intervento realizzato

Al §4.1 delle Linee Guida viene analizzato un percorso della conoscenza del manufatto, che è stato rielaborato per il nostro specifico studio con la finalità di ottenere le informazioni necessarie all'identificazione dell'edificio per una migliore interpretazione dell'intervento geotecnico poi analizzato.

Nella prima parte si è ritenuto importante riportare informazioni di tipo geografico, ma anche storico in particolare sull'epoca di realizzazione dell'edificio e sull'eventuale presenza di elementi di pregio (affreschi, bassorilievi, stemmi, graffiti, lapidi, iscrizioni, tabernacoli e gli altri ornamenti di edifici, esposti o no alla pubblica vista, nonché la presenza di reperti).

In questa sezione vengono forniti tutti gli strumenti necessari alla localizzazione dell'edificio in analisi, attraverso la posizione su estratto della Carta Tecnica Regionale e sull'ortofoto della città antica di Venezia.

Un altro importante dato è quello relativo alla proprietà e alla destinazione d'uso del fabbricato, che può dare un'idea delle sollecitazioni trasmesse al sedime sulla base dei carichi gravanti in sovrastruttura (vedi il caso di biblioteche o luoghi pubblici caratterizzati da grande affollamento vs abitazioni private).

<b>1. Identificazione della costruzione</b>	
<i>Regione</i> <i>Provincia</i> <i>Comune</i> <i>Sestriere</i> <i>Indirizzo</i>	[inserisci in estratto di CTR con localizzazione dell'edificio in analisi]
<i>Proprietà</i> <i>Denominazione del bene</i>	
<i>Dati catastali</i>	
<i>Periodo di realizzazione</i>  <input type="checkbox"/> <1500 <input type="checkbox"/> 1500-1600 <input type="checkbox"/> 1600-1700 <input type="checkbox"/> 1700-1800 <input type="checkbox"/> 1800-1850 <input type="checkbox"/> 1850-1900 <input type="checkbox"/> 1900-1950 <input type="checkbox"/> 1950-Oggi	[inserisci in estratto di Ortofoto con localizzazione dell'edificio in analisi]
<i>Destinazione d'uso attuale</i>  <i>Presenza di elementi di pregio</i> <input type="checkbox"/> Sì <input type="checkbox"/> No Tipologia [affreschi, stemmi, lapidi, ornamenti vari, reperti archeologici, ecc.]	

**Tab.7.1** I parte della Schedatura per la catalogazione di interventi di consolidamento strutturale delle opere di fondazione a Venezia

Nella seconda sezione della scheda si è creata una sintesi delle principali informazioni relative allo stato di fatto, nella prima colonna per quanto concerne gli aspetti geotecnici del sottosuolo e delle fondazioni, mentre nella colonna di destra relativamente alla sovrastruttura negli aspetti rilevanti alla progettazione geotecnica.

Per ognuno dei due argomenti è data la possibilità di riportare alcune osservazioni, ad esempio relative alla composizione stratigrafica del sottosuolo oppure sulla concezione strutturale dell'edificio in elevazione.

Al termine di questa sezione è indicato di riportare la pianta del piano terra e un elaborato significativo sulle fondazioni esistenti, come una pianta strutturale, una sezione oppure un dettaglio significativo. Qualora siano difficilmente reperibili degli elaborati grafici sono ammesse anche documentazioni fotografiche nel caso in cui esse siano caratterizzanti per la determinazione della tipologia di fondazioni esistente.

<b>2. Analisi dello stato di fatto: rilievo geometrico e strutturale</b>	
<b>Fondazioni</b>	<b>Sovrastruttura</b>
<p><i>Tipologia di fondazioni</i></p> <p><input type="checkbox"/> Fondazioni dirette    <input type="checkbox"/> Fondazioni profonde    <input type="checkbox"/> Miste</p> <p><i>Osservazioni</i></p> <p>_____</p> <p>_____</p> <p>_____</p>	<p><i>Numero di piani fuori terra</i></p> <p><i>Dimensioni edificio</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Area</li> <li>• Lato</li> <li>• Altezza</li> </ul>
<p><i>Tipologia di terreno</i></p> <p><input type="checkbox"/> limo-argilloso con strati sabbiosi profondi    <input type="checkbox"/> limoso con elevata presenza di componenti organiche</p> <p><input type="checkbox"/> sabbioso    <input type="checkbox"/> altro</p>	<p><i>Organizzazione strutturale</i></p> <p><input type="checkbox"/> Muratura portante    <input type="checkbox"/> Telaio c.a</p> <p><input type="checkbox"/> A corte con nucleo centrale</p>
<p><i>Caranto</i></p> <p><input type="checkbox"/> presente    <input type="checkbox"/> assente</p> <p>Profondità _____</p>	<p><i>Presenza del canale</i></p> <p><input type="checkbox"/> presente    <input type="checkbox"/> assente</p> <p>Su <u>[n]</u> lati</p>
<p><i>Osservazioni</i></p> <p>_____</p> <p>_____</p> <p>_____</p>	<p><i>Osservazioni</i></p> <p>_____</p> <p>_____</p> <p>_____</p>

**Tab.7.2** II parte della Schedatura per la catalogazione di interventi di consolidamento strutturale delle opere di fondazione a Venezia

Nella terza parte si procede con l'analisi dello stato di conservazione dell'edificio in maniera generica per la sovrastruttura, mentre più dettagliata per quando riguarda le opere di fondazione. L'espressione di un giudizio in merito allo stato di degrado o dissesto delle stesse presuppone che vi sia stata la possibilità di una loro ispezione e analisi e viene espresso con un valore da 1 a 5, dove 5 corrisponde ad un ottimo stato di conservazione.

E' dato inoltre apposito spazio per la documentazione fotografica e per osservazioni specifiche sul caso in esame. Questa sezione permette di delineare i presupposti dell'intervento che è stato realizzato (§3 della presente trattazione), che viene analizzato nella parte successiva della scheda di classificazione.

<b>3. Stato di conservazione: analisi dello stato di danno, dissesto, degrado</b>	
<p><i>Stato di conservazione generale dell'edificio</i></p> <p style="text-align: center;"><input type="checkbox"/> 1   <input type="checkbox"/> 2   <input type="checkbox"/> 3   <input type="checkbox"/> 4   <input type="checkbox"/> 5</p> <p>(dove 1 è un edificio in evidente stato di degrado e 5 è un edificio in perfetto stato di conservazione)</p> <hr/> <p><i>Livello e tipologia di danno</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• stato di conservazione dei materiali (legno, laterizio, pietra, ecc.)  <input type="checkbox"/> 1   <input type="checkbox"/> 2   <input type="checkbox"/> 3   <input type="checkbox"/> 4   <input type="checkbox"/> 5</li> <li>• integrità dell'opera di fondazioni  <input type="checkbox"/> 1   <input type="checkbox"/> 2   <input type="checkbox"/> 3   <input type="checkbox"/> 4   <input type="checkbox"/> 5                      (dove 1 è un paramento di fondazione interessato da crolli parziali o totali e 5 è un opera perfettamente integra)</li> <li>• quadro fessurativo leggibile in prospetto  <input type="checkbox"/> 1   <input type="checkbox"/> 2   <input type="checkbox"/> 3   <input type="checkbox"/> 4   <input type="checkbox"/> 5                      (dove 1 è assente e 5 presente in maniera chiara, leggibile e diffuso)</li> </ul> <p><i>Osservazioni</i></p> <hr/> <hr/> <hr/> <hr/>	<p><i>Documentazione fotografica</i></p>

**Tab.7.3** III parte della *Schedatura per la catalogazione di interventi di consolidamento strutturale delle opere di fondazione a Venezia*

La quarta e quinta parte analizzano invece l'intervento vero e proprio, le motivazioni che hanno spinto alla sua realizzazione e la tecnica utilizzata per il consolidamento strutturale (§5 della presente trattazione).

E' anche presente apposito spazio per l'indicazione dell'anno di esecuzione, il nome del professionista responsabile (studio, ingegnere, architetto,...) e della ditta esecutrice dei lavori. Anche qui viene data la possibilità di specificare caratteristiche particolari che non rientrano nella casistica proposta e viene fornito un apposito spazio per la documentazione grafica, dove è possibile riportare un elaborato tecnico e anche documentazione fotografica se ritenuto necessario.

Infine è possibile esprimere un giudizio sintetico conclusivo sull'intervento, che ne riassume l'esito, la tecnica utilizzata e le motivazioni, che permetta di effettuare un rapido confronto al termine della raccolta delle schedature tra i diversi casi selezionati.

<b>4. Analisi dell'intervento eseguito</b>	
<p><i>Motivazioni dell'intervento</i></p> <p><input type="checkbox"/> Eccessivo degrado e deterioramento delle fondazioni esistenti</p> <p><input type="checkbox"/> Cedimenti indotti per variazioni delle condizioni geotecniche del suolo</p> <p><input type="checkbox"/> Incremento dei carichi in sovrastruttura (progetti di restauro arch/ strutt)</p> <p><input type="checkbox"/> Altro _____ _____ _____</p>	<p><i>Tecniche d'intervento</i></p> <p><input type="checkbox"/> Cordolo in c.a.      <input type="checkbox"/> Scuci-cuci</p> <p><input type="checkbox"/> Nuova palificata      <input type="checkbox"/> Iniezioni</p> <p><input type="checkbox"/> Allargamento del piede fondale      <input type="checkbox"/> Altro _____ _____ _____</p>
<p><i>Anno di esecuzione</i></p> <p><i>Progetto</i></p> <p><i>Ditta esecutrice</i></p>	<p><i>Esito dell'intervento</i></p> <p>_____</p> <p>_____</p> <p>_____</p> <p>_____</p>

**Tab.7.4** IV e V parte della Schedatura per la catalogazione di interventi di consolidamento strutturale sulle opere di fondazione a Venezia

## **7.2 Case Histories di interventi di consolidamento fondazionale eseguiti a Venezia**

Elaborata una schedatura per la raccolta veloce e organizzata dei dati, si è potuto procedere alla creazione di un repertorio significativo di interventi realizzati a Venezia negli ultimi anni. L'intervallo temporale considerato va dall'anno 2000 ad oggi, considerando rilevanti per la presente trattazione le tecniche di consolidamento sviluppate negli ultimi 15 anni.

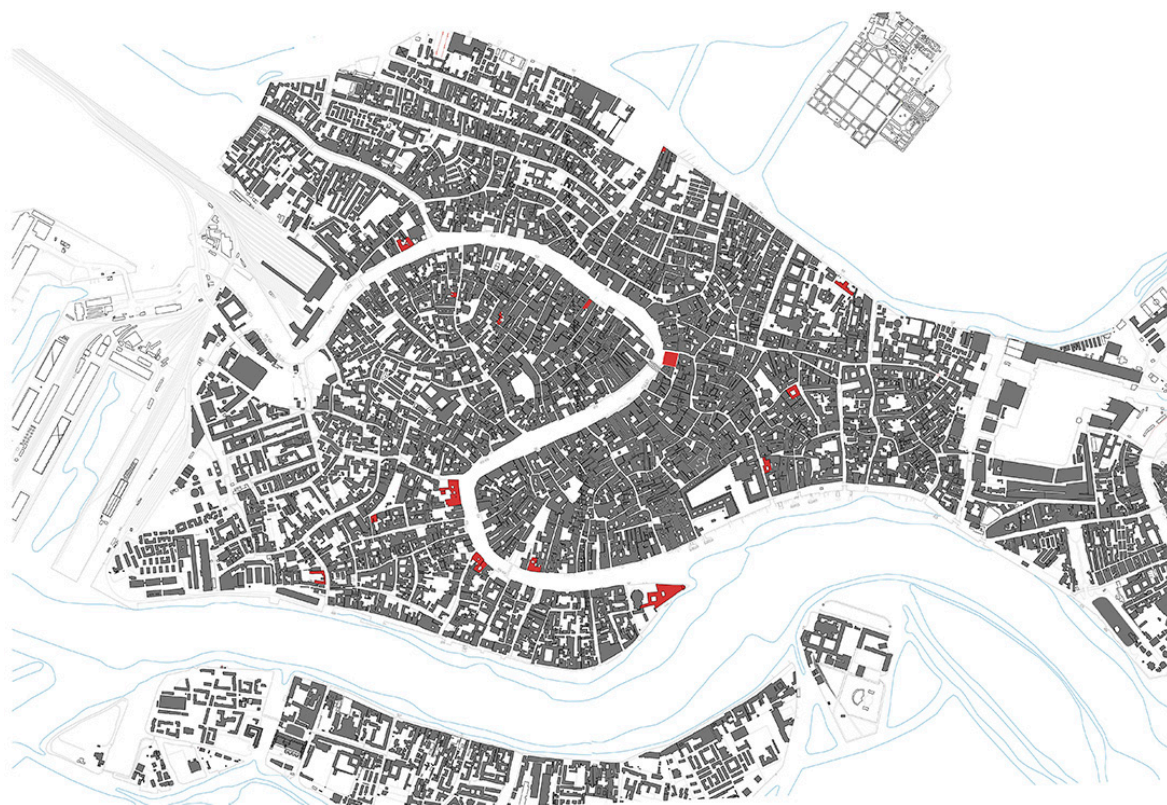
Si riporta l'elenco degli interventi consultabili in appendice A.

<b>Elenco degli interventi analizzati</b>		
Schedatura n°1	Fondaco dei Tedeschi	2014-?
Schedatura n°2	Palazzo Grifalconi	2014-?
Schedatura n°3	Hotel Principe	2014-?
Schedatura n°4	Hotel L'Orologio	2013-2014
Schedatura n°5	Canonica di Sant'Apollonia	2013-2014
Schedatura n°6	Ospedale SS. Giovanni e Paolo	2012-2014
Schedatura n°7	Santa Croce 1892	2012
Schedatura n°8	Palazzo Contarini Corfù (II fase)	2011
Schedatura n°9	Cannareggio 5011/5012	2010
Schedatura n°10	Palazzi del Savio/Colonne	2006-2008
Schedatura n°11	Punta della Dogana	2003-2005
Schedatura n°12	Ca' Foscari	2004-2005
Schedatura n°13	Palazzo Barbaro	2004
Schedatura n°14	Palazzo Grimani	2001-2003
Schedatura n°15	Palazzo Contarini Corfù (I fase)	2001-2002
Schedatura n°16	Ca' Foscari/ San Sebastiano	2001

**Tab.7.5** Indice dei casi raccolti in schedature, riportati in Appendice A

Gli interventi raccolti sono alcuni ad oggi ancora in corso di realizzazione e non è stato quindi possibile indicare una data di fine lavori.

Per quanto riguarda la loro ubicazione, non sono state fatte considerazioni in termini di zona, cioè la loro localizzazione non è stata criterio di ricerca: l'unica condizione imposta è stata che si trovassero nel comune di Venezia nella parte di città antica.



**Fig.7.1** Localizzazione su CTR dei casi di intervento raccolti

### 7.2.1 *Le fonti dei dati*

Per la raccolta dei dati si è fatto riferimento a fonti di diversa natura, sia di carattere pubblico che privato.

A Venezia per procedere con un qualsiasi progetto di consolidamento strutturale o di restauro architettonico che modifichi anche minimamente il distributivo, è necessario richiedere preventivamente parere presso la Soprintendenza per i Beni Architettonici e Paesaggistici di Venezia e laguna, che è tenuta a conservare in archivio qualsiasi documentazione legata al rilascio dell'autorizzazione. Per questo motivo, la ricerca di informazioni per la compilazione delle schede è iniziata presso il deposito archivistico di Palazzo Ducale, dove, con regolare domanda di accesso agli atti <sup>129</sup>, è stato possibile consultare il materiale d'archivio relativo a palazzi ed edifici preventivamente selezionati assieme al personale con memoria storica degli interventi realizzati.

Data tuttavia la difficoltà di eseguire una ricerca tematica, è stato necessario rivolgersi in un secondo momento a studi specializzati che operano nella zona di Venezia con particolare interesse per la città antica e le problematiche del suo restauro e consolidamento. Ricorrendo

<sup>129</sup> Materiale consultato tramite regolare domanda di accesso ai documenti amministrativi ai sensi dell'art. 22 della legge 241/90, n° protocollo 496;16/01/2015

alla documentazione disponibile presso tali studi tecnici competenti operanti nel settore, è stato più immediato il reperimento di materiale grafico relativo ai casi in esame, data l'archiviazione di tipo digitale disponibile a differenza di quella pubblica di tipo cartaceo.

Non sempre, a causa anche di limitazioni connesse alla normativa per la privacy, è stato possibile ricevere tutte le informazioni e gli elaborati richiesti per la compilazione ed è stato pertanto necessario in questi casi riportare la voce "elaborato non pervenuto" oppure "informazione non disponibile".

Infine, di alcune grandi campagne di restauro, sono stati redatti dei testi specialistici come nel caso di Ca Foscari<sup>130</sup>, che hanno permesso di ricavare le informazioni e la documentazione grafica necessari.

In ultimo, alcune ditte e studi rendono disponibile il proprio registro interventi realizzati nella loro pagina internet, fornendo, nel caso di applicazioni eccezionali, delle brevi relazioni scaricabili da cui è possibile ricavare già gran parte delle informazioni necessarie.

### *7.2.2 Considerazioni conclusive sui casi raccolti*

La prima importante considerazione da fare alla luce della casistica di interventi raccolta, è che la maggioranza degli edifici che ha manifestato una necessità d'intervento è quella con almeno un fronte lungo il canale. Come osservato al §3 della presente trattazione, la prossimità alle acque in circolazione rende i muri di sponda particolarmente vulnerabili all'azione meccanica di asportazione dei materiali resistenti e ai processi di erosione chimico-fisica da parte dei cloruri disciolti.

In particolare nella schedatura n°9, viene proposto l'esempio di un edificio privato di piccole dimensioni dove la prossimità al canale e alla darsena situata a Nord della città ha implicato dei fenomeni di cedimento della base d'imposta delle fondazioni di entità ragguardevole.

La seconda importante considerazione da fare riguarda la tipologia di sedime rinvenuta nei casi in esame: si tratta sempre di terreni limo argillosi che, con l'aumento della profondità, assumono una componente più sabbiosa e una maggiore consistenza. In taluni casi è stata rinvenuta una presenza di elementi organici, che nel caso di fondazioni molto in superficie possono essere responsabili di scivolamenti e cedimenti imprevisti. Le lenti di *caranto* non sono sempre rilevate; nei casi in cui sono state identificate, esse si trovavano ad una profondità compresa tra gli 6 e gli 8 metri. Non sempre sono state rese disponibili delle prove geotecniche data la pratica comune di riutilizzare gli esiti di sondaggi già eseguiti per edifici vicini in casi di intervento precedenti. Questa consuetudine deriva dalla volontà di risparmiare economicamente riutilizzando dati già prodotti per cantieri diversi.

---

<sup>130</sup> Pilo G.M., De Rossi L., Alessandri D., Zuanier F., *Ca' Foscari: storia e restauro del palazzo dell'università*, Marsilio, Venezia, 2005



Per quanto concerne la lettura dei quadri fessurativi, nella maggior parte dei casi essi vengono rilevati dai prospetti esterni degli edifici in particolare dalle murature in elevazione verso canale, dove le fessure sono sintomatiche dell'affondamento della base d'imposta e, a seconda della loro gravità, indicano l'urgenza dell'intervento. Alla schedatura n°8, il palazzo Contarini Corfù, dopo gli interventi eseguiti una decina di anni prima per il ripristino dei muri di sponda (schedatura n°15), ha manifestato delle nuove lesioni in corrispondenza del portale d'ingresso dove sono stati posizionati degli estensimetri per monitorarne l'avanzamento.

Un caso particolare è stato poi lo stato di fessurazione rilevato presso la canonica di Sant'Apollonia (schedatura n° 5) dove la presenza di un interrato, a Venezia elemento di grande vulnerabilità, ha reso necessario la lettura dello stato di avanzamento del cinematismo dal pavimento del piano terra, dove è stato individuata una separazione del paramento esterno dal solaio adiacente dell'ordine di qualche centimetro.

Per quanto riguarda le tecniche d'intervento, la maggioranza dei casi analizzati ha visto il ricorso a nuovi elementi in calcestruzzo armato impostati su propria palificata, realizzati in adiacenza alle strutture di fondazione esistenti. Il paramento interposto è stato quasi sempre ripristinato e rinforzato tramite tecnica di scuci-cuci, ristilatura armata o iniezione di miscele leganti. Un caso limite dell'applicazione del cordolo in c.a. è rappresentato da palazzo Barbaro, schedatura n°13, dove la nuova trave viene utilizzata come supporto per un tirante metallico di ancoraggio del muro di sponda con lo scopo di ritenerlo dal cinematismo di slittamento e rotazione fuori piano verso il canale.

La tecnica di sottofondazione, che prevede il risarcimento localizzato delle lesioni al di sotto del piede della muratura, per la sua invasività è stata utilizzata, all'interno della raccolta di *case histories*, solo in concomitanza di un muro di cinta di un giardino (schedatura n°7), ripristinato tramite intelaiatura in c.a. inglobata ad un supporto sempre in calcestruzzo armato ancorato con micropali.

Sono stati inoltre raccolti due casi di intervento di consolidamento del sedime tramite le iniezioni di resine poliuretatiche espandenti: Punta della Dogana, alla scheda n°11, e Palazzo Contarini Corfù dagli Scrigni alla scheda n°8. Queste due applicazioni rappresentano due casi particolari di intervento di restauro in quanto non sono state progettate delle nuove strutture integrative, ma semplicemente una distribuzione delle iniezioni da eseguire al di sotto della base d'imposta delle fondazioni.

In molti casi, è da osservare che i lavori di consolidamento delle fondazioni esistenti sono connessi alla realizzazione di vasche di depurazione o per il controllo delle acque alte, che vengono di norma realizzate in opera e collegate al piede delle murature esistenti implicando un incremento di carico non indifferente per le strutture esistenti (schedatura n°4, Hotel L'Orologio).

Per concludere si possono fare anche alcune rapide osservazioni sulla quantità e qualità del materiale rinvenuto. Si è notato, come già accennato al §7.2.1 che il formato digitale fornito

dagli studi specialistici ha permesso una migliore rappresentazione del materiale tecnico nella schedatura, mentre le riproduzioni d'archivio, dal cartaceo, risultano alle volte poco leggibili. Inoltre è stato osservato che in molti casi non era stato elaborato graficamente alcun tipo di restituzione dello stato di fatto delle fondazioni, che avrebbe invece reso proficuo e più chiaro un confronto con lo stato di progetto dell'intervento.

In sintesi quello che si è potuto apprendere da questa breve raccolta di interventi, è che l'utilizzo delle tecniche tradizionali viene spesso adeguato con soluzioni originali alla specifica situazione in analisi, con l'obiettivo di contrastare un cinematisimo in atto o prevenire possibili dissesti sulla base della lettura dello stato di degrado. Nonostante l'estrema peculiarità dei diversi casi analizzati, il loro studio può essere uno strumento di confronto per le nuove progettazioni nel caso di situazioni analoghe, nell'ottica di fornire spunti di tecniche con esito positivo.



## **Appendice A**

### **Schedature di interventi di consolidamento delle fondazioni a Venezia**



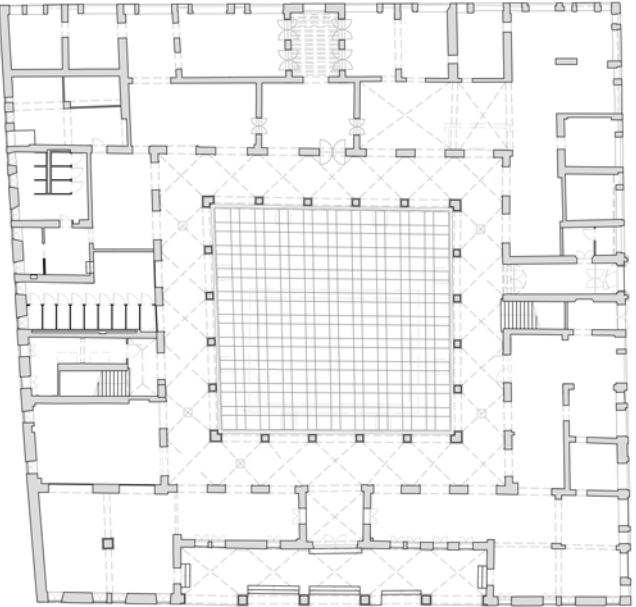
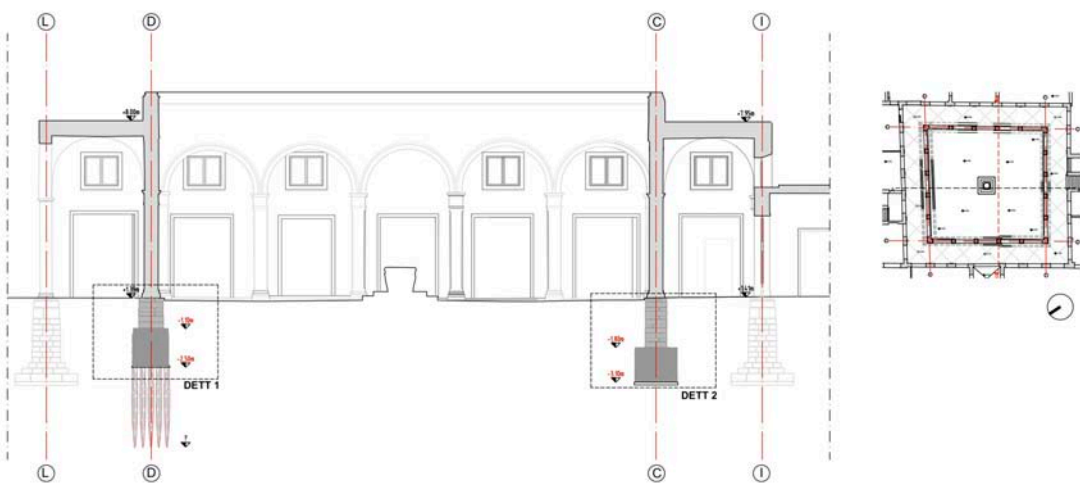
## FONDACO DEI TEDESCHI

### 1. Identificazione della costruzione

<p><i>Regione</i> Veneto</p> <p><i>Provincia</i> Venezia</p> <p><i>Comune</i> Venezia</p> <p><i>Sestriere</i> San Marco</p> <p><i>Indirizzo</i> Salizada del Fondaco dei Tedeschi</p>	 <p>CTR_ Scala 1:1000      ^Nord</p>
<p><i>Proprietà</i> Edizione srl</p> <p><i>Denominazione del bene</i> Fondaco dei Tedeschi</p>	
<p><i>Dati catastali</i></p> <p>Foglio 15      Particella 843</p>	
<p><i>Periodo di realizzazione</i></p> <p><input type="checkbox"/> &lt;1500    <input checked="" type="checkbox"/> 1500-1600    <input type="checkbox"/> 1600-1700    <input type="checkbox"/> 1700-1800</p> <p><input type="checkbox"/> 1800-1850    <input type="checkbox"/> 1850-1900    <input type="checkbox"/> 1900-1950    <input type="checkbox"/> 1950-Oggi</p>	 <p>Ortofoto_ Scala 1:2000      ^Nord</p>
<p><i>Destinazione d'uso attuale</i>      Pubblica-culturale</p> <p><i>Presenza di elementi di pregio</i>    <input checked="" type="checkbox"/> Sì    <input type="checkbox"/> No</p> <p>Tipologia : affreschi, stemmi, lapidi, e reperti archeologici</p>	

### 2. Analisi dello stato di fatto: rilievo geometrico e strutturale

Fondazioni	Sovrastruttura
<p><i>Tipologia di fondazioni</i></p> <p><input type="checkbox"/> Fondazioni dirette    <input type="checkbox"/> Fondazioni profonde    <input checked="" type="checkbox"/> Miste</p> <p><i>Osservazioni</i> _Le fondazioni al di sotto della corte centrale sono profonde con palificata lignea dal lato del Canal Grande, superficiali dirette in pietra su tutti gli altri lati. Su tutti i lati è presente il tavolato ligneo._____</p>	<p><i>Numero di piani fuori terra</i>      5</p> <p><i>Dimensioni edificio</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Area (m<sup>2</sup>)      ≈2283,00</li> <li>• Lato (m)      ≈49,00</li> <li>• Altezza(m)      24,00</li> </ul>
<p><i>Tipologia di terreno</i></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> limo-argilloso con strati sabbiosi profondi    <input type="checkbox"/> limoso con elevata presenza di componenti organiche</p> <p><input type="checkbox"/> sabbioso    <input type="checkbox"/> altro</p>	<p><i>Organizzazione strutturale</i></p> <p><input type="checkbox"/> Muratura portante    <input checked="" type="checkbox"/> Telaio in c.a</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> A corte con nucleo centrale</p>

<p><i>Caranto</i></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> presente                      <input type="checkbox"/> assente</p> <p>Profondità : 6,20-8,50 m</p>	<p><i>Presenza del canale</i></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> presente                      <input type="checkbox"/> assente</p> <p>Su <u>  2  </u> lati</p>
<p><i>Osservazioni</i></p> <p>Dalle prove geotecniche eseguite il sedime analizzato presenta una stratigrafia con terreni argillosi che si alternano a lenti sabbiose. Alla profondità si 18 metri si incontrano terreni sabbiosi di maggiore consistenza. _____</p>	<p><i>Osservazioni</i></p> <p>L'impianto originario dell'edificio è in muratura portante in laterizio che a seguito di un intervento strutturale agli inizi del Novecento ha inglobato un telaio in c.a. _____</p>
<p><b><i>Pianta piano terra</i></b></p>	
 <p style="text-align: right;">Pianta della corte_ Scala 1:500</p>	
<p><b><i>Elaborato grafico significativo relativo alle fondazioni (pianta, sezione, ecc.)</i></b></p>	
 <p style="text-align: center;">Sezione trasversale della corte_ Scala 1:250</p>	

### 3. Stato di conservazione: analisi dello stato di danno, dissesto, degrado

Stato di conservazione generale dell'edificio

1  2  3  4  5

(dove 1 è un edificio in evidente stato di degrado e 5 è un edificio in perfetto stato di conservazione)

Livello e tipologia di danno

- stato di conservazione dei materiali costituenti le fondazioni (legno, laterizio, pietra, c.a., ecc.)

1  2  3  4  5

- integrità dell'opera di fondazioni

1  2  3  4  5

(dove 1 è un paramento di fondazione interessato da crolli parziali o totali e 5 è un opera perfettamente integra)

- quadro fessurativo leggibile in prospetto

1  2  3  4  5  NR

(dove 1 è assente e 5 presente in maniera chiara, leggibile e diffuso; NR= non rilevato)

Osservazioni

Dalle ispezioni fondali e dai carotaggi eseguiti è stato possibile osservare che le fondazioni esistenti si trovano in un discreto stato di conservazione. Il profilo delle strutture è integro e non sono presenti evidenti disconnessioni

Documentazione fotografica



Immagini relative alle ispezioni fondali eseguite al di sotto dei pilastri della corte.

### 4. Analisi dell'intervento eseguito

Motivazioni dell'intervento

Eccessivo degrado e deterioramento delle fondazioni esistenti  Incremento dei carichi in sovrastruttura (progetti di restauro arch/ strutt)

Cedimenti indotti per variazioni delle condizioni geotecniche del suolo  Altro \_\_\_\_\_

Tecniche d'intervento

Cordolo in c.a.  Scuci-cuci

Nuova palificata  Iniezioni

Allargamento del piede fondale  Altro \_\_\_\_\_

Anno di esecuzione

2013-2015

Progetto

We.In Venice

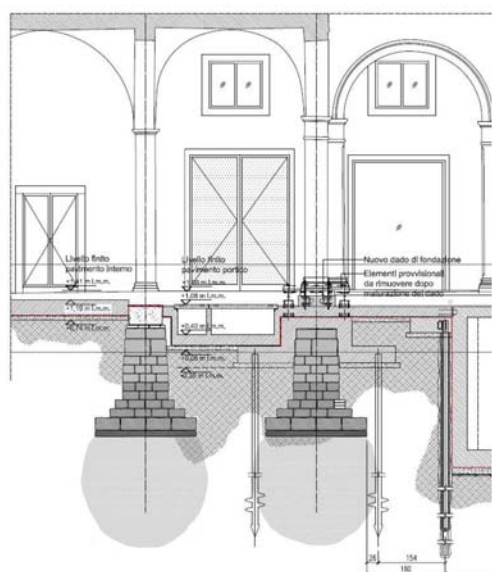
Ditta esecutrice

Sacaim e Rizzani de Eccher S.p.a.

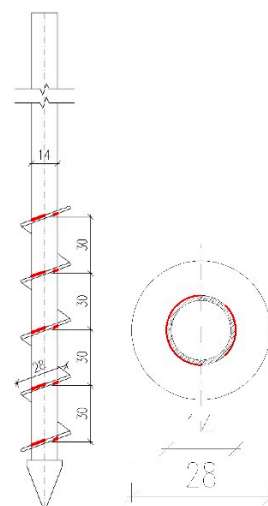
Esito dell'intervento

\_\_Diminuzione dei cedimenti attesi e stabilizzazione dei paramenti murari sulla corte interna. Cedimenti attesi uniformi sui quattro lati grazie al cordolo\_\_\_\_\_

**Documentazione significativa di progetto (pianche, sezioni, ecc.)**



Sezione trasversale sulla corte con cordolo e pali\_Scala 1:200



Dettaglio del palo \_Scala 1:20

**5. Considerazioni conclusive sull'intervento realizzato**

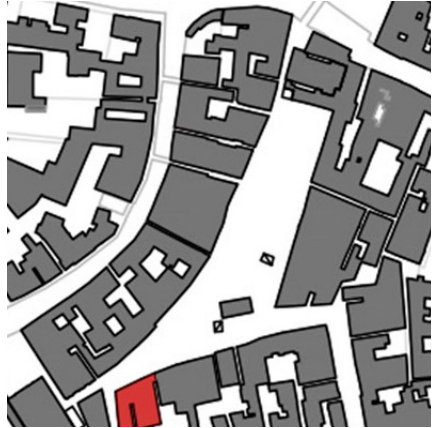

In conclusione la scelta della soluzione dei pali trivellati di dimensione ridotta, permette innanzitutto un risparmio economico e una minore invasività dell'intervento dato che per la loro messa in opera sarà necessario solo uno scasso di dimensioni limitate in corrispondenza della base d'imposta dei pilastri. Il progetto prevede anche la realizzazione di una vasca per la depurazione delle acque gettata in opera con una berlinese di micropali trivellati compenetranti di contenimento. \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_



## PALAZZO GRIFALCONI

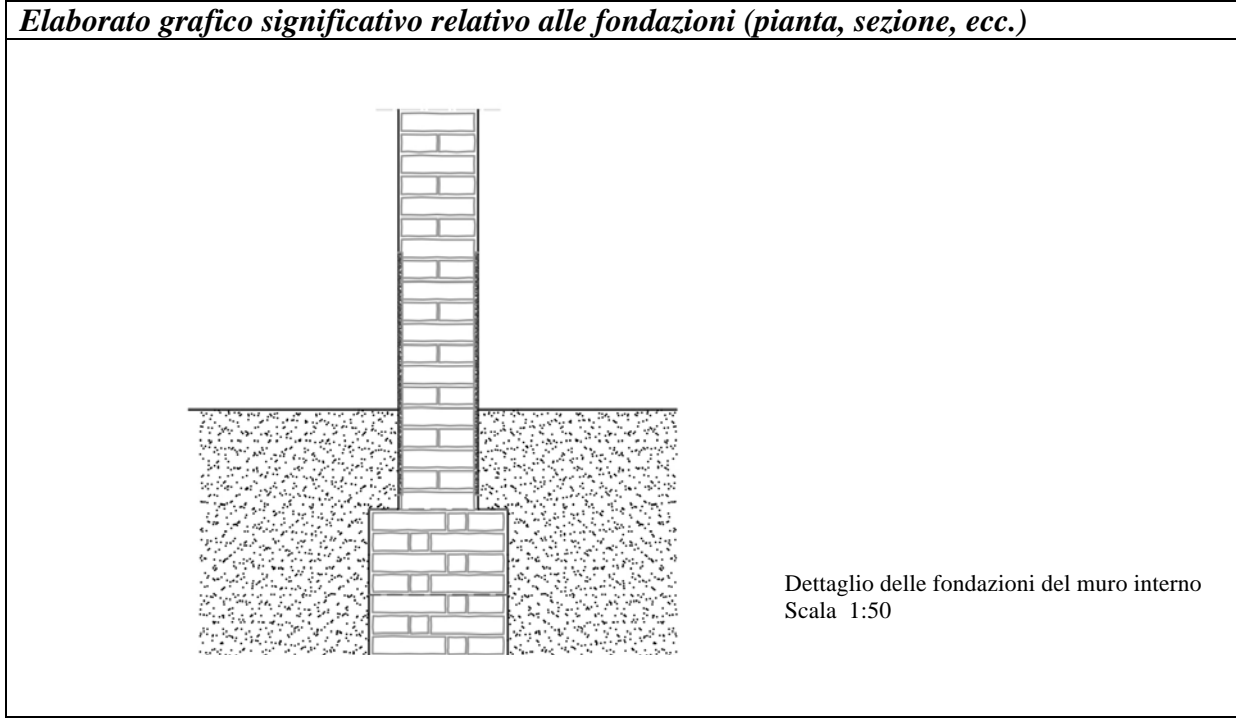
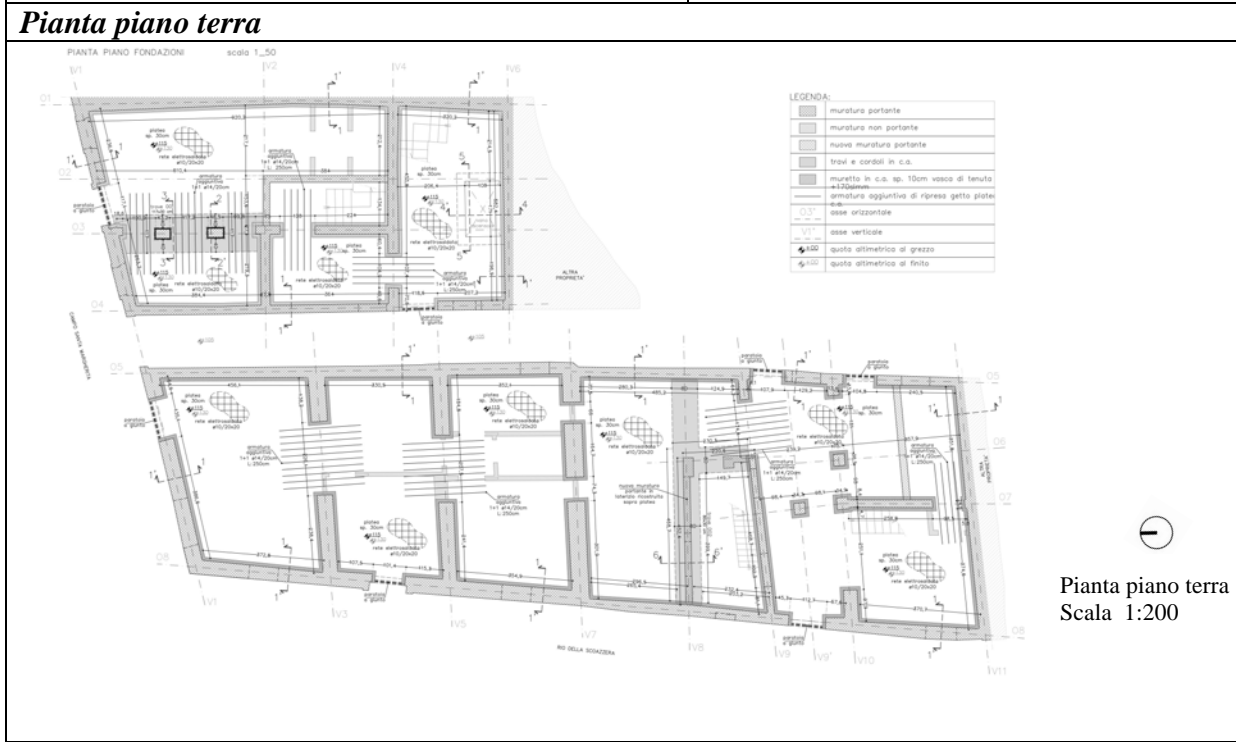
### 1. Identificazione della costruzione

<p><i>Regione</i> Veneto</p> <p><i>Provincia</i> Venezia</p> <p><i>Comune</i> Venezia</p> <p><i>Sestriere</i> Dorsoduro</p> <p><i>Indirizzo</i> Dorsoduro, 3032</p>	 <p>CTR_ Scala 1:1000      ^N</p>
<p><i>Proprietà</i> Privata</p> <p><i>Denominazione del bene</i> Palazzo Grifalconi</p>	
<p><i>Dati catastali</i></p> <p>Foglio 14      Particella 1012</p>	 <p>Ortofoto_ Scala 1:2000      ^N</p>
<p><i>Periodo di realizzazione</i></p> <p><input type="checkbox"/> &lt;1500    <input checked="" type="checkbox"/> 1500-1600    <input type="checkbox"/> 1600-1700    <input type="checkbox"/> 1700-1800</p> <p><input type="checkbox"/> 1800-1850    <input type="checkbox"/> 1850-1900    <input type="checkbox"/> 1900-1950    <input type="checkbox"/> 1950-Oggi</p>	
<p><i>Destinazione d'uso attuale</i>      Abitazione privata</p> <p><i>Presenza di elementi di pregio</i>    <input checked="" type="checkbox"/> Sì    <input type="checkbox"/> No</p> <p>Tipologia : prospetti originari, solai lignei decorati, decorazioni lapidee in facciata</p>	

### 2. Analisi dello stato di fatto: rilievo geometrico e strutturale

Fondazioni	Sovrastruttura
<p><i>Tipologia di fondazioni</i></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Fondazioni dirette    <input type="checkbox"/> Fondazioni profonde    <input type="checkbox"/> Miste</p> <p><i>Osservazioni</i></p> <p>La maggior parte delle fondazioni al di sotto delle murature sono superficiali dirette in laterizio e pietra come allargamento del profilo murario superiore. Talvolta non sono state rinvenute fondazioni_____</p>	<p><i>Numero di piani fuori terra</i>      5</p> <p><i>Dimensioni edificio</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Area (m<sup>2</sup>)      190,00</li> <li>• Lato (m)      15,00x24,00</li> <li>• Altezza(m)      18,98</li> </ul>
<p><i>Tipologia di terreno</i></p> <p><input type="checkbox"/> limo-argilloso con strati sabbiosi profondi    <input checked="" type="checkbox"/> limoso con elevata presenza di componenti organiche</p> <p><input type="checkbox"/> sabbioso    <input type="checkbox"/> altro</p>	<p><i>Organizzazione strutturale</i></p> <p><input type="checkbox"/> Muratura portante    <input type="checkbox"/> Telaio in c.a</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> A corte con nucleo centrale</p>

<p><b>Caranto</b></p> <p><input type="checkbox"/> presente                      <input type="checkbox"/> assente</p> <p>NB: Non è stata fornita specifica stratigrafia</p>	<p><b>Presenza del canale</b></p> <p><input type="checkbox"/> presente                      <input checked="" type="checkbox"/> assente</p> <p>Su <u>  n  </u> lati</p>
<p><b>Osservazioni</b></p> <hr/> <hr/> <hr/>	<p><b>Osservazioni</b></p> <p>L'edificio è costituito da due corpi di fabbrica che si uniscono al di sopra di una calle coperta dal primo livello. Strutturalmente l'edificio situato Nord-Est ha comportamento indipendente rispetto al palazzo signorile__</p>



### 3. Stato di conservazione: analisi dello stato di danno, dissesto, degrado

*Stato di conservazione generale dell'edificio*

1    2    3    4    5

(dove 1 è un edificio in evidente stato di degrado e 5 è un edificio in perfetto stato di conservazione)

*Livello e tipologia di danno*

- stato di conservazione dei materiali costituenti le fondazioni (legno, laterizio, pietra, c.a., ecc.)  
 1    2    3    4    5
- integrità dell'opera di fondazioni  
 1    2    3    4    5  
(dove 1 è un paramento di fondazione interessato da crolli parziali o totali e 5 è un'opera perfettamente integra)
- quadro fessurativo leggibile in prospetto  
 1    2    3    4    5    NR  
(dove 1 è assente e 5 presente in maniera chiara, leggibile e diffuso; NR= non rilevato)

*Osservazioni*

L'edificio versava in stato di abbandono da diversi anni. A seguito dell'acquisto da parte di una società d'investimenti, è stato predisposto un ingente programma di restauro non solo architettonico ma anche strutturale. Per quanto concerne le fondazioni il programma ha previsto consolidamenti localizzati.

*Documentazione fotografica*



Documentazione fotografica relativa alle fasi di cantiere con scoperta della parte basamentale del muro di spina senza fondazioni

### 4. Analisi dell'intervento eseguito

*Motivazioni dell'intervento*

Eccessivo degrado e deterioramento delle fondazioni esistenti    Incremento dei carichi in sovrastruttura (progetti di restauro arch/ strutt)

Cedimenti indotti per variazioni delle condizioni geotecniche del suolo    Altro \_\_\_\_\_

*Tecniche d'intervento*

Cordolo in c.a.    Scuci-cuci

Nuova palificata    Iniezioni

Allargamento del piede fondale    Altro \_\_\_\_\_

*Anno di esecuzione*   2014-?

*Progetto*   Studio Parenti

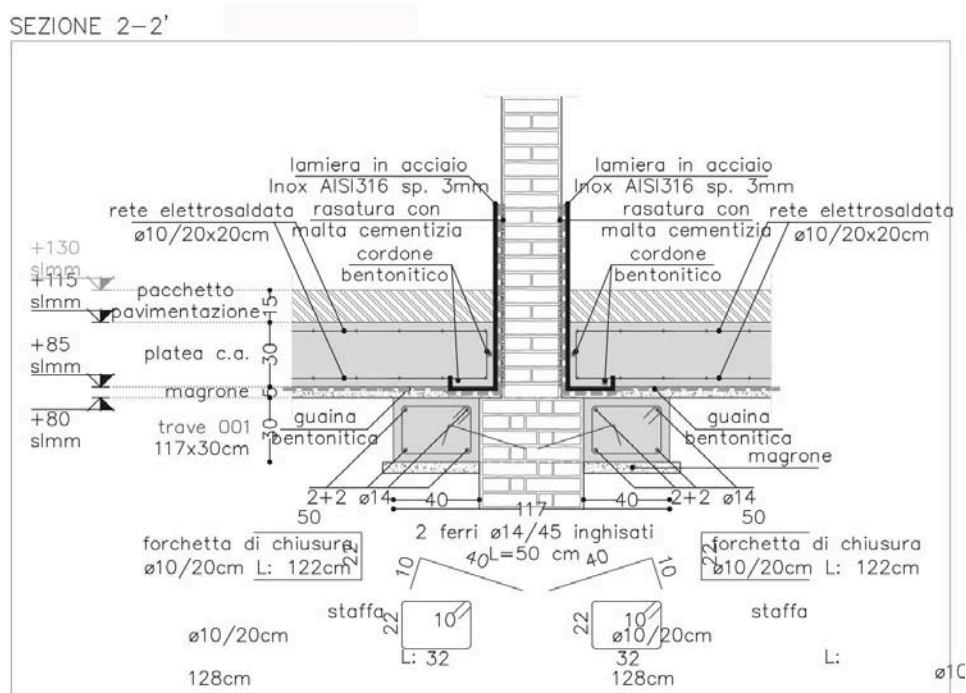
Studio Zero4Uno

*Ditta esecutrice*   Salmistraghi Srl

*Esito dell'intervento*

L'intervento ha permesso di risarcire le lesioni delle murature portanti tramite tecnica scuci-cuci rinforzando le fondazioni dove necessario con cordoli in c.a. in particolare in corrispondenza della vasca di contegno per l'acqua alta \_\_\_\_\_

**Documentazione significativa di progetto (piante, sezioni, ecc.)**





Dettaglio dell'intervento con allargamento del piede fondale\_Scala 1:50

**5. Considerazioni conclusive sull'intervento realizzato**

Le fondazioni dell'edificio in analisi si sono rivelate spesso non integre o addirittura inesistenti. Pratica comune negli interventi di restauro a Venezia, è procedere con la realizzazione di vasche di contenimento dell'acqua alta, eseguite su platee in c.a. che si agganciano al di sotto del piede della muratura esistente. In questo caso al di sotto del profilo murario non è stata rinvenuta la fondazione e si sono realizzati due cordoli in c.a. uno internamente e l'altro esternamente rispetto al profilo murario. Le restanti opere di fondazione non sono state oggetto di un intervento specifico. \_\_\_\_\_

## HOTEL PRINCIPE

### 1. Identificazione della costruzione

<p><i>Regione</i> Veneto</p> <p><i>Provincia</i> Venezia</p> <p><i>Comune</i> Venezia</p> <p><i>Sestriere</i> Cannareggio</p> <p><i>Indirizzo</i> Cannareggio, Lista di Spagna 146</p>	 <p>CTR _ Scala 1:1000      ^N</p>
<p><i>Proprietà</i> Privata</p> <p><i>Denominazione del bene</i> Hotel Principe</p>	
<p><i>Dati catastali</i></p> <p>Foglio 12      Particella 4684</p>	
<p><i>Periodo di realizzazione</i></p> <p><input type="checkbox"/> &lt;1500    <input type="checkbox"/> 1500-1600    <input type="checkbox"/> 1600-1700    <input checked="" type="checkbox"/> 1700-1800</p> <p><input type="checkbox"/> 1800-1850    <input type="checkbox"/> 1850-1900    <input type="checkbox"/> 1900-1950    <input type="checkbox"/> 1950-Oggi</p>	 <p>Ortofoto_ Scala 1:2000      ^N</p>
<p><i>Destinazione d'uso attuale</i>      Struttura Ricettiva</p> <p><i>Presenza di elementi di pregio</i>    <input checked="" type="checkbox"/> Sì    <input type="checkbox"/> No</p> <p>Tipologia : prospetti esterni, stemmi, affreschi, ecc.</p>	

### 2. Analisi dello stato di fatto: rilievo geometrico e strutturale

Fondazioni	Sovrastruttura
<p><i>Tipologia di fondazioni</i></p> <p><input type="checkbox"/> Fondazioni dirette    <input type="checkbox"/> Fondazioni profonde    <input checked="" type="checkbox"/> Miste</p> <p><i>Osservazioni</i> Le fondazioni dell'edificio sono profonde su palificate nei lati prospicienti i canali mentre superficiali in pietra al di sotto dei muri interni di spina _____</p>	<p><i>Numero di piani fuori terra</i>      4</p> <p><i>Dimensioni edificio</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Area (m<sup>2</sup>)      207,64</li> <li>• Lato (m)      32,00x15,00</li> <li>• Altezza(m)      21,92</li> </ul>
<p><i>Tipologia di terreno</i></p> <p><input type="checkbox"/> limo-argilloso con strati sabbiosi profondi    <input checked="" type="checkbox"/> limoso con elevata presenza di componenti organiche</p> <p><input type="checkbox"/> sabbioso    <input type="checkbox"/> altro</p>	<p><i>Organizzazione strutturale</i></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Muratura portante    <input type="checkbox"/> Telaio in c.a</p> <p><input type="checkbox"/> A corte con nucleo centrale</p>

<p><i>Caranto</i></p> <p><input type="checkbox"/> presente                      <input checked="" type="checkbox"/> assente</p> <p>NB: Non è stata fornita specifica stratigrafia</p>	<p><i>Presenza del canale</i></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> presente                      <input type="checkbox"/> assente</p> <p>Su <u>1</u> lati</p>
<p><i>Osservazioni</i></p> <p>_____</p> <p>_____</p> <p>_____</p>	<p><i>Osservazioni</i></p> <p>L'edificio ha un affaccio sul canal Grande non diretto ma attraverso una banchina collegata all'edificio. _____</p> <p>_____</p>

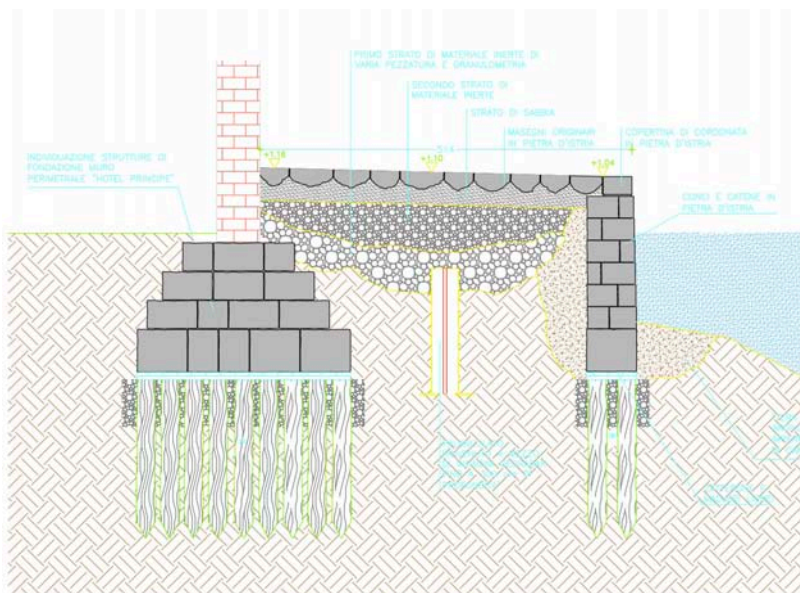
**Pianta piano terra**



Pianta del piano terra  
Scala 1:500



**Elaborato grafico significativo relativo alle fondazioni (pianta, sezione, ecc.)**



Sezione muro di sponda  
Scala 1:100

**3. Stato di conservazione: analisi dello stato di danno, dissesto, degrado**

*Stato di conservazione generale dell'edificio*

1    2    3    4    5

(dove 1 è un edificio in evidente stato di degrado e 5 è un edificio in perfetto stato di conservazione)

*Livello e tipologia di danno*

- stato di conservazione dei materiali costituenti le fondazioni (legno, laterizio, pietra, c.a., ecc.)

1    2    3    4    5

- integrità dell'opera di fondazioni

1    2    3    4    5

(dove 1 è un paramento di fondazione interessato da crolli parziali o totali e 5 è un'opera perfettamente integra)

- quadro fessurativo leggibile in prospetto

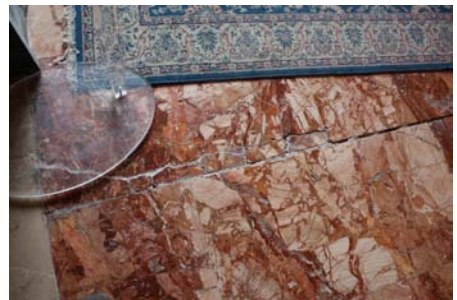
1    2    3    4    5    NR

(dove 1 è assente e 5 presente in maniera chiara, leggibile e diffuso; NR= non rilevato)

*Osservazioni*

Assestamento dei muri perimetrali controcanale, che ha provocato un quadro fessurativo evidente della pavimentazione superiore. Rotazione del blocco della banchina per degrado delle fondazioni legato al moto ondoso del Canal Grande \_\_\_\_\_

*Documentazione fotografica*



Documentazione fotografica del quadro fessurativo della pavimentazione in corrispondenza del lato verso Canal Grande

**4. Analisi dell'intervento eseguito**

*Motivazioni dell'intervento*

- |   |   |
|---|---|
| <input checked="" type="checkbox"/> Eccessivo degrado e deterioramento delle fondazioni esistenti | <input type="checkbox"/> Incremento dei carichi in sovrastruttura (progetti di restauro arch/ strutt) |
| <input type="checkbox"/> Cedimenti indotti per variazioni delle condizioni geotecniche del suolo  | <input type="checkbox"/> Altro _____  |

*Tecniche d'intervento*

- |   |  |
|---|--|
| <input checked="" type="checkbox"/> Cordolo in c.a.     | <input checked="" type="checkbox"/> Scuci-cuci |
| <input checked="" type="checkbox"/> Nuova palificata    | <input checked="" type="checkbox"/> Iniezioni  |
| <input type="checkbox"/> Allargamento del piede fondale | <input type="checkbox"/> Altro _____           |

*Anno di esecuzione*                      2014-?  
*Progetto*                                      Studio Arka Associati  
*Ditta esecutrice*                            -

*Esito dell'intervento*

Incremento della portata statica della fondazione dal lato del Canal Grande e sollevamento della banchina con ripristino della continuità del paramento \_\_\_\_\_

**Documentazione significativa di progetto (piante, sezioni, ecc.)**



Intervento sul Canal Grande con micropali.  
Sezione\_Scala 1:100

**5. Considerazioni conclusive sull'intervento realizzato**



Il progetto di consolidamento della fondamenta Calbo Crotta ipotizzato prevede il complessivo restauro e recupero della riva e della banchina, intervenendo nella modifica delle linee di flusso al fine di bloccare il fenomeno di sifonamento. L'intervento si articolerà in:

- 1) Restauro delle sponde: ancoraggio che verrà garantito con l'infissione di micropali inclinati e micropali verticali che, bloccati nella loro testa con cordonature in calcestruzzo armato, andranno ad ancorarsi al diaframma realizzato a ridosso della banchina esistente.
  - 2) Il consolidamento delle cortine murarie: gli apparati murari presentano alcuni rilevanti fenomeni di degrado (la presenza di lacune di elementi lapidei nella tessitura muraria e cavità al di sotto della pavimentazione; presenza di croste e depositi; scagliatura; disgregazione ed erosione di laterizi e conci lapidei). Il risultato complessivo di tutti questi fenomeni di degrado si traduce, molto spesso, nel cedimento di qualche singolo elemento. Il progetto prevede quindi un insieme di opere da eseguirsi sulle sponde: lavaggio con getti d'acqua, completa ricostruzione di parti mancanti in pietra o laterizio e ripristino avvallamenti esistenti; puntuali opere di razionalizzazione e ristrutturazione di porzioni di muratura che siano atte a ricomporre la continuità di parti del paramento, ristilatura dei giunti di malta, rifacimento del piano di calpestio della fondamenta.
- Si prevede la temporanea rimozione dei masegni della fondamenta, un successivo consolidamento e rinforzo dell'interrato con ricostruzione della stessa.



## HOTEL L'OROLOGIO

### 1. Identificazione della costruzione

<p><i>Regione</i> Veneto</p> <p><i>Provincia</i> Venezia</p> <p><i>Comune</i> Venezia</p> <p><i>Sestriere</i> San Polo</p> <p><i>Indirizzo</i> San Polo, 1777</p>	 <p>CTR_ Scala 1:1000      ^N</p>
<p><i>Proprietà</i> Privata</p> <p><i>Denominazione del bene</i> Hotel L'Orologio</p>	
<p><i>Dati catastali</i></p> <p>Foglio 13      Particella 126</p>	
<p><i>Periodo di realizzazione</i></p> <p><input type="checkbox"/> &lt;1500    <input type="checkbox"/> 1500-1600    <input type="checkbox"/> 1600-1700    <input type="checkbox"/> 1700-1800</p> <p><input type="checkbox"/> 1800-1850    <input type="checkbox"/> 1850-1900    <input checked="" type="checkbox"/> 1900-1950    <input type="checkbox"/> 1950-Oggi</p>	 <p>Ortofoto_ Scala 1:2000      ^N</p>
<p><i>Destinazione d'uso attuale</i>      Struttura Ricettiva</p> <p><i>Presenza di elementi di pregio</i>    <input checked="" type="checkbox"/> Sì    <input type="checkbox"/> No</p> <p>Tipologia : prospetti esterni con inserti lapidei, pavimentazioni decorate</p>	

### 2. Analisi dello stato di fatto: rilievo geometrico e strutturale

Fondazioni	Sovrastruttura
<p><i>Tipologia di fondazioni</i></p> <p><input type="checkbox"/> Fondazioni dirette    <input type="checkbox"/> Fondazioni profonde    <input checked="" type="checkbox"/> Miste</p> <p><i>Osservazioni</i></p> <p>Le fondazioni dell'edificio sono assolutamente eterogenee. Al di sotto anche di una medesima muratura è possibile rinvenire tipologie di fondazione diverse (profonde e superficiali). A tratti non sono state rinvenute fondazioni _____</p>	<p><i>Numero di piani fuori terra</i>      4</p> <p><i>Dimensioni edificio</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Area (m<sup>2</sup>)      320,20</li> <li>• Lato (m)      15,00x24,00</li> <li>• Altezza(m)      19,19</li> </ul>
<p><i>Tipologia di terreno</i></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> limo-argilloso con strati sabbiosi profondi    <input type="checkbox"/> limoso con elevata presenza di componenti organiche</p> <p><input type="checkbox"/> sabbioso      <input type="checkbox"/> altro</p>	<p><i>Organizzazione strutturale</i></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Muratura portante    <input type="checkbox"/> Telaio in c.a.</p> <p><input type="checkbox"/> A corte con nucleo centrale</p>

<p><i>Caranto</i></p> <p><input type="checkbox"/> presente                      <input type="checkbox"/> assente</p> <p>NB: Non è stata fornita specifica stratigrafia</p>	<p><i>Presenza del canale</i></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> presente                      <input type="checkbox"/> assente</p> <p>Su <u>  1  </u> lato</p>
<p><i>Osservazioni</i></p> <p>_____</p> <p>_____</p> <p>_____</p>	<p><i>Osservazioni</i></p> <p>Nel complessivo intervento di ristrutturazione, verranno introdotti nuovi elementi strutturali tra cui alcune colonne metalliche per sostenere il solaio sovrastante _____</p>
<p><b><i>Pianta piano terra</i></b></p>	
<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;">  <div style="text-align: right;"> <p>Pianta del piano terra Scala 1:500</p>  </div> </div>	
<p><b><i>Elaborato grafico significativo relativo alle fondazioni (pianta, sezione, ecc.)</i></b></p>	
<p style="text-align: center;">[Elaborato non pervenuto]</p>	

### 3. Stato di conservazione: analisi dello stato di danno, dissesto, degrado

#### Stato di conservazione generale dell'edificio

1    2    3    4    5

(dove 1 è un edificio in evidente stato di degrado e 5 è un edificio in perfetto stato di conservazione)

#### Livello e tipologia di danno

- stato di conservazione dei materiali costituenti le fondazioni (legno, laterizio, pietra, c.a., ecc.)

1    2    3    4    5

- integrità dell'opera di fondazioni

1    2    3    4    5

(dove 1 è un paramento di fondazione interessato da crolli parziali o totali e 5 è un'opera perfettamente integra)

- quadro fessurativo leggibile in prospetto

1    2    3    4    5    NR

(dove 1 è assente e 5 presente in maniera chiara, leggibile e diffuso; NR= non rilevato)

#### Osservazioni

A seguito del progetto di restauro dell'intero edificio è stato necessario provvedere alla realizzazione di una fossa settica e una condensa-grassi. L'incremento di carico cui sono state soggette le fondazioni esistenti (spesso dissestate se non assenti) hanno reso necessario un intervento di consolidamento delle stesse\_\_\_\_\_

#### Documentazione fotografica



Documentazione fotografica delle fasi di scavo e delle indagini archeologiche eseguite sui ritrovamenti

### 4. Analisi dell'intervento eseguito

#### Motivazioni dell'intervento

- |  |  |
|--|--|
| <input type="checkbox"/> Eccessivo degrado e deterioramento delle fondazioni esistenti           | <input checked="" type="checkbox"/> Incremento dei carichi in sovrastruttura (progetti di restauro arch/ strutt) |
| <input type="checkbox"/> Cedimenti indotti per variazioni delle condizioni geotecniche del suolo | <input checked="" type="checkbox"/> Altro Realizzazione della fossa settica di depurazione dell'edificio_____    |

#### Tecniche d'intervento

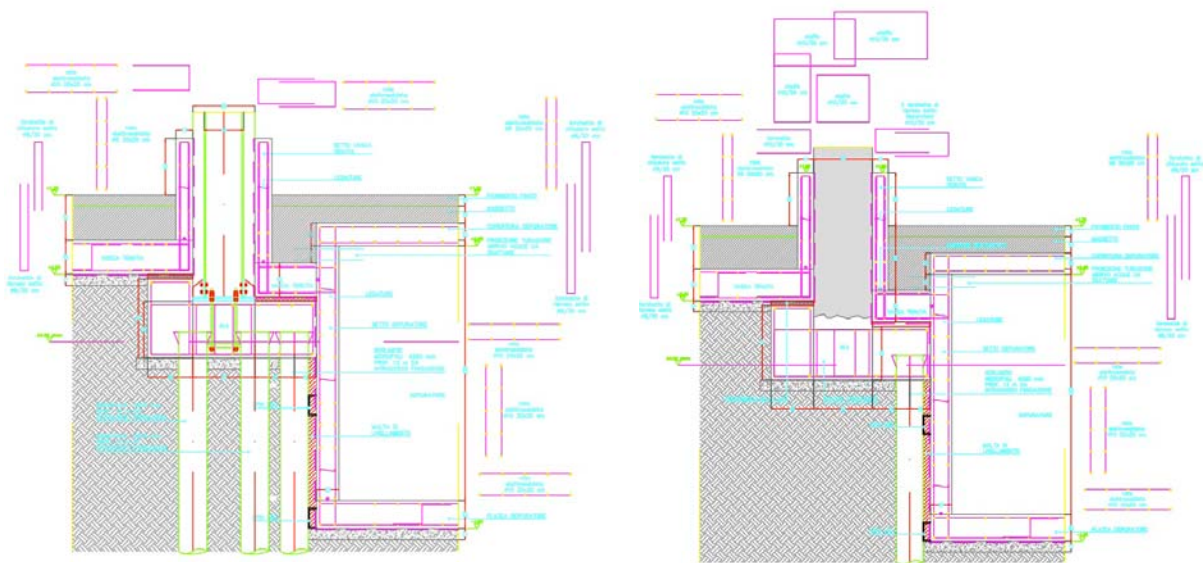
- |   |                                      |
|---|--------------------------------------|
| <input checked="" type="checkbox"/> Cordolo in c.a.                 | <input type="checkbox"/> Scuci-cuci  |
| <input checked="" type="checkbox"/> Nuova palificata                | <input type="checkbox"/> Iniezioni   |
| <input checked="" type="checkbox"/> Allargament o del piede fondale | <input type="checkbox"/> Altro _____ |

Anno di esecuzione      2013-2014  
 Progetto                      Studio Arka Associati  
 Ditta esecutrice              Ulrico Srl

#### Esito dell'intervento

Ripristino della portata statica della fondazione del muro interno di spina e realizzazione di una fossa settica di depurazione dei liquami con berlinese di contenimento\_\_\_\_\_

**Documentazione significativa di progetto (piante, sezioni, ecc.)**



Intervento di sottofondazione con cordolo e micropali  
Sezione\_Scala 1:50

Intervento di sottofondazione con cordolo collegato  
alla vasca di depurazione  
Sezione\_Scala 1:50

**5. Considerazioni conclusive sull'intervento realizzato**

L'intervento di restauro prevederà oltre alla realizzazione della vasca, dei rialzi in calcestruzzo armato (in alcune zone i rialzi saranno costituiti da lamiera in acciaio) in corrispondenza delle pareti portanti esistenti dell'edificio. Tali rialzi avranno spessore pari a 15 cm e altezza fino a quota +1,80 m rispetto al livello del medio mare. Si prevede l'infissione di n. 12 micropali del diametro di 25 cm a sostegno della vasca in modo da ridurre le perturbazioni sulle fondazioni esistenti.

E' prevista la realizzazione di una trave in calcestruzzo armato a spessore vasca per lo scarico delle nuove colonne HEB 260 e IPE 270 che costituiranno il portale di sostegno del solaio sovrastante.

Dove è prevista la demolizione di un'intera parete portante, si prevede la realizzazione di un portale metallico a sostegno dei solai sovrastanti che sarà realizzato mediante l'installazione di 4 colonne UPN 350 in corrispondenza delle quali, per sostenere il carico prodotto, saranno infissi coppie di 2 micropali di diametro pari a 25 cm.

## CANONICA DI SANT'APOLLONIA

### 1. Identificazione della costruzione

*Regione* Veneto  
*Provincia* Venezia  
*Comune* Venezia  
*Sestriere* Castello  
*Indirizzo* Castello, 4312

*Proprietà* Ecclesiastica  
*Denominazione del bene* Complesso di  
Sant' Apollonia

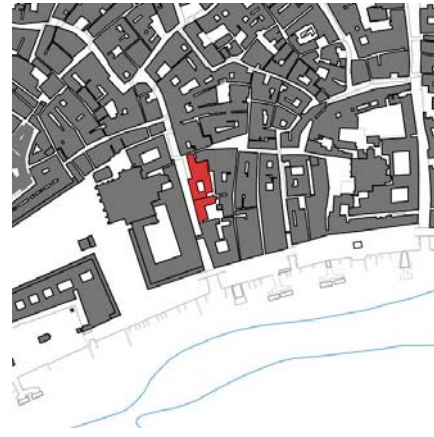
*Dati catastali*  
Foglio 16 Particella 1165

#### Periodo di realizzazione

<1500     1500-1600     1600-1700     1700-1800  
 1800-1850     1850-1900     1900-1950     1950-Oggi

*Destinazione d'uso attuale* Canonica/ museale

*Presenza di elementi di pregio*  Sì     No  
Tipologia : prospetti originali con elementi lapidei



CTR \_ Scala 1:1000

^N



Ortofoto\_ Scala 1:2000

^N

### 2. Analisi dello stato di fatto: rilievo geometrico e strutturale

#### Fondazioni

##### Tipologia di fondazioni

Fondazioni dirette     Fondazioni profonde     Miste

##### Osservazioni

\_\_Le fondazioni sono costituite da palificate lignee di costipamento al di sotto della muratura sul lato del canale mentre sono superficiali in pietra al di sotto dei muri di spina interni.

#### Sovrastruttura

*Numero di piani fuori terra* 3

##### Dimensioni edificio

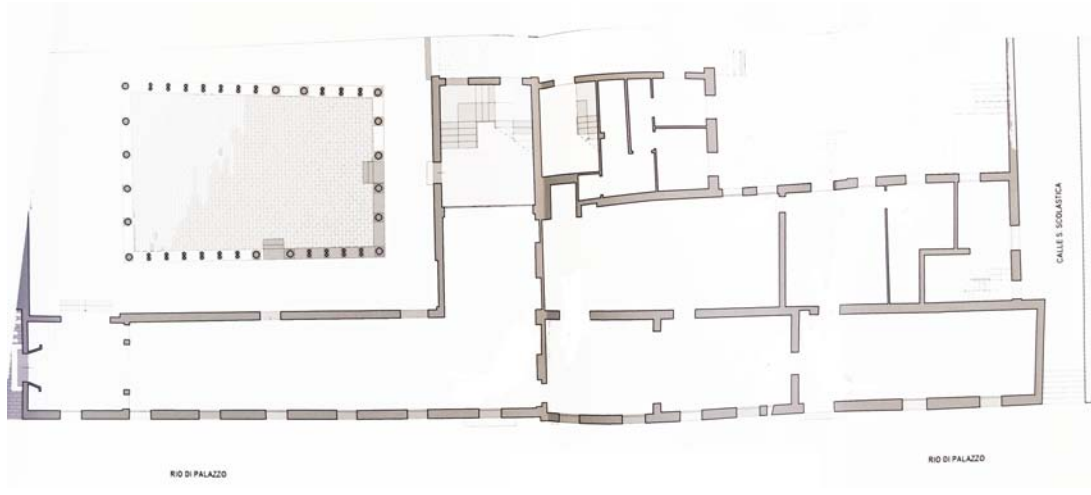
- Area (m<sup>2</sup>) 490,50
- Lato (m) 28,50x15,00
- Altezza(m) 15,02

#### Tipologia di terreno

limo-argilloso con strati sabbiosi profondi     limoso con elevata presenza di componenti organiche  
 sabbioso     altro

#### Organizzazione strutturale

Muratura portante     Telaio in c.a  
 A corte con nucleo centrale

<p><i>Caranto</i></p> <p><input type="checkbox"/> presente                      <input type="checkbox"/> assente</p> <p>NB: Non è stata fornita specifica stratigrafia</p>	<p><i>Presenza del canale</i></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> presente                      <input type="checkbox"/> assente</p> <p>Su <u>  1  </u> lati</p>
<p><i>Osservazioni</i></p> <p>_____</p> <p>_____</p> <p>_____</p>	<p><i>Osservazioni</i></p> <p>L'edificio presenta una forma stretta e allungata con un piano interrato e un lato contro canale. L'interrato, il cui muro esterno deve contenere la spinta dell'alveo del canale, è una grande vulnerabilità. _____</p>
<p><b><i>Pianta piano terra</i></b></p>	
 <p>Pianta piano terra_Scala 1:200      Ⓢ</p>	
<p><b><i>Elaborato grafico significativo relativo alle fondazioni (pianta, sezione, ecc.)</i></b></p>	
<p>[Elaborato non pervenuto]</p>	

### 3. Stato di conservazione: analisi dello stato di danno, dissesto, degrado

#### Stato di conservazione generale dell'edificio

1  2  3  4  5

(dove 1 è un edificio in evidente stato di degrado e 5 è un edificio in perfetto stato di conservazione)

#### Livello e tipologia di danno

- stato di conservazione dei materiali costituenti le fondazioni (legno, laterizio, pietra, c.a., ecc.)

1  2  3  4  5

- integrità dell'opera di fondazioni

1  2  3  4  5

(dove 1 è un paramento di fondazione interessato da crolli parziali o totali e 5 è un'opera perfettamente integra)

- quadro fessurativo leggibile in prospetto

1  2  3  4  5  NR

(dove 1 è assente e 5 presente in maniera chiara, leggibile e diffuso; NR= non rilevato)

#### Osservazioni

Ispezioni del 2009 hanno evidenziato dissesti nei blocchi di marmo delle fondazioni. Nel 2013 è stata rinvenuta una fessura di 2 cm tra facciata e pavimento dell'interrato connessa allo scivolamento della parete nel canale a causa dei cedimenti del terreno \_\_\_\_\_

#### Documentazione fotografica



Immagini del rilievo dello stato del dissesto scattate nel 2009

### 4. Analisi dell'intervento eseguito

#### Motivazioni dell'intervento

- Eccessivo degrado e deterioramento delle fondazioni esistenti  Incremento dei carichi in sovrastruttura (progetti di restauro arch/ strutt)
- Cedimenti indotti per variazioni delle condizioni geotecniche del suolo  Altro \_\_\_\_\_

Anno di esecuzione

2013-2014

Progetto

Ing. Baldan e arch. Vio

Ditta esecutrice

[informazione non pervenuta]

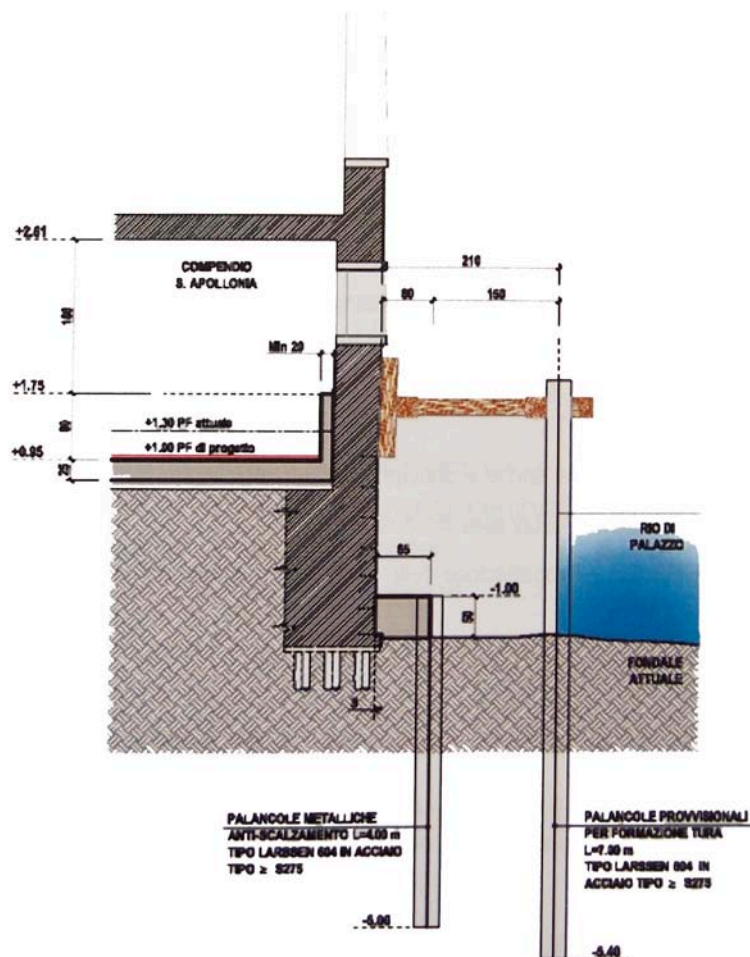
#### Tecniche d'intervento

- Cordolo in c.a.  Scuci-cuci
- Nuova palificata  Iniezioni
- Allargamento del piede fondale  Altro \_\_\_\_\_

#### Esito dell'intervento

Il nuovo cordolo ritiene la parete dal suo cinematicismo. Viene inoltre connesso tramite appositi tiranti alla soletta inferiore della vasca di depurazione delle acque realizzata contestualmente \_\_\_\_\_

*Documentazione significativa di progetto (piante, sezioni, ecc.)*



Dettaglio dell'intervento, Sezione\_Scala 1:100

**5. Considerazioni conclusive sull'intervento realizzato**

Il lavoro si è articolato in diverse fasi: prima di tutto è stato eseguito uno scavo in subacqueo per rimuovere il fango a diretto contatto con le fondazioni esistenti. In secondo luogo è stata infissa una prima serie di palancole Larsen per mettere in asciutto l'area e in seguito una seconda fila di palancole per proteggere la muratura controcanale dal moto ondoso. Infine è stato gettato il cordolo in c.a. tra la muratura esistente e la paratia con una propria palificata. La muratura in prossimità è stata ripristinata con interventi di scuci-cuci, ristilatura e iniezioni. In questo progetto è stata prevista anche una vasca in c.a per presidio alle acque alte.



## OSPEDALE S.S. GIOVANNI E PAOLO

### 1. Identificazione della costruzione

*Regione* Veneto  
*Provincia* Venezia  
*Comune* Venezia  
*Sestriere* Castello  
*Indirizzo* Castello 6777

*Proprietà* Regione Veneto  
*Denominazione del bene* Ex Padiglione Jona

*Dati catastali*  
Foglio 16 Particella 5288

#### Periodo di realizzazione

<1500     1500-1600     1600-1700     1700-1800  
 1800-1850     1850-1900     1900-1950     1950-Oggi

*Destinazione d'uso attuale* Pubblica sanitaria

*Presenza di elementi di pregio*  Sì     No

Tipologia : nessuna



CTR \_ Scala 1:1000

^N



Ortofoto\_ Scala 1:2000

^N

### 2. Analisi dello stato di fatto: rilievo geometrico e strutturale

#### Fondazioni

##### Tipologia di fondazioni

Fondazioni dirette     Fondazioni profonde     Miste

##### Osservazioni

\_\_Travi continue rovesce, con dado dello spessore di 0.5 m e altezza complessiva variabile da 1.4 m a 2.75 m; il piano d'imposta si trova a -0.2 l.m.m., ovvero circa 3 m al di sotto dello zero di progetto. \_\_\_\_\_

#### Sovrastruttura

*Numero di piani fuori terra* 7

##### Dimensioni edificio

- Area (m<sup>2</sup>) ≈1153,00
- Lato (m) 72,00x15,00
- Altezza(m) ≈30,00

#### Tipologia di terreno

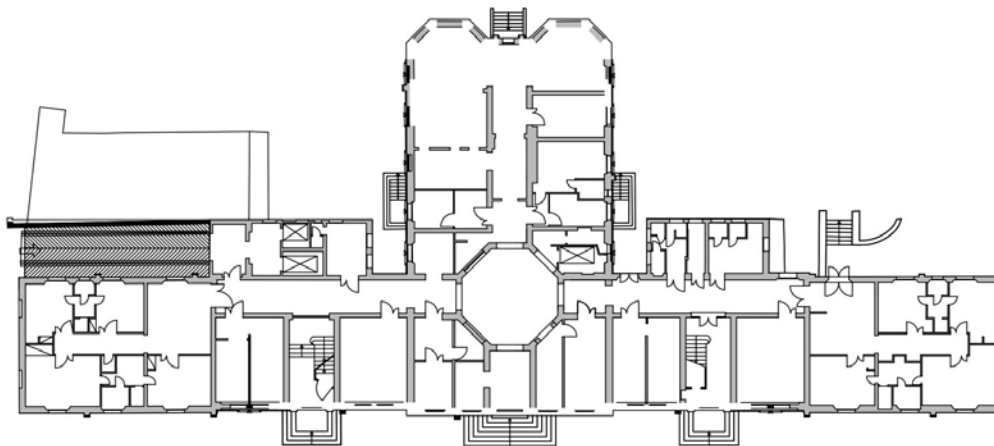
limo-argilloso con strati sabbiosi profondi     limoso con elevata presenza di componenti organiche  
 sabbioso     altro

#### Organizzazione strutturale

Muratura portante     Telaio in c.a  
 A corte con nucleo centrale

<p><b>Caranto</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> presente                      <input type="checkbox"/> assente</p> <p>Profondità -7,50 m; Spessore:1,50 m</p>	<p><b>Presenza del canale</b></p> <p><input type="checkbox"/> presente                      <input checked="" type="checkbox"/> assente</p> <p>Su _____ lati</p>
<p><b>Osservazioni</b></p> <p>Dalle prove geotecniche eseguite il sedime analizzato presenta una stratigrafia con terreni argillosi in superficie di bassa consistenza. Segue poi il caranto con migliori proprietà meccaniche e infine a prof. di circa 20 m, strati sabbiosi con superficie limosa. _____</p>	<p><b>Osservazioni</b></p> <p>Il progetto architettonico di massima prevede un ampliamento dell'edificio che sarà dotato di proprie fondazioni indipendenti. Per alcuni punti particolarmente sollecitati (vani scala) saranno previste fondazioni con palificata in c.a. _____</p>

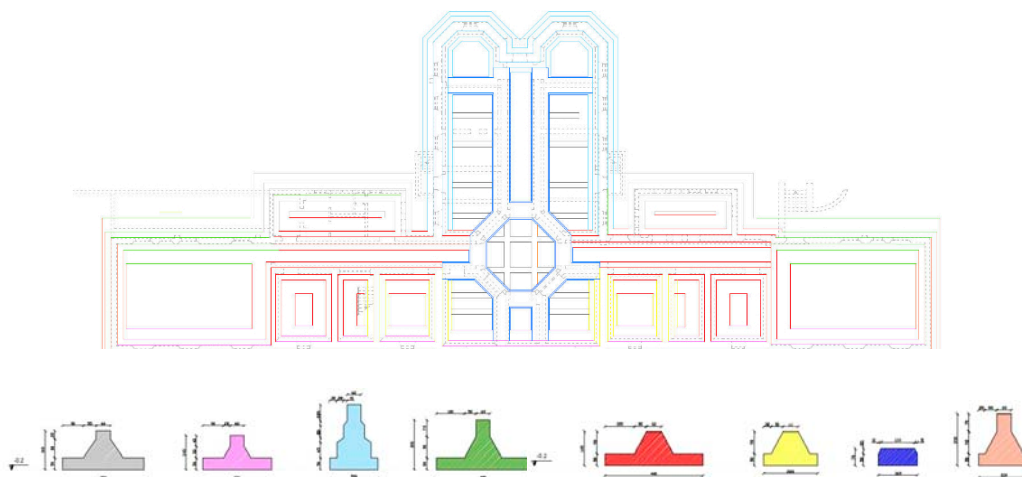
**Pianta piano terra**



Pianta piano terra\_Scala 1:500



**Elaborato grafico significativo relativo alle fondazioni (pianta, sezione, ecc.)**



Pianta delle fondazioni e tipologia delle fondazioni\_Scala 1:700



### 3. Stato di conservazione: analisi dello stato di danno, dissesto, degrado

#### Stato di conservazione generale dell'edificio

1  2  3  4  5

(dove 1 è un edificio in evidente stato di degrado e 5 è un edificio in perfetto stato di conservazione)

#### Livello e tipologia di danno

- stato di conservazione dei materiali costituenti le fondazioni (legno, laterizio, pietra, c.a., ecc.)

1  2  3  4  5

- integrità dell'opera di fondazioni

1  2  3  4  5

(dove 1 è un paramento di fondazione interessato da crolli parziali o totali e 5 è un'opera perfettamente integra)

- quadro fessurativo leggibile in prospetto

1  2  3  4  5  NR

(dove 1 è assente e 5 presente in maniera chiara, leggibile e diffuso; NR= non rilevato)

#### Osservazioni

Dai carotaggi eseguiti è stato possibile osservare che le fondazioni esistenti si trovano in un buono stato di conservazione. Il conglomerato è di buona composizione, non presenta segni di carbonatazione, è equiparabile ad un C32/40 \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

#### Documentazione fotografica



Immagini relativi ai carotaggi delle fondazioni ed ai provini ricavati

### 4. Analisi dell'intervento eseguito

#### Motivazioni dell'intervento

- Eccessivo degrado e deterioramento delle fondazioni esistenti  Incremento dei carichi in sovrastruttura (progetti di restauro arch/ strutt)
- Cedimenti indotti per variazioni delle condizioni geotecniche del suolo  Altro \_\_\_\_\_

Anno di esecuzione

2012-2014

Progetto

Studio Altieri

We.In Venice

Ditta esecutrice

Sacaim

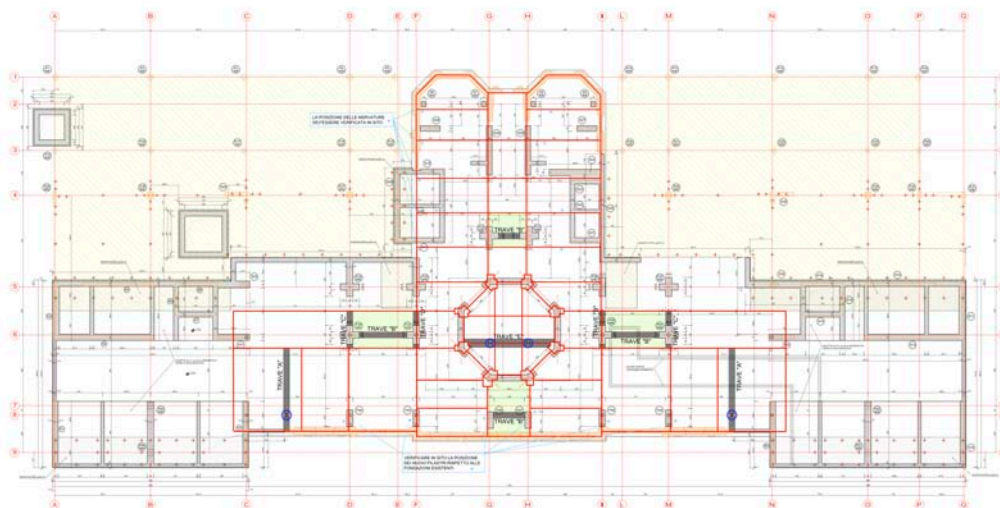
#### Tecniche d'intervento

- Cordolo in c.a.  Scuci-cuci
- Nuova palificata  Iniezioni
- Allargamento del piede fondale  Altro  
\_\_Platea di collegamento con nuova orditura di travi trasversali rispetto alle esistenti\_\_\_\_\_

#### Esito dell'intervento

\_\_Grazie al collegamento del graticcio di travi esistenti attraverso la nuova soletta in c.a. si garantisce una migliore redistribuzione delle pressioni. La nuova orditura conferisce maggiore rigidezza. \_\_\_\_\_

**Documentazione significativa di progetto (piante, sezioni, ecc.)**





Pianta delle fondazioni di progetto \_Scala 1:500

**5. Considerazioni conclusive sull'intervento realizzato**

Questo intervento rappresenta una soluzione assolutamente innovativa perché ha permesso di demolire l'edificio esistente e realizzare il nuovo padiglione mantenendo le fondazioni esistenti sulle quali impostare il nuovo telaio strutturale. Per adeguare tuttavia le fondazioni ai nuovi carichi della sovrastruttura è stato però necessario introdurre una nuova orditura di travi in c.a. connessa all'esistente. Di normale applicazione è la realizzazione di piccole solette impostate su una palificata in c.a. per sostenere carichi concentrati come quelli relativi ai vani ascensore o ai pilastri multipiano.

**SANTA CROCE 1892\***

**1. Identificazione della costruzione**

<p><i>Regione</i> Veneto <i>Provincia</i> Venezia <i>Comune</i> Venezia <i>Sestriere</i> Santa Croce <i>Indirizzo</i> Santa Croce, 1892</p>	 <p>CTR _ Scala 1:1000      ^N</p>
<p><i>Proprietà</i> Privato <i>Denominazione del bene</i> -</p>	
<p><i>Dati catastali</i> Foglio 11      Particella 1115</p>	
<p><i>Periodo di realizzazione</i></p> <p><input type="checkbox"/> &lt;1500    <input type="checkbox"/> 1500-1600    <input checked="" type="checkbox"/> 1600-1700    <input type="checkbox"/> 1700-1800 <input type="checkbox"/> 1800-1850    <input type="checkbox"/> 1850-1900    <input type="checkbox"/> 1900-1950    <input type="checkbox"/> 1950-Oggi</p>	 <p>Ortofoto_ Scala 1:2000      ^N</p>
<p><i>Destinazione d'uso attuale</i> Abitazione privata</p> <p><i>Presenza di elementi di pregio</i>    <input type="checkbox"/> Sì    <input checked="" type="checkbox"/> No <i>Tipologia</i> :-</p>	

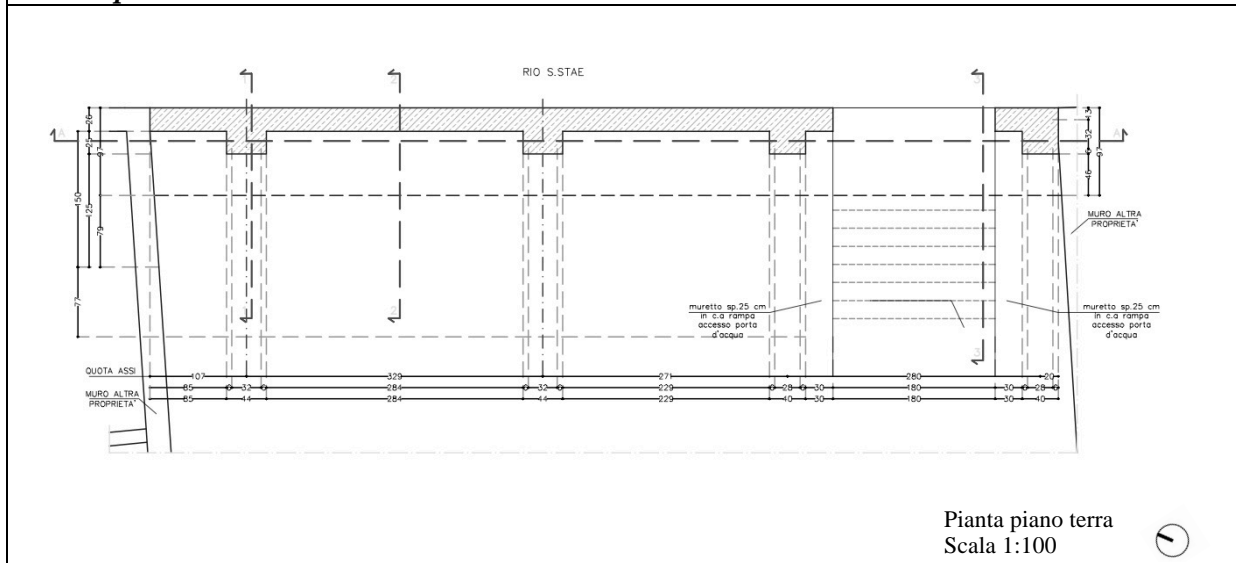
**2. Analisi dello stato di fatto: rilievo geometrico e strutturale**

<b>Fondazioni</b>	<b>Sovrastruttura</b>
<p><i>Tipologia di fondazioni</i></p> <p><input type="checkbox"/> Fondazioni dirette    <input checked="" type="checkbox"/> Fondazioni profonde    <input type="checkbox"/> Miste</p> <p><i>Osservazioni</i> L'oggetto dell'intervento è un muro di sponda lungo Rio S.Stae, che presenta fondazioni profonde su palificate lignee con doppio tavolato alla base d'imposta della parte in pietra del dado di fondazione_____</p>	<p><i>Numero di piani fuori terra</i>    1</p> <p><i>Dimensioni edificio</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Area (m<sup>2</sup>)    -</li> <li>• Lato (m)    10,10</li> <li>• Altezza(m)    4,25/5,60</li> </ul>
<p><i>Tipologia di terreno</i></p> <p><input type="checkbox"/> limo-argilloso con strati sabbiosi profondi    <input checked="" type="checkbox"/> limoso con elevata presenza di componenti organiche <input type="checkbox"/> sabbioso    <input type="checkbox"/> altro</p>	<p><i>Organizzazione strutturale</i></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Muratura portante    <input type="checkbox"/> Telaio in c.a <input type="checkbox"/> A corte con nucleo centrale</p>

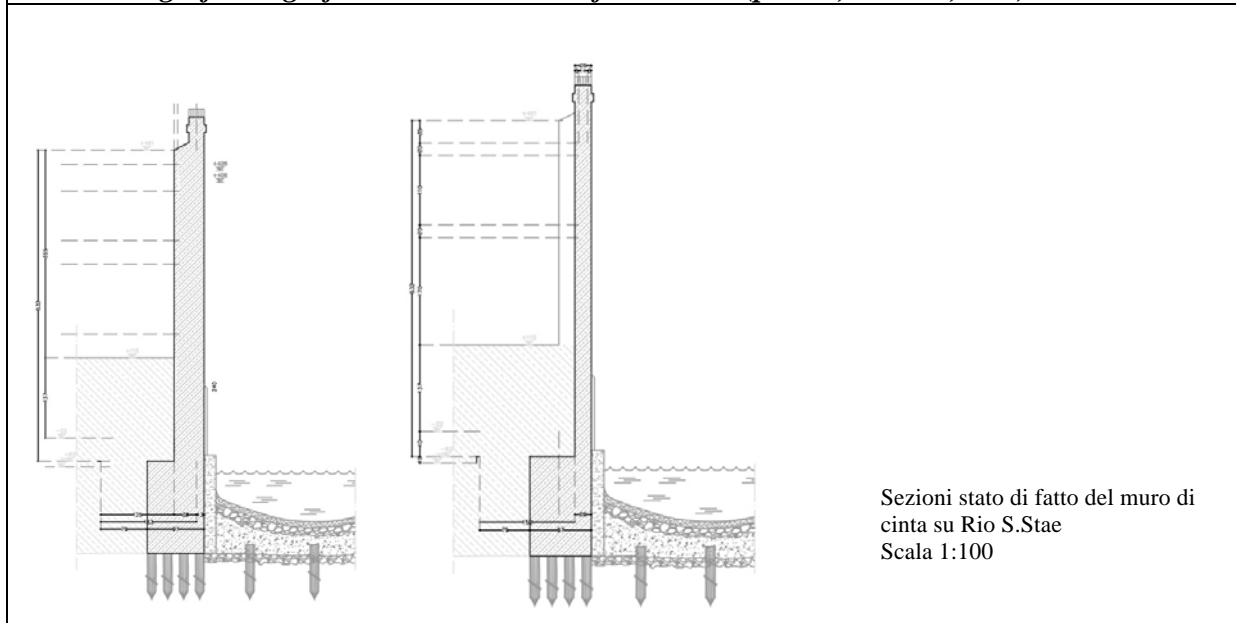
<p><i>Caranto</i></p> <p><input type="checkbox"/> presente                      <input type="checkbox"/> assente</p> <p>Profondità: Non è stata fornita specifica stratigrafia</p>	<p><i>Presenza del canale</i></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> presente                      <input type="checkbox"/> assente</p> <p>Su <u>1</u> lati</p>
--	---

<p><i>Osservazioni</i></p> <p>Pur non essendo stata fornita una specifica stratigrafia o gli esiti di prove geotecniche, è sicuramente osservabile un tipologia di terreno a componente limosa con scarsa portata (scivolamento del muro dentro il canale)_____</p>	<p><i>Osservazioni</i></p> <p>Si tralasciano le osservazioni sull'edificio principale non oggetto di specifico intervento. Si tratta di un muro in laterizio a due teste spessore 26 cm, d'altezza fuori terra di 4.25 metri ad eccezione della porta d'acqua in corrispondenza della quale risulta essere pari a 5.60 metri e da quattro pilastri in mattoni pieni distribuiti lungo tutta l'estensione del paramento murario.</p>
---	---

***Pianta piano terra***



***Elaborato grafico significativo relativo alle fondazioni (pianta, sezione, ecc.)***



### 3. Stato di conservazione: analisi dello stato di danno, dissesto, degrado

Stato di conservazione generale dell'edificio

1  2  3  4  5

(dove 1 è un edificio in evidente stato di degrado e 5 è un edificio in perfetto stato di conservazione)

Livello e tipologia di danno

- stato di conservazione dei materiali costituenti le fondazioni (legno, laterizio, pietra, c.a., ecc.)

1  2  3  4  5

- integrità dell'opera di fondazioni

1  2  3  4  5

(dove 1 è un paramento di fondazione interessato da crolli parziali o totali e 5 è un'opera perfettamente integra)

- quadro fessurativo leggibile in prospetto

1  2  3  4  5  NR

(dove 1 è assente e 5 presente in maniera chiara, leggibile e diffuso; NR= non rilevato)

Osservazioni

Il paramento è interessato da un'evidente instabilità statica determinata da un'allarmante fuori-piombo su Rio San Stae della parte superiore della muratura in mattoni verso il canale, evidenziando un elevato rischio di crollo e di danni per le unità immobiliari adiacenti e a terzi che si trovino a transitare lungo lo stesso. \_\_\_\_\_

Documentazione fotografica



Immagini relative allo stato di conservazione del muro di cinta prospiciente Rio S.Stae

### 4. Analisi dell'intervento eseguito

Motivazioni dell'intervento

Eccessivo degrado e deterioramento delle fondazioni esistenti  Incremento dei carichi in sovrastruttura (progetti di restauro arch/ strutt)

Cedimenti indotti per variazioni delle condizioni geotecniche del suolo  Altro \_\_\_\_\_

Anno di esecuzione 2012  
 Progetto Zero4Uno  
 Ditta esecutrice [informazione non pervenuta]

Tecniche d'intervento

Cordolo in c.a.  Scuci-cuci

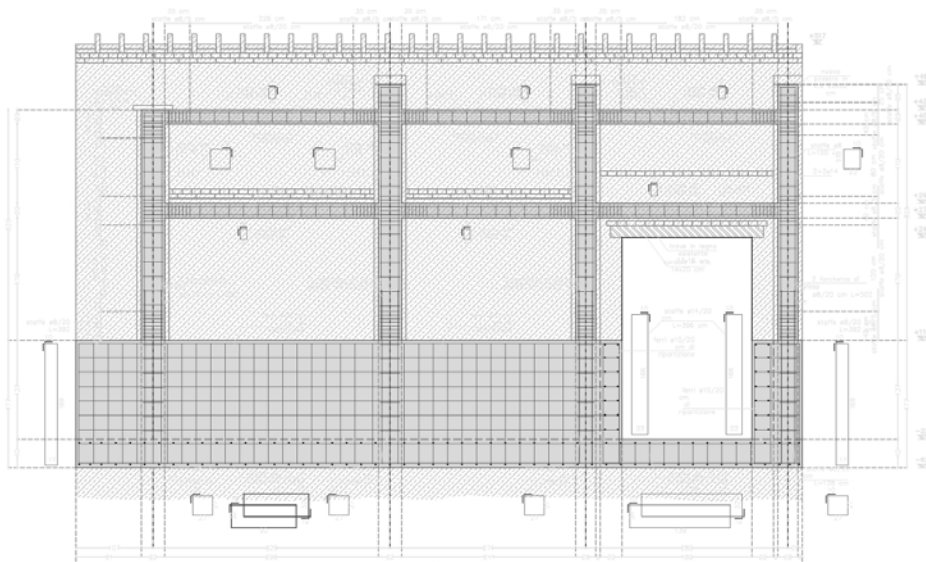
Nuova palificata  Iniezioni

Allargamento del piede fondale  Altro \_\_\_\_\_

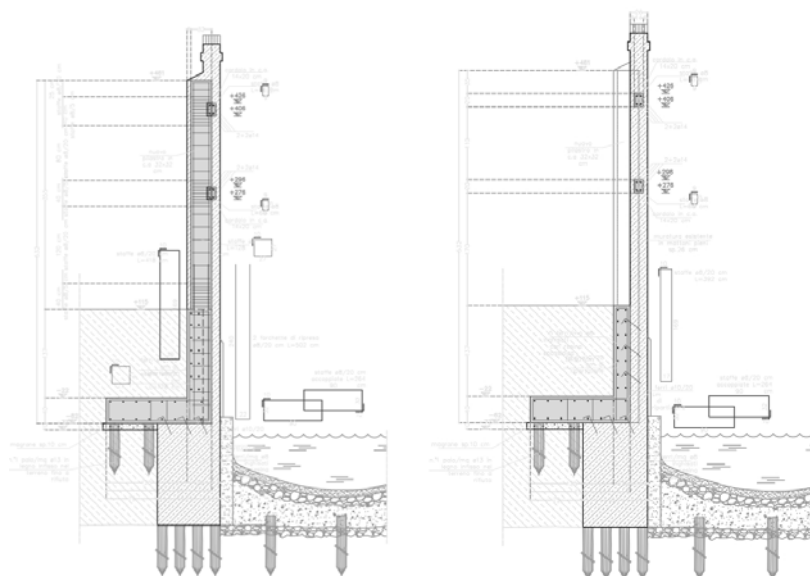
Esito dell'intervento

Ricostituzione del muro di sponda su Rio S.Stae con correzione del fuori piombo e ripristino della continuità statica del paramento in elevazione \_\_\_\_\_

**Documentazione significativa di progetto (piante, sezioni, ecc.)**



Prospetto sul rio con dettaglio del nuovo telaio in c.a. \_Scala 1:100



Sezioni stato di progetto del muro di cinta su Rio S.Stae  
Scala 1:100

**5. Considerazioni conclusive sull'intervento realizzato**



Pur trattandosi di un muro di cinta, il pericolo connesso al suo crollo dal lato del canale per la perdita di consistenza delle sue fondazioni, ha reso necessario un intervento di consolidamento contestuale della fondazione e del paramento in elevazione. Lo stato di riforma prevede la realizzazione di un telaio in calcestruzzo armato dimensionato per assorbire tutte le azioni orizzontali agenti sulla parete stessa e di una trave fondazionale continua a L, anche questa realizzata in calcestruzzo armato, poggiate su una palificazione di legno addossata alla fondazione in mattoni esistente. Va specificato che la struttura in c.a. armato non sarà visibile all'esterno perché rivestita da laterizi di tipologia e caratteristiche uguali a quelli preesistenti. \_\_\_\_\_

\* La presente schedatura rappresenta l'applicazione ad un caso limite non trattandosi di fatto di un vero e proprio edificio ma di un muro di cinta contro-canale



**PALAZZO CONTARINI CORFU' (fase II)**

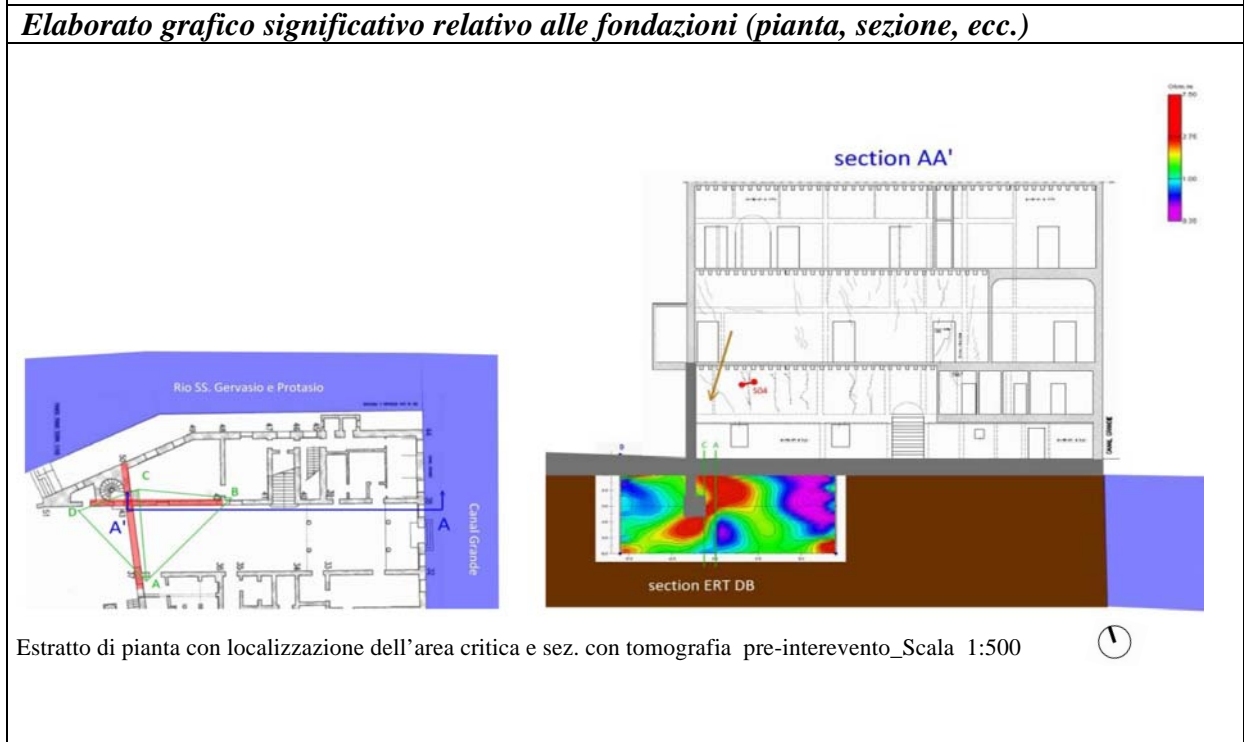
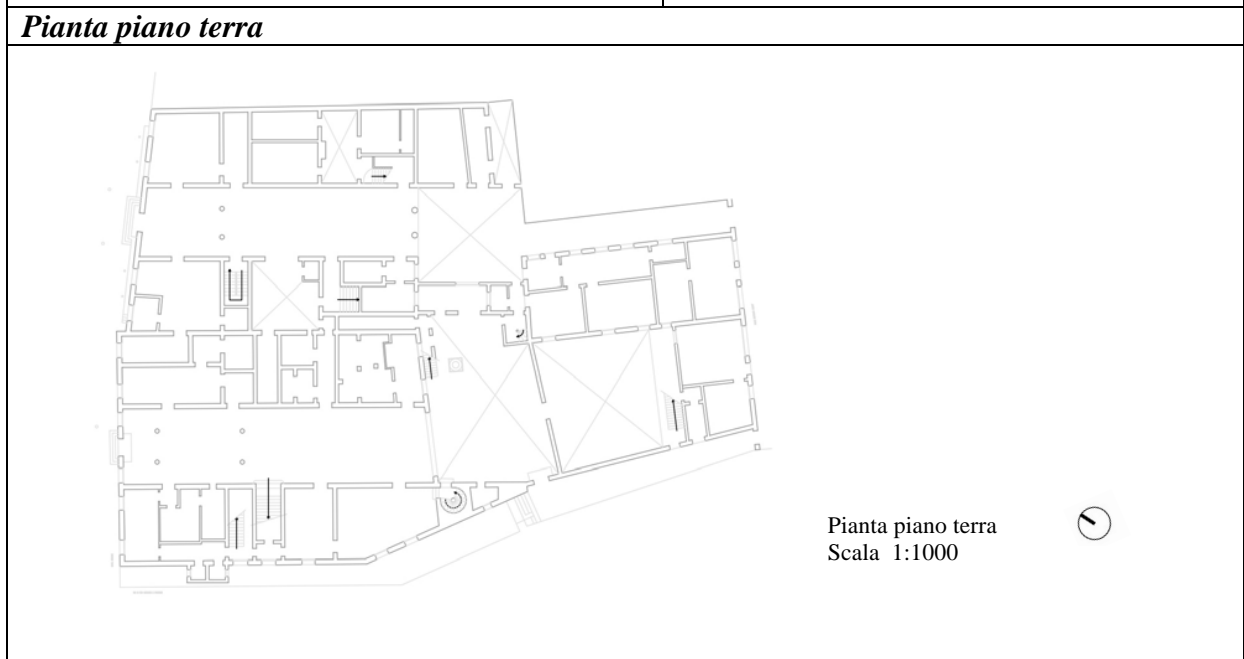
**1. Identificazione della costruzione**

<p><i>Regione</i> Veneto <i>Provincia</i> Venezia <i>Comune</i> Venezia <i>Sestriere</i> Dorsoduro <i>Indirizzo</i> Dorsoduro, 1057</p>	 <p>CTR _ Scala 1:1000 ^N</p>
<p><i>Proprietà</i> Privato <i>Denominazione del bene</i> Palazzo Contarini-Corfu'</p>	
<p><i>Dati catastali</i> Foglio 14 Particella 1941</p>	 <p>Ortofoto_ Scala 1:2000 ^N</p>
<p><i>Periodo di realizzazione</i></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> &lt;1500    <input type="checkbox"/> 1500-1600    <input type="checkbox"/> 1600-1700    <input type="checkbox"/> 1700-1800 <input type="checkbox"/> 1800-1850    <input type="checkbox"/> 1850-1900    <input type="checkbox"/> 1900-1950    <input type="checkbox"/> 1950-Oggi</p>	
<p><i>Destinazione d'uso attuale</i> Abitazione privata</p> <p><i>Presenza di elementi di pregio</i> <input checked="" type="checkbox"/> Sì    <input type="checkbox"/> No Tipologia : prospetti originali con elementi lapidei, stemmi, affreschi, ecc.</p>	

**2. Analisi dello stato di fatto: rilievo geometrico e strutturale**

Fondazioni	Sovrastruttura
<p><i>Tipologia di fondazioni</i></p> <p><input type="checkbox"/> Fondazioni dirette    <input checked="" type="checkbox"/> Fondazioni profonde    <input type="checkbox"/> Miste</p> <p><i>Osservazioni</i> _Tipica fondazione profonda appoggiata su antiche infissioni di legno e sovrastante un fasciame incrociato di appoggio agli elementi in muratura, con geometria variabile. _____</p>	<p><i>Numero di piani fuori terra</i> 3</p> <p><i>Dimensioni edificio</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Area (m<sup>2</sup>) 579,40</li> <li>• Lato (m) 30,00x20,00</li> <li>• Altezza(m) 25,47</li> </ul>
<p><i>Tipologia di terreno</i></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> limo-argilloso con strati sabbiosi profondi    <input type="checkbox"/> limoso con elevata presenza di componenti organiche <input type="checkbox"/> sabbioso    <input type="checkbox"/> altro</p>	<p><i>Organizzazione strutturale</i></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Muratura portante    <input type="checkbox"/> Telaio in c.a <input type="checkbox"/> A corte con nucleo centrale</p>

<p><i>Caranto</i></p> <p><input type="checkbox"/> presente                      <input checked="" type="checkbox"/> assente</p> <p>Profondità: _____</p>	<p><i>Presenza del canale</i></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> presente                      <input type="checkbox"/> assente</p> <p>Su <u>2</u> lati</p>
<p><i>Osservazioni</i></p> <p>La stratigrafia ha riportato la presenza di un terreno limo-sabbioso fino ai 10 metri di profondità. Successivamente si incontra uno strato sabbioso a grana fine intervallato da lenti limo-argillose e di nuovo dai 13,60 m in poi lenti sabbiose. _____</p>	<p><i>Osservazioni</i></p> <p>Edificio di dimensioni ingenti; il lato sul canal Grande è già stato consolidato (cfr sched. n°15), mentre la fondazione interessata da cedimenti critici corrisponde ad un muro interno di spina particolarmente sollecitato _____</p>



### 3. Stato di conservazione: analisi dello stato di danno, dissesto, degrado

Stato di conservazione generale dell'edificio

1  2  3  4  5

(dove 1 è un edificio in evidente stato di degrado e 5 è un edificio in perfetto stato di conservazione)

Livello e tipologia di danno

- stato di conservazione dei materiali costituenti le fondazioni (legno, laterizio, pietra, c.a., ecc.)

1  2  3  4  5

- integrità dell'opera di fondazioni

1  2  3  4  5

(dove 1 è un paramento di fondazione interessato da crolli parziali o totali e 5 è un'opera perfettamente integra)

- quadro fessurativo leggibile in prospetto

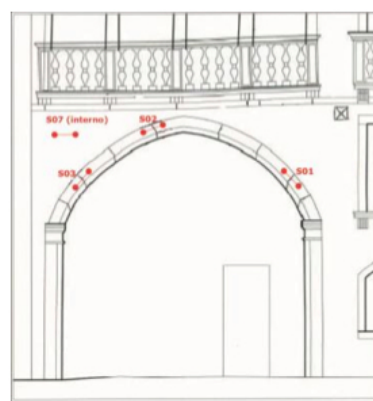
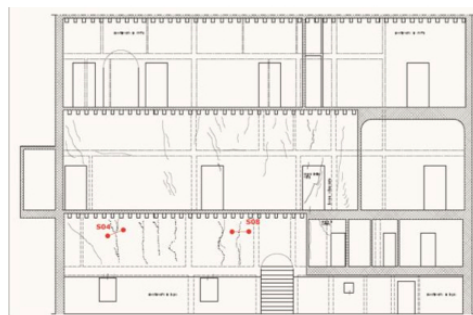
1  2  3  4  5  NR

(dove 1 è assente e 5 presente in maniera chiara, leggibile e diffuso; NR= non rilevato)

Osservazioni

La tipologia del dissesto è identificabile in un cedimento differenziale rivolto all'incrocio strutturale di murature piene in luogo dell'angolo tra Canal Grande e Rio SS Gervasio e Protasio\_\_\_\_\_

Documentazione fotografica



Immagini relative al quadro fessurativo dell'edificio e al posizionamento degli estensimetri

### 4. Analisi dell'intervento eseguito

Motivazioni dell'intervento

- |   |   |
|---|---|
| <input checked="" type="checkbox"/> Eccessivo degrado e deterioramento delle fondazioni esistenti           | <input type="checkbox"/> Incremento dei carichi in sovrastruttura (progetti di restauro arch/ strutt) |
| <input checked="" type="checkbox"/> Cedimenti indotti per variazioni delle condizioni geotecniche del suolo | <input type="checkbox"/> Altro _____  |

Anno di esecuzione 2011  
Progetto Geosec Srl  
Ditta esecutrice Geosec Srl

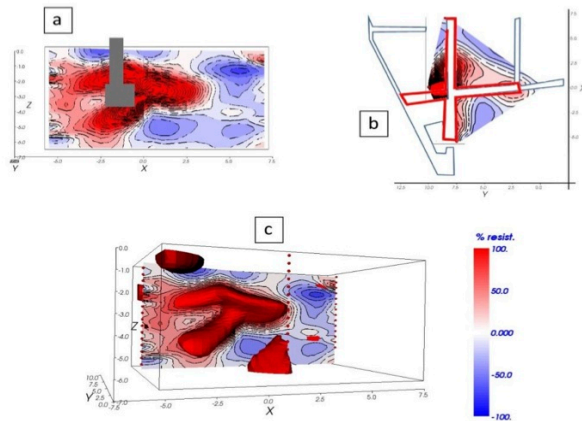
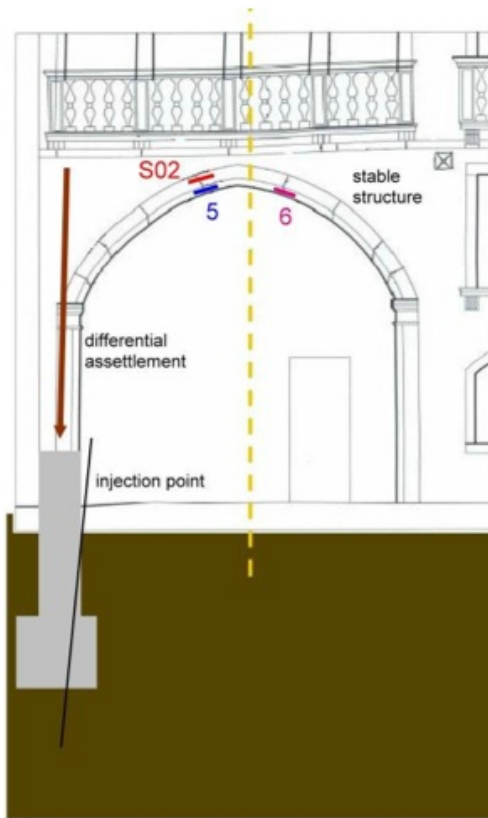
Tecniche d'intervento

- |   |  |
|---|--|
| <input type="checkbox"/> Cordolo in c.a.                | <input type="checkbox"/> Scuci-cuci  |
| <input type="checkbox"/> Nuova palificata               | <input type="checkbox"/> Iniezioni   |
| <input type="checkbox"/> Allargamento del piede fondale | <input checked="" type="checkbox"/> Altro Iniezioni di consolidamento del terreno con resine poliuretaniche espandenti |

Esito dell'intervento

Tramite apposite iniezioni di resina attraverso forometrie ricavate nelle fondazioni, si contrasta il cedimento differenziale e si risolve in parte la struttura\_\_\_\_\_

**Documentazione significativa di progetto (piante, sezioni, ecc.)**




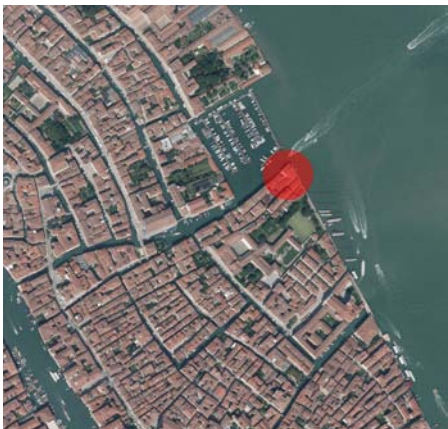
Dettaglio dell'intervento, \_Scala 1:100  
A destra volumi di incremento percentuale di resistività visualizzato attraverso tomografie soniche post-intervento

**5. Considerazioni conclusive sull'intervento realizzato**

L'intervento punta a risarcire uno stato tensionale nel terreno non adeguato a supportare il carico della sovrastruttura, attraverso una compattazione ottenuta dall'espansione delle resine iniettate. In questo caso il quadro fessurativo suggeriva la presenza di un cedimento differenziale tra due murature convergenti, connesso probabilmente ad uno stato di conservazione diverso delle fondazioni o alla presenza di uno stato tensionale differenziale del terreno. L'iniezione mira a ristabilire un equilibrio tra le parti senza scavi eccessivi con una soluzione localizzata. Sono state eseguite tomografie post-intervento per controllarne l'efficacia. \_\_\_\_\_

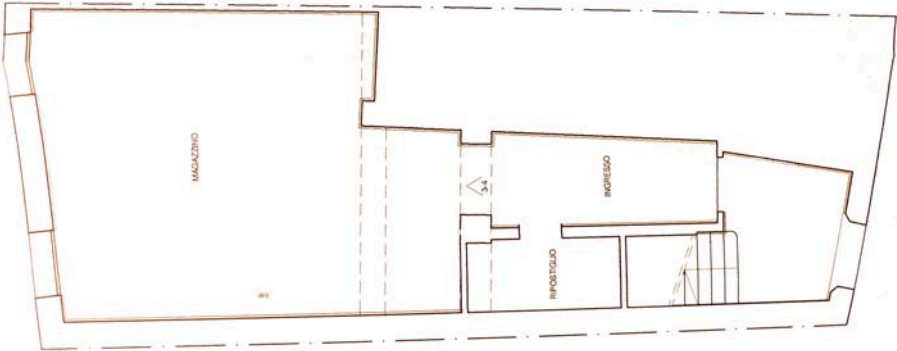
**CANNAREGGIO 5011-5012**

**1. Identificazione della costruzione**

<p><i>Regione</i> Veneto <i>Provincia</i> Venezia <i>Comune</i> Venezia <i>Sestriere</i> Cannareggio <i>Indirizzo</i> Cannareggio, 5011-5012</p>	 <p>CTR _ Scala 1:1000      ^N</p>
<p><i>Proprietà</i> Privato <i>Denominazione del bene</i> -</p>	
<p><i>Dati catastali</i> Foglio 12      Particella 3200</p>	
<p><i>Periodo di realizzazione</i></p> <p> <input type="checkbox"/> &lt;1500    <input type="checkbox"/> 1500-1600    <input checked="" type="checkbox"/> 1600-1700    <input type="checkbox"/> 1700-1800  <input type="checkbox"/> 1800-1850    <input type="checkbox"/> 1850-1900    <input type="checkbox"/> 1900-1950    <input type="checkbox"/> 1950-Oggi         </p>	 <p>Ortofoto_ Scala 1:2000      ^N</p>
<p><i>Destinazione d'uso attuale</i> Abitazione privata</p> <p><i>Presenza di elementi di pregio</i>    <input checked="" type="checkbox"/> Sì    <input type="checkbox"/> No  <i>Tipologia</i> : prospetti originali con elementi lapidei</p>	

**2. Analisi dello stato di fatto: rilievo geometrico e strutturale**

<b>Fondazioni</b>	<b>Sovrastruttura</b>
<p><i>Tipologia di fondazioni</i></p> <p> <input type="checkbox"/> Fondazioni dirette    <input type="checkbox"/> Fondazioni profonde    <input checked="" type="checkbox"/> Miste         </p> <p><i>Osservazioni</i>            __Le fondazioni sono costituite da palificate lignee di costipamento al di sotto della muratura sul lato del canale mentre sono superficiali in pietra al di sotto dei muri di spina interni._____</p>	<p><i>Numero di piani fuori terra</i>    3</p> <p><i>Dimensioni edificio</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Area (m<sup>2</sup>)      ≈80,00</li> <li>• Lato (m)      ≈18,00x4,00</li> <li>• Altezza(m)      15,15</li> </ul>
<p><i>Tipologia di terreno</i></p> <p> <input type="checkbox"/> limo-argilloso con strati sabbiosi profondi    <input checked="" type="checkbox"/> limoso con elevata presenza di componenti organiche  <input type="checkbox"/> sabbioso    <input type="checkbox"/> altro         </p>	<p><i>Organizzazione strutturale</i></p> <p> <input checked="" type="checkbox"/> Muratura portante    <input type="checkbox"/> Telaio in c.a.  <input type="checkbox"/> A corte con nucleo centrale         </p>

<p><i>Caranto</i></p> <p><input type="checkbox"/> presente                      <input type="checkbox"/> assente</p> <p>NB: Non è stata fornita specifica stratigrafia</p>	<p><i>Presenza del canale</i></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> presente                      <input type="checkbox"/> assente</p> <p>Su <u>  1  </u> lati</p>
<p><i>Osservazioni</i></p> <p>_____</p> <p>_____</p> <p>_____</p>	<p><i>Osservazioni</i></p> <p>L'edificio è di dimensioni ridotte sia in pianta che in alzata e presenta una struttura che grava fortemente sulle murature perimetrali, di cui una si affaccia direttamente sul canale; ciò risulta discriminante per il suo stato di conservazione _____</p>
<p><b><i>Pianta piano terra</i></b></p>	
<div style="text-align: center;">  </div> <p style="text-align: center;">Pianta piano terra_Scala 1:200      Ⓢ</p>	
<p><b><i>Elaborato grafico significativo relativo alle fondazioni (pianta, sezione, ecc.)</i></b></p>	
<p style="text-align: center;">[Elaborato non pervenuto]</p>	

### 3. Stato di conservazione: analisi dello stato di danno, dissesto, degrado

Stato di conservazione generale dell'edificio

1  2  3  4  5

(dove 1 è un edificio in evidente stato di degrado e 5 è un edificio in perfetto stato di conservazione)

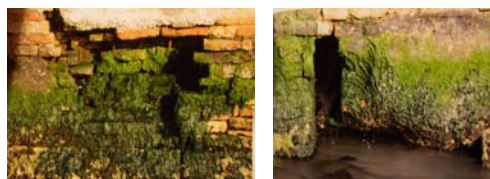
Livello e tipologia di danno

- stato di conservazione dei materiali costituenti le fondazioni (legno, laterizio, pietra, c.a., ecc.)  
 1  2  3  4  5
- integrità dell'opera di fondazioni  
 1  2  3  4  5  
(dove 1 è un paramento di fondazione interessato da crolli parziali o totali e 5 è un'opera perfettamente integra)
- quadro fessurativo leggibile in prospetto  
 1  2  3  4  5  NR  
(dove 1 è assente e 5 presente in maniera chiara, leggibile e diffuso; NR= non rilevato)

Osservazioni

Lo stabile in analisi è stato oggetto di un moto ondoso aggressivo, che si è esplicato in fenomeni di risalita capillare e erosione. Sono ben leggibili fessurazioni e vuoti connessi ai movimenti delle murature perimetrali \_\_\_\_\_

Documentazione fotografica



Prospetto oggetto di intervento e dettagli dei cedimenti delle fondazioni

### 4. Analisi dell'intervento eseguito

Motivazioni dell'intervento

- Eccessivo degrado e deterioramento delle fondazioni esistenti  Incremento dei carichi in sovrastruttura (progetti di restauro arch/ strutt)
- Cedimenti indotti per variazioni delle condizioni geotecniche del suolo  Altro \_\_\_\_\_

Anno di esecuzione

2010

Progetto

Ing. Francesco Steffinlongo

Ditta esecutrice

Frison costruzioni

Tecniche d'intervento

- Cordolo in c.a.  Scuci-cuci
- Nuova palificata  Iniezioni
- Allargamento del piede fondale  Altro \_\_\_\_\_

Esito dell'intervento

Protezione del muro controcanale tramite la realizzazione di un cordolo semplicemente appoggiato con sua propria palificata con l'obiettivo di contenere le spinte per slittamento del paramento e proteggerlo dal moto ondoso \_\_\_\_\_

**Documentazione significativa di progetto (piante, sezioni, ecc.)**



Prospetto con indicazione area d'intervento\_Scala 1:200  
Dettaglio dell'intervento\_Scala 1:200

**5. Considerazioni conclusive sull'intervento realizzato**

Per procedere con la realizzazione del getto in c.a affiancato alla fondazione originaria è stato preventivamente necessario isolare l'area di scavo con l'utilizzo di palancole Larseen per mettere l'area di intervento a secco. L'edificio al momento restauro si trovava in evidente stato di degrado ed è stato necessario intervenire in maniera tempestiva per creare una protezione all'attacco del moto ondoso conferendo allo stesso tempo carattere permanente alla soluzione attraverso la progettazione di una palificata di micropali in c.a. trivellati. \_\_\_\_\_



\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_



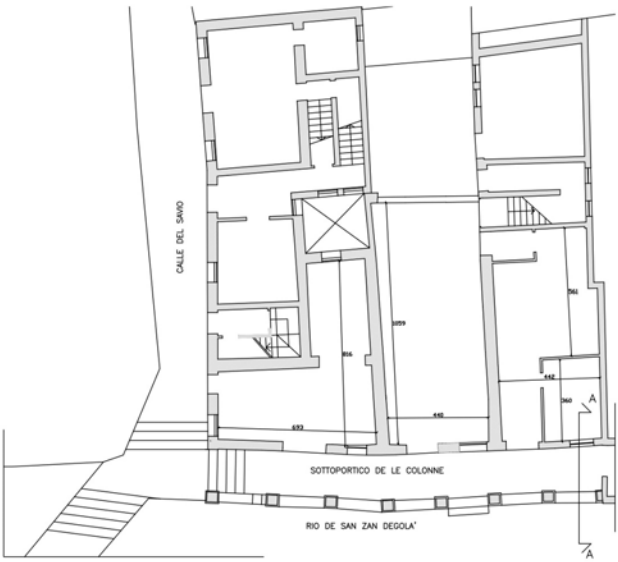

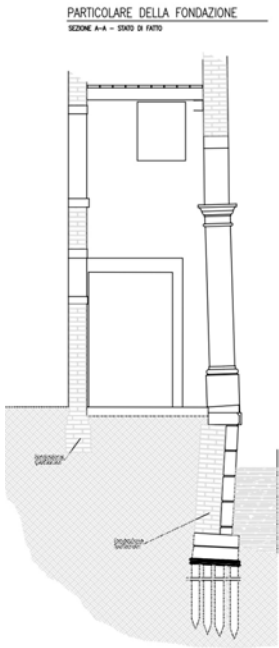
**PALAZZI DEL SAVIO/ COLONNE**

**1. Identificazione della costruzione**

<p><i>Regione</i> Veneto <i>Provincia</i> Venezia <i>Comune</i> Venezia <i>Sestriere</i> Santa Croce <i>Indirizzo</i> Santa Croce 1377-1381 Santa Croce 1382- 1383</p>	 <p>CTR_ Scala 1:1000      ^N</p>
<p><i>Proprietà</i> Privata <i>Denominazione del bene</i> Palazzi del Savio</p>	
<p><i>Dati catastali</i> Foglio 11      Particella 1578</p>	
<p><i>Periodo di realizzazione</i></p> <p><input type="checkbox"/> &lt;1500    <input type="checkbox"/> 1500-1600    <input type="checkbox"/> 1600-1700    <input checked="" type="checkbox"/> 1700-1800 <input type="checkbox"/> 1800-1850    <input type="checkbox"/> 1850-1900    <input type="checkbox"/> 1900-1950    <input type="checkbox"/> 1950-Oggi</p>	 <p>Ortofoto_ Scala 1:2000      ^N</p>
<p><i>Destinazione d'uso attuale</i>      Abitazione privata</p> <p><i>Presenza di elementi di pregio</i>    <input checked="" type="checkbox"/> Sì    <input type="checkbox"/> No Tipologia : prospetti con decorazioni lapidee originarie</p>	

**2. Analisi dello stato di fatto: rilievo geometrico e strutturale**

<b>Fondazioni</b>	<b>Sovrastruttura</b>
<p><i>Tipologia di fondazioni</i></p> <p><input type="checkbox"/> Fondazioni dirette    <input type="checkbox"/> Fondazioni profonde    <input checked="" type="checkbox"/> Miste</p> <p><i>Osservazioni</i> Le fondazioni sono profonde per entrambi gli edifici su palificate lignee al di sotto dei lati su canale mentre superficiali dirette in laterizio e pietra per le murature interne_____</p>	<p><i>Numero di piani fuori terra</i>      5</p> <p><i>Dimensioni edificio</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Area (m<sup>2</sup>)      312,24</li> <li>• Lato (m)      8,90x9,38</li> <li>• Altezza(m)      16,85</li> </ul>
<p><i>Tipologia di terreno</i></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> limo-argilloso con strati sabbiosi profondi    <input type="checkbox"/> limoso con elevata presenza di componenti organiche <input type="checkbox"/> sabbioso      <input type="checkbox"/> altro</p>	<p><i>Organizzazione strutturale</i></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Muratura portante    <input type="checkbox"/> Telaio in c.a <input type="checkbox"/> A corte con nucleo centrale</p>

<p><i>Caranto</i></p> <p><input type="checkbox"/> presente                      <input checked="" type="checkbox"/> assente</p> <p>Profondità: _____</p>	<p><i>Presenza del canale</i></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> presente                      <input type="checkbox"/> assente</p> <p>Su <u>2</u> lati</p>
<p><i>Osservazioni</i></p> <p>La stratigrafia ha riportato la presenza di un terreno di riporto limo-sabbioso moderatamente addensato fino ad una profondità di 2 metri. Successivamente uno strato di terreno limo-argilloso poco consistente fino a 7 metri ed infine terreno sabbioso-limoso moderatamente addensato fino a 15,00 m. La stratigrafia è stata ricavata da sondaggio eseguito per edificio limitrofo _____</p>	<p><i>Osservazioni</i></p> <p>Il primo edificio, Condominio del Savio ha strutture portanti verticali in muratura, solai lignei, copertura a falde con struttura lignea e manto di copertura in coppi. Il secondo edificio, ha strutture portanti verticali in muratura, solai lignei, copertura a falde con struttura lignea e manto di copertura in coppi.</p>
<p><b><i>Pianta piano terra</i></b></p>	
<div style="display: flex; align-items: center;">  <div style="margin-left: 20px;"> <p>Pianta piano terra_Scala 1:200</p>  </div> </div>	
<p><b><i>Elaborato grafico significativo relativo alle fondazioni (pianta, sezione, ecc.)</i></b></p>	
<div style="display: flex; align-items: center;">  <div style="margin-left: 20px;"> <p>Sezione del muro di sponda con dettaglio della fondazione sul lato del Rio di San Zan Degolà_Scala 1: 100</p> </div> </div>	

### 3. Stato di conservazione: analisi dello stato di danno, dissesto, degrado

*Stato di conservazione generale dell'edificio*

1  2  3  4  5

(dove 1 è un edificio in evidente stato di degrado e 5 è un edificio in perfetto stato di conservazione)

*Livello e tipologia di danno*

- stato di conservazione dei materiali costituenti le fondazioni (legno, laterizio, pietra, c.a., ecc.)  
 1  2  3  4  5
- integrità dell'opera di fondazioni  
 1  2  3  4  5  
(dove 1 è un paramento di fondazione interessato da crolli parziali o totali e 5 è un'opera perfettamente integra)
- quadro fessurativo leggibile in prospetto  
 1  2  3  4  5  NR  
(dove 1 è assente e 5 presente in maniera chiara, leggibile e diffuso; NR= non rilevato)

*Osservazioni*

Rilevata la presenza di numerose fessurazioni (molte delle quali passanti e particolarmente vistose), davanzali ed architravi in pietra fratturati, ampie porzioni d'intonaco distaccate o in via di distacco, evidenti fuori verticalità delle colonne lapidee prospicienti il rio. Dalle verifiche eseguite sul quadro fessurativo e tramite livellazione delle pavimentazioni di alcuni solai, è emerso che le murature portanti hanno subito nel corso dei secoli evidenti cedimenti differenziali che raggiungono gli 8 cm.

*Documentazione fotografica*



Immagini relative allo stato dell'edificio pre-intervento e delle fasi esecutive della sottofondazione

### 4. Analisi dell'intervento eseguito

*Motivazioni dell'intervento*

Eccessivo degrado e deterioramento delle fondazioni esistenti  Incremento dei carichi in sovrastruttura (progetti di restauro arch/ strutt)

Cedimenti indotti per variazioni delle condizioni geotecniche del suolo  Altro \_\_\_\_\_

*Tecniche d'intervento*

Cordolo in c.a.  Scuci-cuci

Nuova palificata  Iniezioni

Allargamento del piede fondale  Altro \_\_\_\_\_

*Anno di esecuzione* 2006-2008

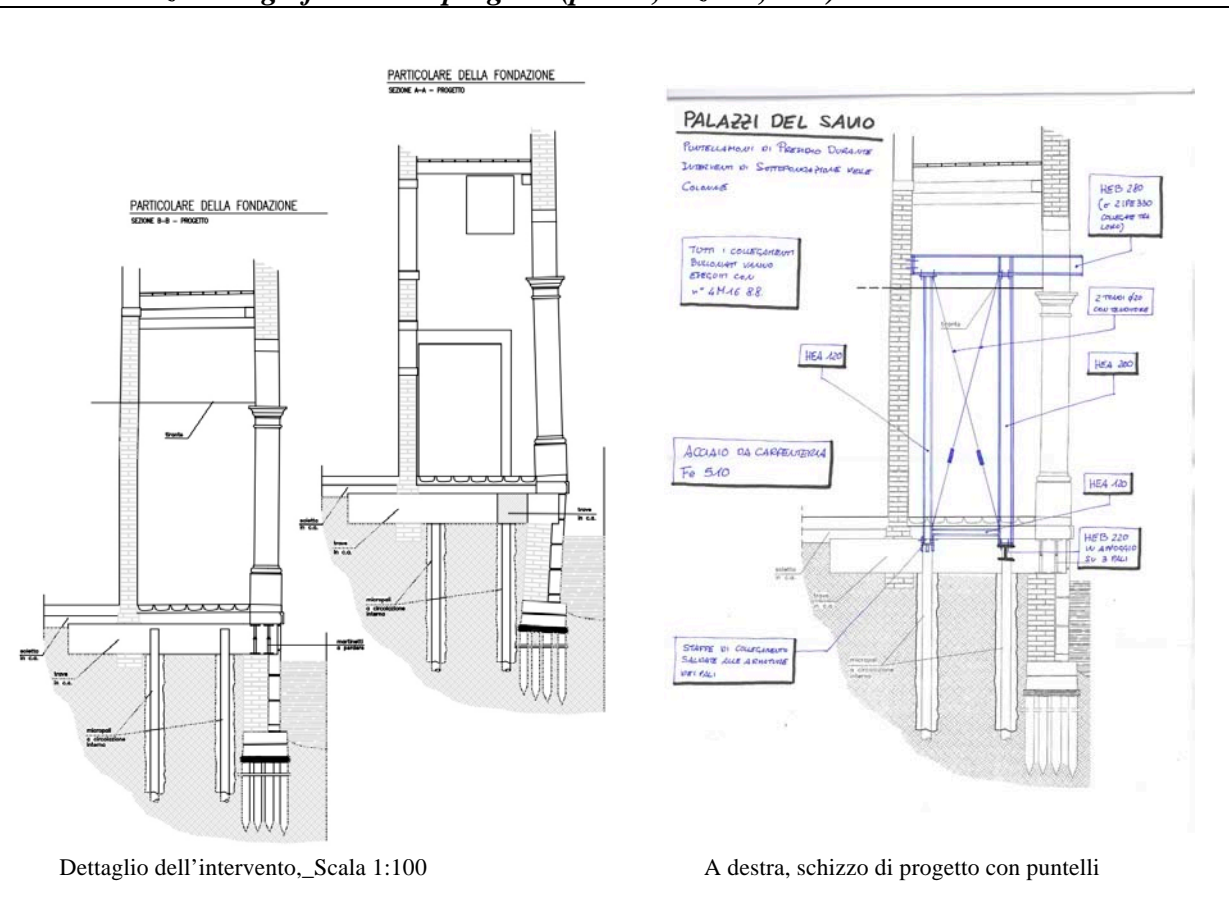
*Progetto* Ing. Franco Pianon  
Ing. Alessandro Zamara

*Ditta esecutrice* Ancillotto Geom. Renato

*Esito dell'intervento*

L'intervento ha permesso di bloccare l'avanzamento dei cedimenti in corrispondenza del portico dal lato del rio di San Zan Degolà e ricucire i danni provocati dall'affondamento \_\_\_\_\_

## Documentazione significativa di progetto (pianche, sezioni, ecc.)



### 5. Considerazioni conclusive sull'intervento realizzato

Gli interventi di progetto sono stati finalizzati al consolidamento fondazionale del colonnato per impedire eventuali ulteriori movimenti dell'esile struttura prospiciente il rio. Tali interventi possono essere così elencati: 1) verifica ed eventuale sostituzione/integrazione dei tiranti metallici; 2) realizzazione di micropali di fondazione a circolazione d'acqua interna posti in prossimità, ma esterni, alle fondazioni del colonnato e al muro del portico; 3) realizzazione di travi in c.a. di collegamento delle teste dei travi ed inserite, con l'utilizzo di martinetti a perdere e/o con l'ausilio di puntellazioni di presidio, sotto il basamento delle colonne; tali elementi, ancorati ai basamenti stessi, ne impediranno anche la traslazione orizzontale trovando contrasto nella soletta di cui al punto successivo; 4) realizzazione di una soletta in c.a., all'interno dei magazzini e dell'androne del piano terra, collegata tramite cordoli passanti o connettori in acciaio inox alle murature di spina, con funzione di ancoraggio e tirantatura delle travi in c.a. sopradescritte e quindi delle basi delle colonne; la soletta fungerà anche da piano di posa per la successiva ripavimentazione; 5) realizzazione di un consolidamento fondazionale, tramite paletti di costipamento in legno e soletta superiore in c.a. (normale proseguimento di quella del punto precedente), della seconda muratura parallela al rio del primo palazzo (la prima è quella del portico); 6) verifica ed eventuale cucitura di lesioni su elementi lapidei tramite barre in acciaio inox inghisate con resina epossidica e successiva stuccatura a base di resine e polvere di marmo; 7) rimozione dei tamponamenti provvisori del colonnato.

Le perturbazioni connesse alle lavorazioni hanno provocato delle fessurazioni risarcite tramite iniezioni con malte additivate o mediante la tradizionale tecnica dello scuci-cuci.

## PUNTA DELLA DOGANA

### 1. Identificazione della costruzione

*Regione* Veneto  
*Provincia* Venezia  
*Comune* Venezia  
*Sestriere* Dorsoduro  
*Indirizzo* Dorsoduro, 2

*Proprietà* Fond. François Pinault  
*Denominazione del bene* Museo Punta della Dogana

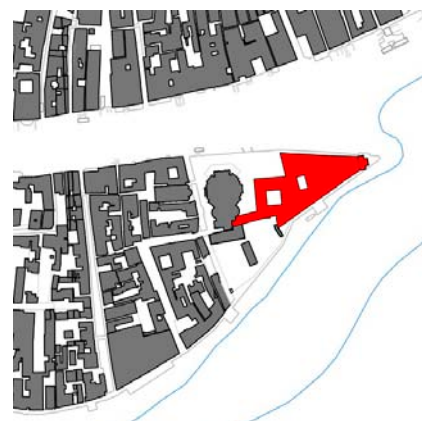
*Dati catastali*  
Foglio 14 Particella 2513

#### Periodo di realizzazione

<1500  1500-1600  1600-1700  1700-1800  
 1800-1850  1850-1900  1900-1950  1950-Oggi

*Destinazione d'uso attuale* Pubblica museale

*Presenza di elementi di pregio*  Sì  No  
*Tipologia* : parti di capriate lignee e murature originarie



CTR \_ Scala 1:1000

^N



Ortofoto\_ Scala 1:2000

^N

### 2. Analisi dello stato di fatto: rilievo geometrico e strutturale

#### Fondazioni

##### Tipologia di fondazioni

Fondazioni dirette  Fondazioni profonde  Miste

##### Osservazioni

\_\_Le fondazioni sono costituite da murature in mattoni e pietra lavorata, con leganti di calce; hanno appoggio diretto sul terreno, su un robusto assito ligneo e sulle fondazioni di una preesistente torre, con piano d'imposta variabile da min. -0,69 m a max. -2,84 m dal piano di calpestio.\_\_\_\_\_

#### Sovrastruttura

*Numero di piani fuori terra* 2

##### Dimensioni edificio

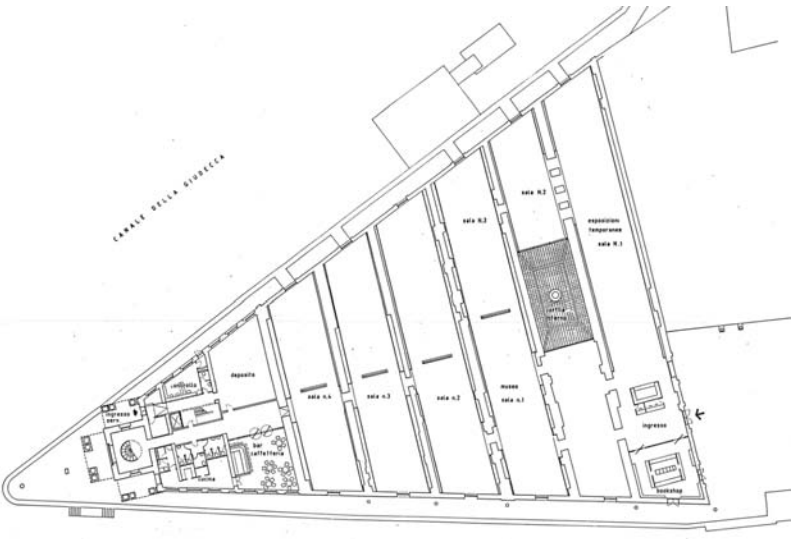
- Area (m<sup>2</sup>) 455,00
- Lato (m) 75,00x16,00
- Altezza(m) 10,94

##### Tipologia di terreno

limo-argilloso con strati sabbiosi profondi  limoso con elevata presenza di componenti organiche  
 sabbioso  altro

##### Organizzazione strutturale

Muratura portante  Telaio in c.a.  
 A corte con nucleo centrale

<p><i>Caranto</i></p> <p><input type="checkbox"/> presente      <input checked="" type="checkbox"/> assente</p> <p>Profondità _____</p>	<p><i>Presenza del canale</i></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> presente      <input type="checkbox"/> assente</p> <p>Su <u>2</u> lati</p>
<p><i>Osservazioni</i></p> <p>Nelle carote verticali esplorate, il tetto dello strato sabbioso si incontra ad una quota variabile tra -6,00 e -9,30 m s.l.m. La compattezza dello strato sabbioso è relativamente bassa fino a -8,50 m e cresce verso la parte inferiore dello strato. _____</p>	<p><i>Osservazioni</i></p> <p>Lo spessore dei muri portanti è compreso tra 0,5 e 2,0m; Le murature delle facciate sono scarsamente connesse a quelle trasversali, con spessore compreso tra 0,50 e 0,70 m incluso il rivestimento. _____</p>
<p><b><i>Pianta piano terra</i></b></p>	
 <p>Pianta piano terra_Scala 1:600</p>	
<p><b><i>Elaborato grafico significativo relativo alle fondazioni (pianta, sezione, ecc.)</i></b></p>	
<p>[Elaborato non pervenuto]</p>	

### 3. Stato di conservazione: analisi dello stato di danno, dissesto, degrado

Stato di conservazione generale dell'edificio

1  2  3  4  5

(dove 1 è un edificio in evidente stato di degrado e 5 è un edificio in perfetto stato di conservazione)

Livello e tipologia di danno

- stato di conservazione dei materiali costituenti le fondazioni (legno, laterizio, pietra, c.a., ecc.)

1  2  3  4  5

- integrità dell'opera di fondazioni

1  2  3  4  5

(dove 1 è un paramento di fondazione interessato da crolli parziali o totali e 5 è un'opera perfettamente integra)

- quadro fessurativo leggibile in prospetto

1  2  3  4  5  NR

(dove 1 è assente e 5 presente in maniera chiara, leggibile e diffuso; NR= non rilevato)

Osservazioni

A seguito di un intervento di consolidamento della fondamenta sul Canal Grande, si è originato un fenomeno di sifonamento del sedime dell'area analizzata che ha provocato importanti cedimenti dei muri perimetrali di fondazione dell'edificio con loro rotazione rigida verso l'esterno. \_\_\_\_\_

Documentazione fotografica



Immagini relativi ai carotaggi eseguiti sulle fondazioni ed ai provini ricavati

### 4. Analisi dell'intervento eseguito

Motivazioni dell'intervento

- |   |   |
|---|---|
| <input type="checkbox"/> Eccessivo degrado e deterioramento delle fondazioni esistenti                      | <input type="checkbox"/> Incremento dei carichi in sovrastruttura (progetti di restauro arch/ strutt) |
| <input checked="" type="checkbox"/> Cedimenti indotti per variazioni delle condizioni geotecniche del suolo | <input type="checkbox"/> Altro _____  |

Tecniche d'intervento

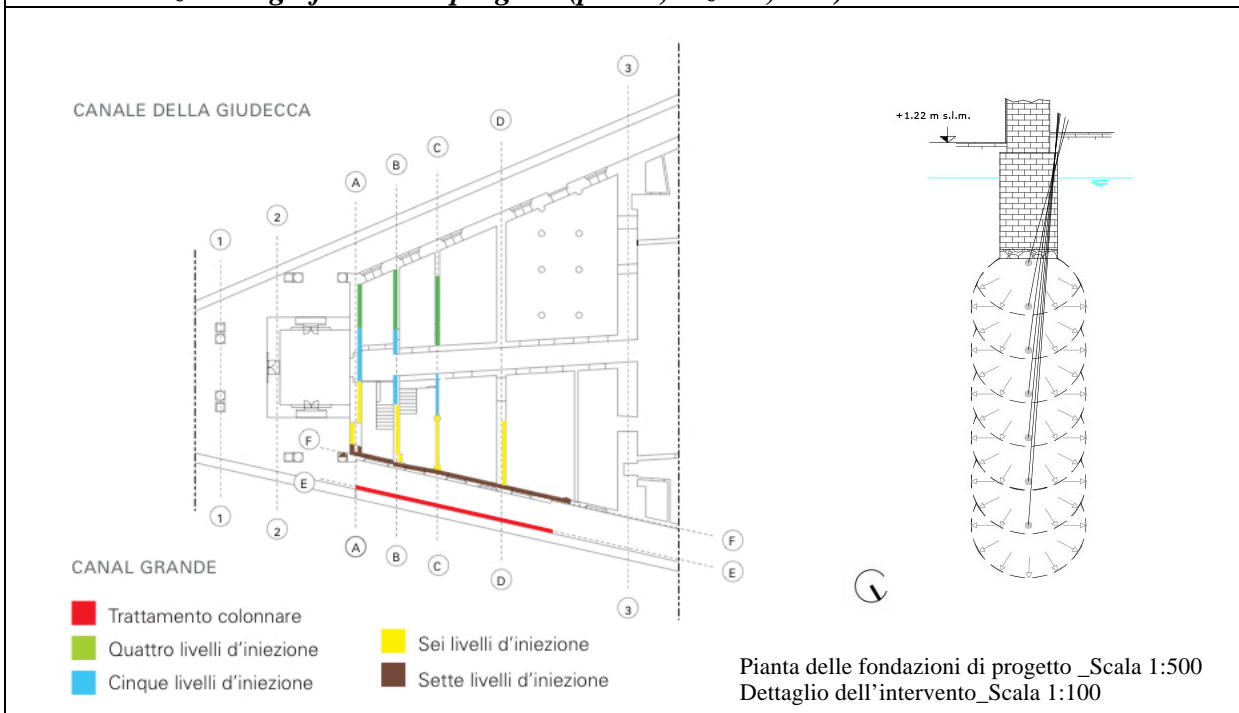
- |   |   |
|---|---|
| <input type="checkbox"/> Cordolo in c.a.                | <input type="checkbox"/> Scuci-cuci   |
| <input type="checkbox"/> Nuova palificata               | <input type="checkbox"/> Iniezioni  |
| <input type="checkbox"/> Allargamento del piede fondale | <input checked="" type="checkbox"/> Altro<br>__Iniezioni di resina poliuretana espandente Uretex Deep Injections®__ |

Anno di esecuzione: 2003-2005  
 Progetto: Studio Geotecnico Italiano S.r.l.  
 Ditta esecutrice: Uretex S.r.l.

Esito dell'intervento

\_\_Riduzione e interruzione dei cedimenti attesi e costipamento del terreno a diretto contatto con le fondazioni esistenti

**Documentazione significativa di progetto (pianche, sezioni, ecc.)**





**5. Considerazioni conclusive sull'intervento realizzato**

L'intervento realizzato con iniezione di miscele poliuretatiche espandenti, rientra tra gli interventi indiretti sul terreno di rara applicazione a Venezia. Tuttavia, per questo specifico caso, dove il primo obiettivo era quello di bloccare l'incremento dei cedimenti e ove possibile risollevare le parti maggiormente interessate da affondamento, un intervento di questo tipo si è rivelato risolutivo. L'intervento si è articolato in tre fasi distinte per permettere la dissipazione delle sovrappressioni neutrali. Le iniezioni sono state realizzate attraverso canule di diametro ridotto (12 mm circa), mantenendo in costante monitoraggio l'edificio tramite estensimetri applicati alle murature di pertinenza.




## CA' FOSCARI

### 1. Identificazione della costruzione

<p><i>Regione</i> Veneto <i>Provincia</i> Venezia <i>Comune</i> Venezia <i>Sestriere</i> Dorsoduro <i>Indirizzo</i> Calle Larga Foscari, Dorsoduro 3246</p>	 <p>CTR _ Scala 1:1000      ^N</p>
<p><i>Proprietà</i> Pubblica <i>Denominazione del bene</i> Ca' Foscari</p>	
<p><i>Dati catastali</i> Foglio 14      Particella 4439</p>	 <p>Ortofoto_ Scala 1:2000      ^N</p>
<p><i>Periodo di realizzazione</i></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> &lt;1500    <input type="checkbox"/> 1500-1600    <input type="checkbox"/> 1600-1700    <input type="checkbox"/> 1700-1800 <input type="checkbox"/> 1800-1850    <input type="checkbox"/> 1850-1900    <input type="checkbox"/> 1900-1950    <input type="checkbox"/> 1950-Oggi</p>	
<p><i>Destinazione d'uso attuale</i> Università pubblica</p> <p><i>Presenza di elementi di pregio</i> <input checked="" type="checkbox"/> Sì    <input type="checkbox"/> No Tipologia : prospetti originali con elementi lapidei, stemmi, affreschi, ecc.</p>	

### 2. Analisi dello stato di fatto: rilievo geometrico e strutturale

Fondazioni	Sovrastruttura
<p><i>Tipologia di fondazioni</i></p> <p><input type="checkbox"/> Fondazioni dirette    <input checked="" type="checkbox"/> Fondazioni profonde    <input type="checkbox"/> Miste</p> <p><i>Osservazioni</i> Palificata lignea sia al di sotto dei muri di spina che di quelli perimetrali. Prof. d'imposta zatterone: muri perimetrali 3,10÷4,00m quelli interni 1,90÷2,50m dal calpestio. Pali disposti a quinconce al di sotto del masso fondale circa 9/mq, diametro di 15 cm e profondità 3,00m. Le fondazioni sono larghe 2,00÷2,50 m al di sotto dei muri perimetrali, 1,50 per i muri di spina.</p>	<p><i>Numero di piani fuori terra</i> 4</p> <p><i>Dimensioni edificio</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Area (m<sup>2</sup>) 961,85</li> <li>• Lato (m) 38,50x27,50</li> <li>• Altezza(m) 27,63</li> </ul>
<p><i>Tipologia di terreno</i></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> limo-argilloso con strati sabbiosi profondi    <input type="checkbox"/> limoso con elevata presenza di componenti organiche <input type="checkbox"/> sabbioso    <input type="checkbox"/> altro</p>	<p><i>Organizzazione strutturale</i></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Muratura portante    <input type="checkbox"/> Telaio in c.a <input type="checkbox"/> A corte con nucleo centrale</p>

<p><i>Caranto</i></p> <p><input type="checkbox"/> presente                      <input checked="" type="checkbox"/> assente</p> <p>Profondità: _____</p>	<p><i>Presenza del canale</i></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> presente                      <input type="checkbox"/> assente</p> <p>Su <u>2</u> lati</p>
<p><i>Osservazioni</i></p> <p>La stratigrafia ha riportato: da 0÷5,00 m s.l.m. limo argilloso-sabbioso con aumento della frazione sabbiosa con la profondità; fino a 15,00 m sabbia debolmente limosa; oltre 15,00 m terreni a grana fine e grossa con tenori variabili di argilla e limo</p> <p>_____</p>	<p><i>Osservazioni</i></p> <p>Il complesso è costituito da diversi edifici. La dimora del doge presa in analisi è un fabbricato massiccio con la corte dislocata in posizione laterale a causa della scarsa portata del terreno. Strutture in elevazione pesanti. Spess muri: da 65 a 40 cm perimetrali, da 47 a 30 interni _____</p>
<p><b><i>Pianta piano terra</i></b></p>	
<div style="display: flex; align-items: center;">  <div style="margin-left: 20px;"> <p>Pianta del piano terra di Ca' Foscari e Ca' Giustinian con localizzazione del locale tecnologico interrato_Scala 1:1000</p> </div> </div>	
<p><b><i>Elaborato grafico significativo relativo alle fondazioni (pianta, sezione, ecc.)</i></b></p>	
<p style="text-align: center;">[Elaborato non pervenuto]</p>	

**3. Stato di conservazione: analisi dello stato di danno, dissesto, degrado**

*Stato di conservazione generale dell'edificio*

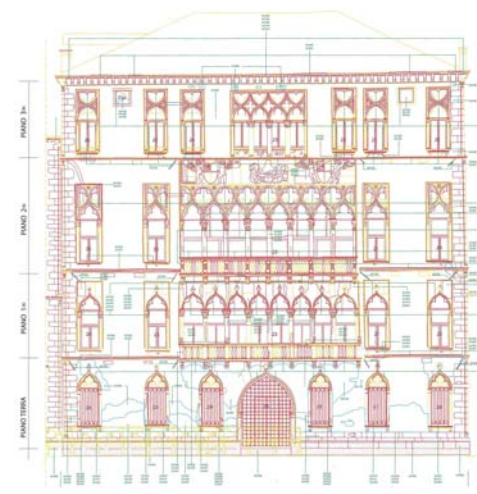
1    2    3    4    5  
 (dove 1 è un edificio in evidente stato di degrado e 5 è un edificio in perfetto stato di conservazione)

*Livello e tipologia di danno*

- stato di conservazione dei materiali costituenti le fondazioni (legno, laterizio, pietra, c.a., ecc.)  
 1    2    3    4    5
- integrità dell'opera di fondazioni  
 1    2    3    4    5  
 (dove 1 è un paramento di fondazione interessato da crolli parziali o totali e 5 è un'opera perfettamente integra)
- quadro fessurativo leggibile in prospetto  
 1    2    3    4    5    NR  
 (dove 1 è assente e 5 presente in maniera chiara, leggibile e diffuso; NR= non rilevato)

*Osservazioni*  
 Nel 1994 sono stati registrati i primi dissesti con stati fessurativi e ampie lesioni sui pavimenti. E' stata poi eseguita un'estesa campagna di indagini fino al 2000 con carotaggi sulle fondazioni per conoscere geometria e qualità. Stato fessurativo indicativo dei cedimenti differenziali. Presenza di *gatoli* fognari con disgregazione delle fondazioni \_\_\_\_\_

*Documentazione fotografica*



Prospetto con documentazione fotografica dello stato di degrado\_Scala 1:500

**4. Analisi dell'intervento eseguito**

*Motivazioni dell'intervento*

Eccessivo degrado e deterioramento delle fondazioni esistenti    Incremento dei carichi in sovrastruttura (progetti di restauro arch/ strutt)

Cedimenti indotti per variazioni delle condizioni geotecniche del suolo    Altro \_\_\_\_\_

*Tecniche d'intervento*

Cordolo in c.a.    Scuci-cuci  
 Nuova palificata    Miscele leganti  
 Allargamento del piede fondale    Altro  
 Platee nervate connesse alle murature con cordolo di almeno 25 cm

*Anno di esecuzione*   2004-2005  
*Progetto*   Ing. F. Zuanier, Ing. R.Vitaliani, Bellavitis associati arch., Iconia Srl  
*Ditta esecutrice*   SACAIM Srl

*Esito dell'intervento*  
 Riduzione dell'azione di degrado con smorzamento dell'effetto del moto ondoso. Ripristino della coesione muraria e riduzione dei carichi in elevazione.

***Documentazione significativa di progetto (piante, sezioni, ecc.)***



**Fig.** Documentazione fotografica dell'intervento; infissione delle palancole, iniezione di miscele leganti, ricostruzione del muro di sponda

***5. Considerazioni conclusive sull'intervento realizzato***

L'intervento si è articolato in maniera differenziale tra le diverse parti della struttura nel rispetto della concezione originaria dell'edificio. Con le platee nervate si è cercato di limitare i dissesti connessi ai cedimenti differenziali per una più omogenea distribuzione dei carichi. E' stato predisposto lungo i canali un cordolo anti-scalzamento per evitare lo scivolamento della parete nel canale e in corrispondenza dell'angolo sono stati predisposti dei micropali per conferire una maggiore resistenza alla struttura costituita da pali ammalorati. Sono stati predisposti poi interventi di scuci-cuci localizzati e iniezioni di miscele leganti per ripristinare la continuità del paramento murario. Infine sono stati alloggiati appositi profili in acciaio per la trasmissione del carico in eccedenza alle nuove fondazioni.

## PALAZZO BARBARO

### 1. Identificazione della costruzione

<i>Regione</i>	Veneto
<i>Provincia</i>	Venezia
<i>Comune</i>	Venezia
<i>Sestriere</i>	San Marco
<i>Indirizzo</i>	San Marco, 2840



CTR\_ Scala 1:1000

^N

<i>Proprietà</i>	Privata
<i>Denominazione del bene</i>	Palazzo Barbaro

<i>Dati catastali</i>	
Foglio 16	Particella 2645

<i>Periodo di realizzazione</i>			
<input type="checkbox"/> <1500	<input type="checkbox"/> 1500-1600	<input checked="" type="checkbox"/> 1600-1700	<input type="checkbox"/> 1700-1800
<input type="checkbox"/> 1800-1850	<input type="checkbox"/> 1850-1900	<input type="checkbox"/> 1900-1950	<input type="checkbox"/> 1950-Oggi



Ortofoto\_ Scala 1:2000

^N

<i>Destinazione d'uso attuale</i>	Abitazione privata
<i>Presenza di elementi di pregio</i>	<input checked="" type="checkbox"/> Sì <input type="checkbox"/> No
<i>Tipologia</i> : prospetti originali, stemmi, affreschi, decorazioni varie.	

### 2. Analisi dello stato di fatto: rilievo geometrico e strutturale

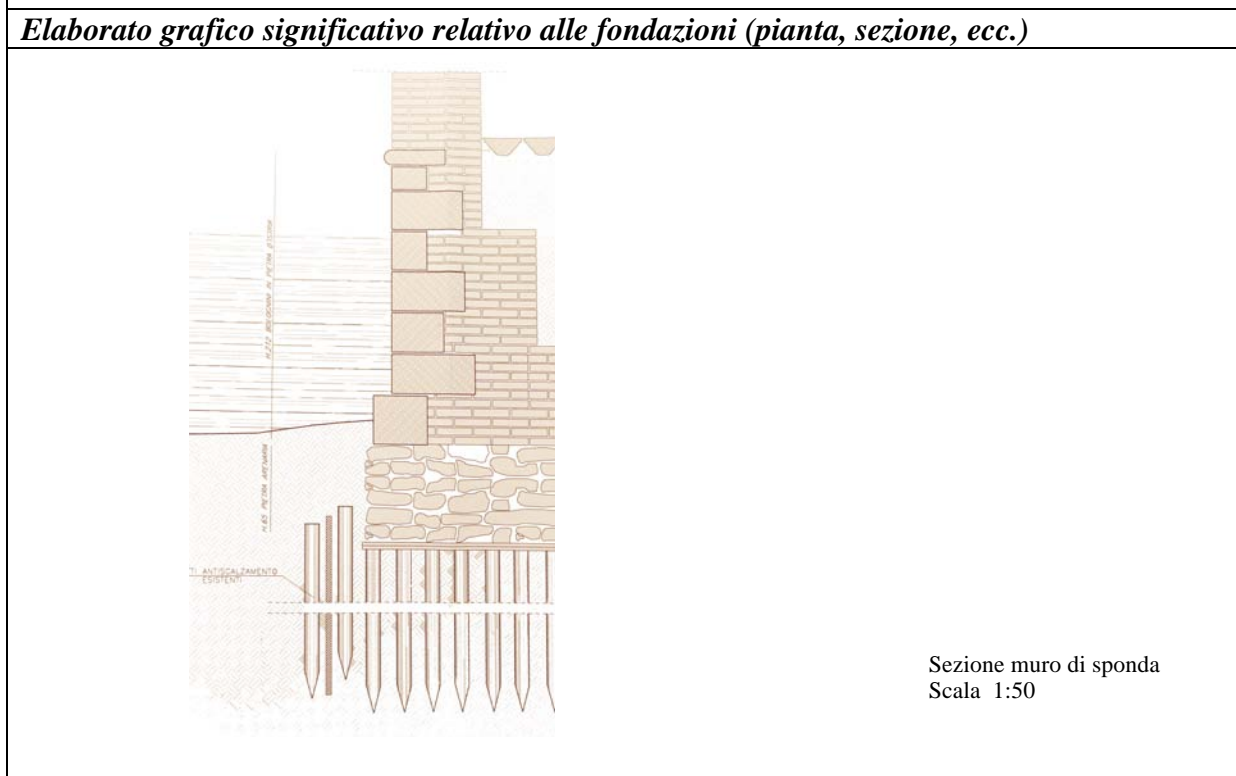
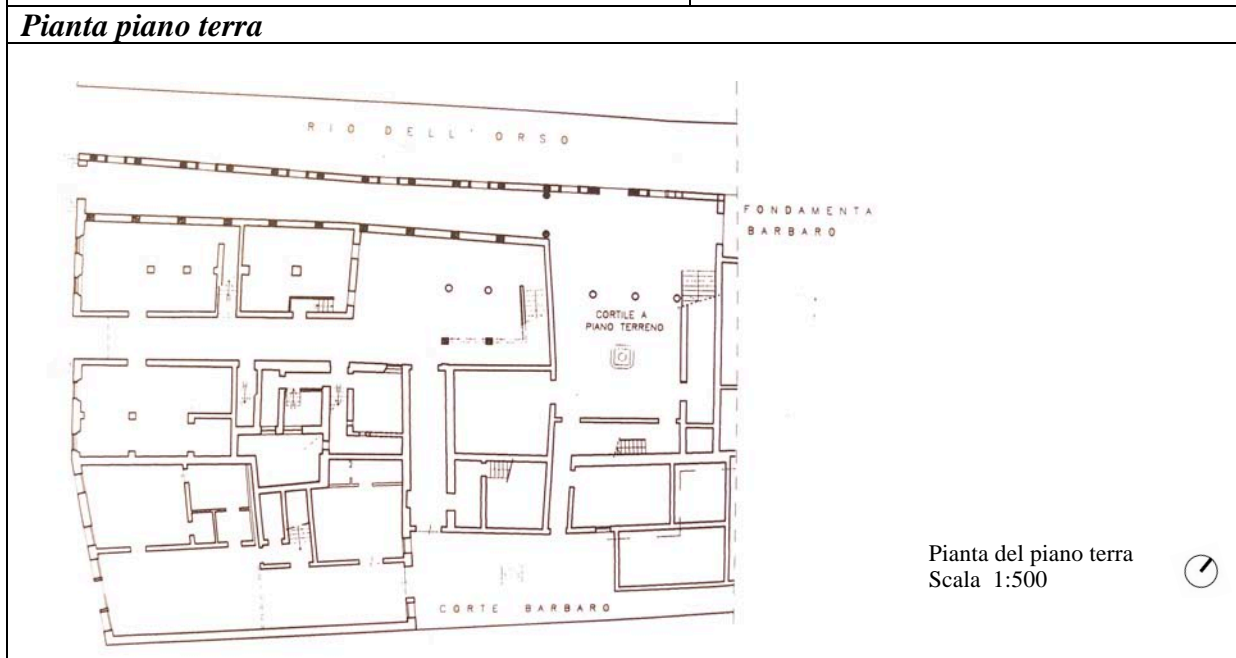
Fondazioni
<i>Tipologia di fondazioni</i>
<input checked="" type="checkbox"/> Fondazioni dirette <input type="checkbox"/> Fondazioni profonde <input type="checkbox"/> Miste
<i>Osservazioni</i>
Le fondazioni dell'edificio sono profonde su palificate nei lati prospicienti i canali mentre superficiali in pietra al di sotto dei muri interni di spina

Sovrastruttura
<i>Numero di piani fuori terra</i> 4
<i>Dimensioni edificio</i>
• Area (m <sup>2</sup> ) 865,74
• Lato (m) 30,00x40,00
• Altezza(m) 23,14

<i>Tipologia di terreno</i>
<input checked="" type="checkbox"/> limo-argilloso con strati sabbiosi profondi <input type="checkbox"/> limoso con elevata presenza di componenti organiche
<input type="checkbox"/> sabbioso <input type="checkbox"/> altro

<i>Organizzazione strutturale</i>
<input checked="" type="checkbox"/> Muratura portante <input type="checkbox"/> Telaio in c.a
<input type="checkbox"/> A corte con nucleo centrale

<p><i>Caranto</i></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> presente                      <input checked="" type="checkbox"/> assente</p> <p>NB: Non è stata fornita specifica stratigrafia</p>	<p><i>Presenza del canale</i></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> presente                      <input type="checkbox"/> assente</p> <p>Su <u>2</u> lati</p>
<p><i>Osservazioni</i></p> <p>_____</p> <p>_____</p> <p>_____</p>	<p><i>Osservazioni</i></p> <p>All'epoca dell'intervento esistevano già dei presidi statici costituiti da controventi metallici ormai degradati e non più efficaci. L'edificio affaccia su Canal Grande e su Rio dell'Orso _____</p>



**3. Stato di conservazione: analisi dello stato di danno, dissesto, degrado**

*Stato di conservazione generale dell'edificio*

1    2    3    4    5

(dove 1 è un edificio in evidente stato di degrado e 5 è un edificio in perfetto stato di conservazione)

*Livello e tipologia di danno*

- stato di conservazione dei materiali costituenti le fondazioni (legno, laterizio, pietra, c.a., ecc.)

1    2    3    4    5

- integrità dell'opera di fondazioni

1    2    3    4    5

(dove 1 è un paramento di fondazione interessato da crolli parziali o totali e 5 è un'opera perfettamente integra)

- quadro fessurativo leggibile in prospetto

1    2    3    4    5    NR

(dove 1 è assente e 5 presente in maniera chiara, leggibile e diffuso; NR= non rilevato)

*Osservazioni*

Assestamento dei muri di spina con scivolamento del muro di sponda verso il canale lato Rio dell'Orso (degrado delle strutture di contenimento metalliche esistenti). Degrado e dissesto della fondazione lungo il Canal Grande per il traffico dei natanti e l'erosione delle acque in circolazione\_\_\_\_\_

*Documentazione fotografica*



Documentazione fotografica dello stato di degrado

**4. Analisi dell'intervento eseguito**

*Motivazioni dell'intervento*

- |   |   |
|---|---|
| <input checked="" type="checkbox"/> Eccessivo degrado e deterioramento delle fondazioni esistenti           | <input type="checkbox"/> Incremento dei carichi in sovrastruttura (progetti di restauro arch/ strutt) |
| <input checked="" type="checkbox"/> Cedimenti indotti per variazioni delle condizioni geotecniche del suolo | <input type="checkbox"/> Altro _____  |

*Tecniche d'intervento*

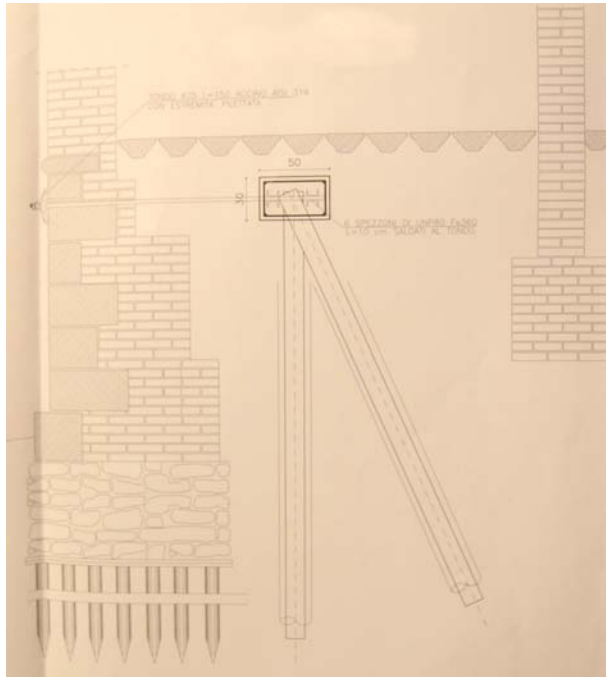
- |   |  |
|---|--|
| <input checked="" type="checkbox"/> Cordolo in c.a.     | <input checked="" type="checkbox"/> Scuci-cuci |
| <input checked="" type="checkbox"/> Nuova palificata    | <input checked="" type="checkbox"/> Iniezioni  |
| <input type="checkbox"/> Allargamento del piede fondale | <input type="checkbox"/> Altro _____           |

*Anno di esecuzione*                      2004  
*Progetto*                                      Studio Pianon Associati  
*Ditta esecutrice*                          I.C.C.E.M. Srl

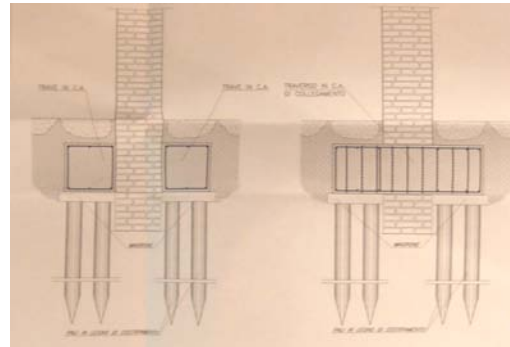
*Esito dell'intervento*

Ripristino della portata statica della fondazione dal lato Rio dell'Orso e contrasto allo scivolamento della parete verso il canale.  
 Restauro della continuità del paramento verso il Canal Grande\_\_\_\_\_

**Documentazione significativa di progetto (piante, sezioni, ecc.)**



Intervento sul Rio dell'Orso con micropali, cordolo e tirante.  
Sezione\_Scala 1:50



Intervento sui muri di spina con cordoli e sottofondazioni. Sezione\_Scala 1:100



Intervento sul muro di sponda di Canal Grande con iniezione di miscele leganti  
Prospetto\_Scala 1:200

**5. Considerazioni conclusive sull'intervento realizzato**

L'intervento ha interessato entrambi i lati con affaccio sul canale con due modalità d'intervento diverse. Dal lato del Canal Grande la fondazione era interessata da un generale stato di degrado perciò l'intervento si è articolato in un serie di scuci-cuci e iniezioni di miscele leganti. In maniera indipendente sul lato Rio dell'Orso, la fondazione era interessata da uno slittamento all'interno del canale a causa del deterioramento di un controvento metallico precedente. La strategia è stata quella di predisporre un cordolo alle spalle della parete da risanare con due micropali inclinati di ritenuta che tramite un tirante risollevarono e bloccarono il cinematismo del muro di sponda.

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_



## PALAZZO GRIMANI

### 1. Identificazione della costruzione

*Regione* Veneto  
*Provincia* Venezia  
*Comune* Venezia  
*Sestriere* Castello  
*Indirizzo* Ramo Grimani, Castello  
4858



CTR \_ Scala 1:1000

^N

*Proprietà* Pubblica  
*Denominazione del bene* Palazzo Grimani

*Dati catastali*  
Foglio 16 Particella 1521

#### Periodo di realizzazione

<1500  1500-1600  1600-1700  1700-1800  
 1800-1850  1850-1900  1900-1950  1950-Oggi



Ortofoto\_ Scala 1:2000

^N

*Destinazione d'uso attuale* Pubblica museale

*Presenza di elementi di pregio*  Sì  No

Tipologia : prospetti originari, stemmi, affreschi, decorazioni  
lapidee

### 2. Analisi dello stato di fatto: rilievo geometrico e strutturale

#### Fondazioni

##### Tipologia di fondazioni

Fondazioni dirette  Fondazioni profonde  Miste

##### Osservazioni

Le fondazioni sono profonde al di sotto dei muri verso il canale e superficiali in pietra al di sotto dei muri interni di spina \_\_\_\_\_

#### Sovrastruttura

*Numero di piani fuori terra* 5

##### Dimensioni edificio

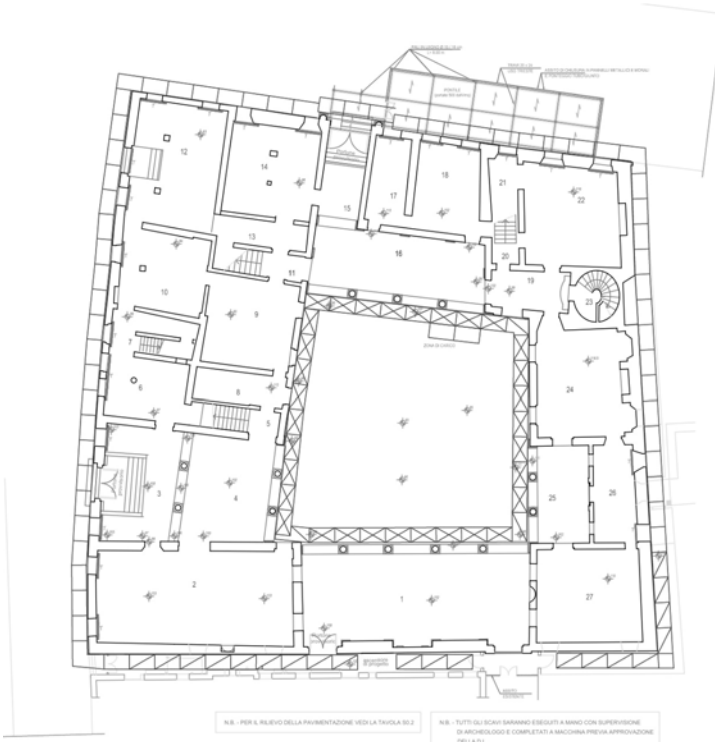

- Area (m<sup>2</sup>) 1148,00
- Lato (m) 43,00x43,00
- Altezza(m) 18,98

##### Tipologia di terreno

limo-argilloso con strati sabbiosi profondi  limoso con elevata presenza di componenti organiche  
 sabbioso  altro

##### Organizzazione strutturale

Muratura portante  Telaio in c.a  
 A corte con nucleo centrale

<p><i>Caranto</i></p> <p><input type="checkbox"/> presente                      <input type="checkbox"/> assente</p> <p>NB: Non è stata fornita specifica stratigrafia</p>	<p><i>Presenza del canale</i></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> presente                      <input type="checkbox"/> assente</p> <p>Su <u>2</u> lati</p>
<p><i>Osservazioni</i></p> <p>_____</p> <p>_____</p> <p>_____</p> <p>_____</p>	<p><i>Osservazioni</i></p> <p>L'edificio è costituito da un unico corpo di forma quadrangolare con due fronti lungo il canale intensamente trafficati. Presenta un'ampia corte centrale scoperta_____</p>
<p><b><i>Pianta piano terra</i></b></p>	
<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: space-between;">  <div style="text-align: right;"> <p>Pianta piano terra _Scala 1:500</p>  </div> </div> <div style="margin-top: 10px;"> <p><small>N.B. - PER IL RILEVO DELLA PAVIMENTAZIONE VEDI LA TAVOLA 30.2</small></p> <p><small>N.B. - TUTTI GLI SCAVI SARANNO ESEGUITI A MANO CON SUPERVISIONE DI INGEGNERE E COMPLETI A MANO PREVA APPROVAZIONE DELLA D.L.</small></p> </div>	
<p><b><i>Elaborato grafico significativo relativo alle fondazioni (pianta, sezione, ecc.)</i></b></p>	
<p style="text-align: center;">[Elaborato non pervenuto]</p>	

### 3. Stato di conservazione: analisi dello stato di danno, dissesto, degrado

*Stato di conservazione generale dell'edificio*

1  2  3  4  5

(dove 1 è un edificio in evidente stato di degrado e 5 è un edificio in perfetto stato di conservazione)

*Livello e tipologia di danno*

- stato di conservazione dei materiali costituenti le fondazioni (legno, laterizio, pietra, c.a., ecc.)

1  2  3  4  5

- integrità dell'opera di fondazioni

1  2  3  4  5

(dove 1 è un paramento di fondazione interessato da crolli parziali o totali e 5 è un'opera perfettamente integra)

- quadro fessurativo leggibile in prospetto

1  2  3  4  5  NR

(dove 1 è assente e 5 presente in maniera chiara, leggibile e diffuso; NR= non rilevato)

*Osservazioni*

L'edificio presentando due fronti contro-canale riportava sintomatologie connesse all'affondamento dei muri di sponda dovuti a dissesto per il moto ondoso. Non sono state rese documentazioni specifiche riguardanti lo stato di conservazione delle fondazioni \_\_\_\_\_

*Documentazione fotografica*



Documentazione fotografica relativa al programma di messa in asciutto del canale per l'esecuzione delle iniezioni

### 4. Analisi dell'intervento eseguito

*Motivazioni dell'intervento*

- Eccessivo degrado e deterioramento delle fondazioni esistenti
- Cedimenti indotti per variazioni delle condizioni geotecniche del suolo
- Incremento dei carichi in sovrastruttura (progetti di restauro arch/ strutt)
- Altro \_\_\_\_\_

*Tecniche d'intervento*

- Cordolo in c.a.
- Nuova palificata
- Allargamento del piede fondale
- Scuci-cuci
- Iniezioni
- Altro \_\_\_\_\_

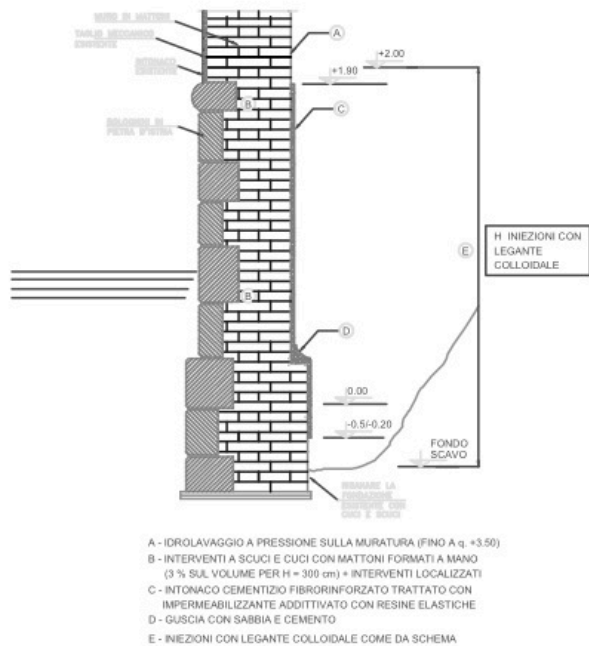
*Anno di esecuzione* 2001-2003  
*Progetto* Ing. Franco Forcellini  
 Ing. Romeo Scarpa  
*Ditta esecutrice* Eurocostruzioni Srl

*Esito dell'intervento*

L'intervento è stato finalizzato soprattutto al risarcimento delle murature in elevazione, ripristinate mediante tramite scuci-cuci e iniezioni che ne hanno coinvolto anche la parte basamentale \_\_\_\_\_

## Documentazione significativa di progetto (piante, sezioni, ecc.)

### INTERVENTI SUI MURI ESTERNI (SOLUZIONI A1 - A3) Scala 1:20



Dettaglio dell'intervento con individuazione delle zone da iniettare\_Scala 1:50

### 5. Considerazioni conclusive sull'intervento realizzato

L'intervento non ha previsto la realizzazione di nuove strutture da affiancare alle esistenti (come cordoli, ecc.) ma semplicemente l'integrale recupero della fondazione esistente tramite la tecnica dello scuci-cuci e delle iniezioni di miscele leganti. Tali operazioni hanno richiesto la messa in asciutto dell'intero rio tramite un palancolato Larseen. Successivamente è stato possibile procedere con la creazione dei fori di iniezione e con le iniezioni di miscele leganti colloidali su tutta l'altezza del paramento per garantire anche ammorsamento con la muratura di spina ortogonale.

**PALAZZO CONTARINI CORFU' (fase I)**

**1. Identificazione della costruzione**

*Regione* Veneto  
*Provincia* Venezia  
*Comune* Venezia  
*Sestriere* Dorsoduro  
*Indirizzo* Dorsoduro, 1057

*Proprietà* Privato  
*Denominazione del bene* Palazzo Contarini-Corfù

*Dati catastali*  
Foglio 14 Particella 1941

*Periodo di realizzazione*

<1500     1500-1600     1600-1700     1700-1800  
 1800-1850     1850-1900     1900-1950     1950-Oggi

*Destinazione d'uso attuale* Abitazione privata

*Presenza di elementi di pregio*  Sì     No  
Tipologia : prospetti originali con elementi lapidei, stemmi, affreschi, ecc.



CTR\_ Scala 1:1000

^N



Ortofoto\_ Scala 1:2000

^N

**2. Analisi dello stato di fatto: rilievo geometrico e strutturale**

**Fondazioni**

*Tipologia di fondazioni*  
 Fondazioni dirette     Fondazioni profonde     Miste

*Osservazioni*  
\_Tipica fondazione profonda appoggiata su antiche infissioni di legno e sovrastante un fasciame incrociato di appoggio agli elementi in muratura, con geometria variabile. \_\_\_\_\_

**Sovrastruttura**

*Numero di piani fuori terra* 3

*Dimensioni edificio*

- Area (m<sup>2</sup>) 579,40
- Lato (m) 30,00x20,00
- Altezza(m) 25,47

*Tipologia di terreno*

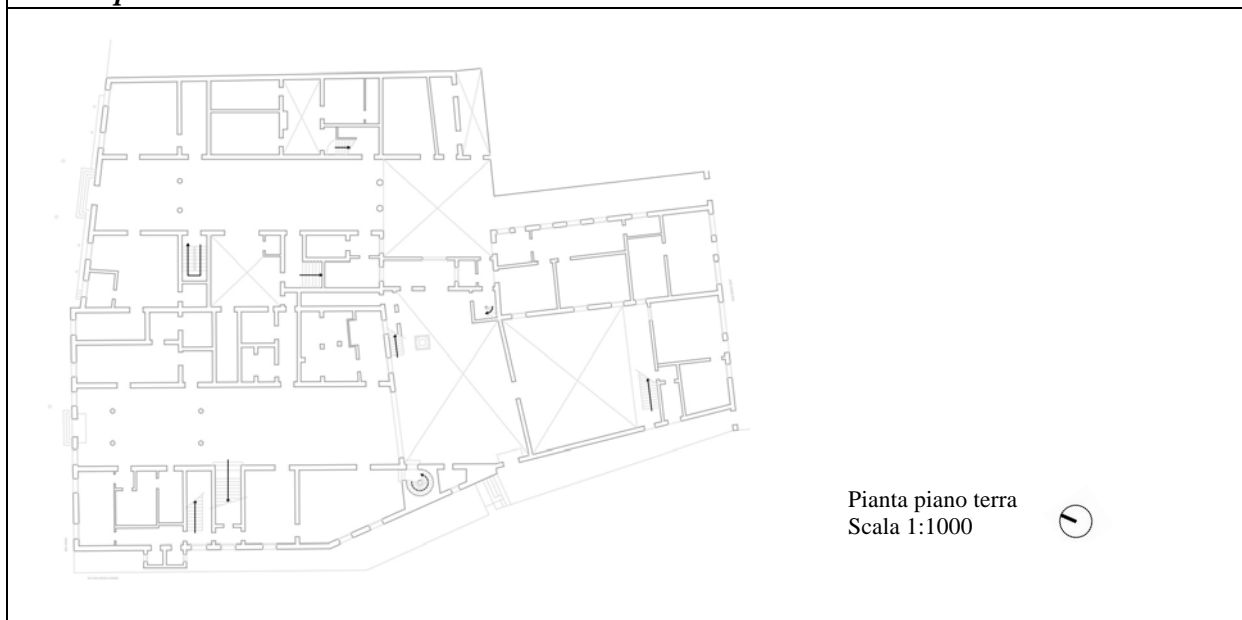
limo-argilloso con strati sabbiosi profondi     limoso con elevata presenza di componenti organiche  
 sabbioso     altro

*Organizzazione strutturale*

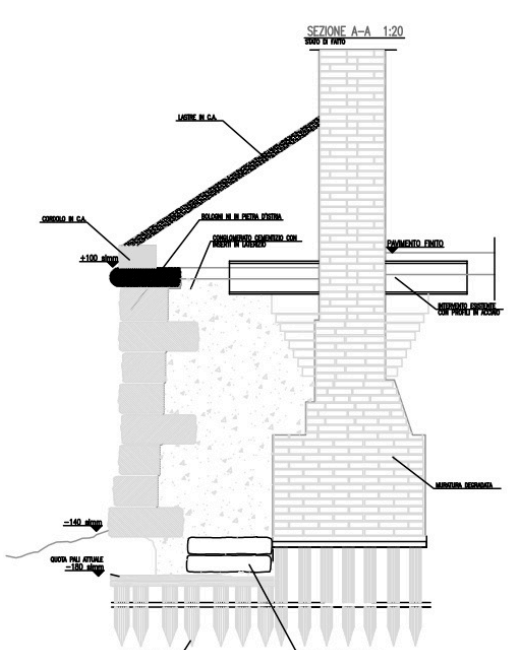
Muratura portante     Telaio in c.a  
 A corte con nucleo centrale



<p><i>Caranto</i></p> <p><input type="checkbox"/> presente                      <input checked="" type="checkbox"/> assente</p> <p>Profondità: _____</p>	<p><i>Presenza del canale</i></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> presente                      <input type="checkbox"/> assente</p> <p>Su <u>2</u> lati</p>
<p><i>Osservazioni</i></p> <p>La stratigrafia ha riportato la presenza di un terreno limo-sabbioso fino ai 10 metri di profondità. Successivamente si incontra uno strato sabbioso a grana fine intervallato da lenti limo-argillose e di nuovo dai 13,60 m in poi lenti sabbiose. Sifonamenti per asportazione di componenti solide per il moto ondoso _____</p>	<p><i>Osservazioni</i></p> <p>Edificio di dimensioni ingenti; il lato sul canal Grande presenta un elevato traffico di natanti come anche quello verso il Rio San Trovaso _____</p>

***Pianta piano terra***



***Elaborato grafico significativo relativo alle fondazioni (pianta, sezione, ecc.)***



A destra: documentazione fotografica  
A sinistra: dettaglio delle fondazioni esistenti dal lato Rio San Trovaso\_Scala 1:50

### 3. Stato di conservazione: analisi dello stato di danno, dissesto, degrado

Stato di conservazione generale dell'edificio

1  2  3  4  5

(dove 1 è un edificio in evidente stato di degrado e 5 è un edificio in perfetto stato di conservazione)

Livello e tipologia di danno

- stato di conservazione dei materiali costituenti le fondazioni (legno, laterizio, pietra, c.a., ecc.)  
 1  2  3  4  5
- integrità dell'opera di fondazioni  
 1  2  3  4  5  
(dove 1 è un paramento di fondazione interessato da crolli parziali o totali e 5 è un'opera perfettamente integra)
- quadro fessurativo leggibile in prospetto  
 1  2  3  4  5  NR  
(dove 1 è assente e 5 presente in maniera chiara, leggibile e diffuso; NR= non rilevato)

Osservazioni

Lungo il Canal Grande, paramento della fondazione quasi del tutto privo delle stuccature fra i bolognini in pietra. Presenti fenomeni di scorrimento, con scalzamenti al piede dei bolognini stessi. Lungo il rio dei SS. Gervasio e Protasio il muro di sponda era stato oggetto di un consolidamento con cordolo in c.a. negli anni 50'. Paramento dissestato. Cedimenti differenziali in atto con lesioni inclinate \_\_\_\_\_

Documentazione fotografica



Immagini relative allo stato di conservazione dei muri di sponda raccolte dopo lo scavo interno

### 4. Analisi dell'intervento eseguito

Motivazioni dell'intervento

- Eccessivo degrado e deterioramento delle fondazioni esistenti
- Cedimenti indotti per variazioni delle condizioni geotecniche del suolo
- Incremento dei carichi in sovrastruttura (progetti di restauro arch/ strutt)
- Altro \_\_\_\_\_

Anno di esecuzione 2001-2002  
Progetto Ing. Franco Pianon  
Ditta esecutrice SACAİM

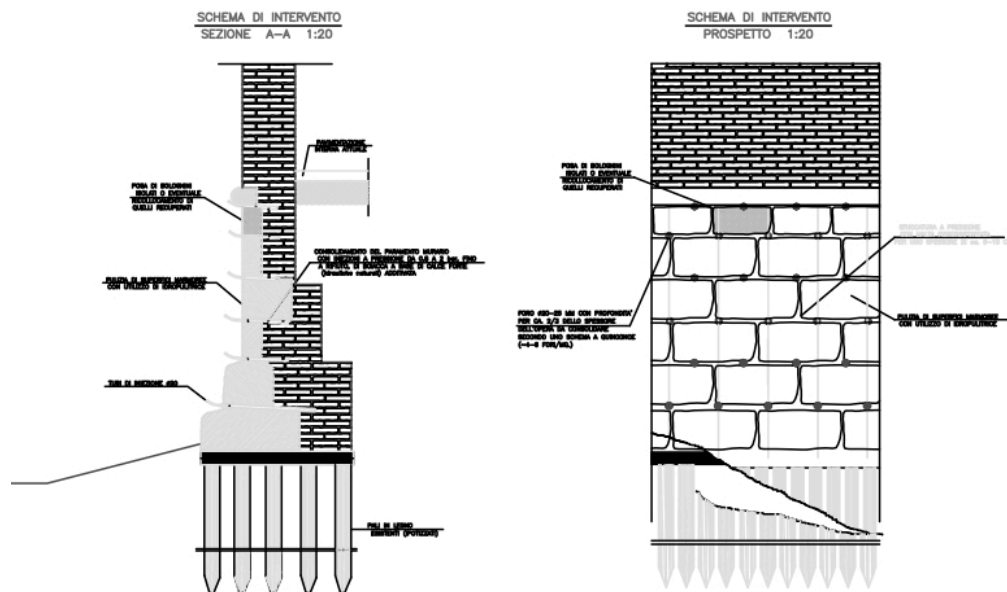
Tecniche d'intervento

- Cordolo in c.a.
- Nuova palificata
- Allargamento del piede fondale
- Scuci-cuci
- Iniezioni
- Altro \_\_\_\_\_

Esito dell'intervento

Ricostituzione dei muri di sponda lungo il Canal Grande e Rio San Trovaso con stabilizzazione del profilo attraverso cordoli in c.a. \_\_\_\_\_

## Documentazione significativa di progetto (piante, sezioni, ecc.)



Dettaglio dell'intervento di iniezione e sostruzione muraria dal lato del Canale Grande\_Scala 1:100

### 5. Considerazioni conclusive sull'intervento realizzato

La situazione rilevata durante il corso dei lavori aveva evidenziato la necessità di intervenire prontamente e diffusamente. I consistenti interventi di consolidamento, ricostruzione e controventamento non potevano però limitarsi alle fondazioni esterne lungo i canali ma dovevano necessariamente interessare anche le strutture interne coinvolte negli evidenti cinatismi di dissesto. Per le facciate lungo il Canal Grande è stata prevista una stuccatura delle connessioni tra i "bolognini" con malte fibrorinforzate e tassellature in marmo e iniezioni a pressione di malte colloidali fino a rifiuto.

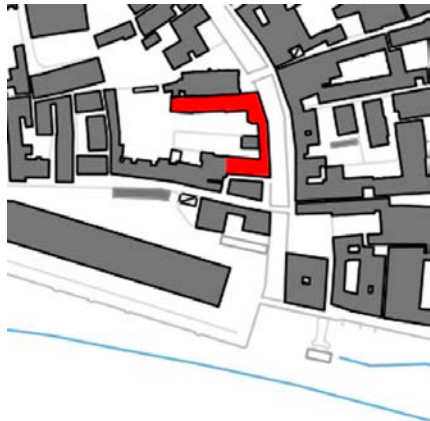
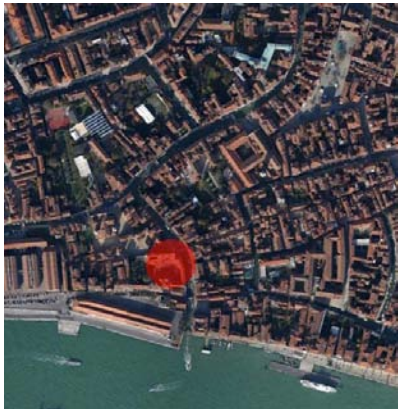
Per le facciate lungo il rio di S.Trovaso, sono state progettate consistenti ricostruzioni di porzioni della muratura di fondazione con iniezioni a pressione di malte colloidali fino a rifiuto. Inoltre è stata predisposta la demolizione e successivo ripristino del rivestimento inclinato in laterizio posto sopra al muro di sponda in prossimità dell'incrocio fra Canal Grande e rio di San Trovaso per consentire l'intervento sul sottostante muro di sponda in precarie condizioni. Il consolidamento in c.a. degli anni '50 è stato rimosso e ricostruito con palificata lignea di pertinenza. Il paramento in laterizio è stato ripristinato con la tecnica di scuci-cuci.

E' stato inoltre previsto il consolidamento del dado di fondazione anche al di sotto dell'arcone d'ingresso tramite sostruzione muraria.



**CA' FOSCARI- SAN SEBASTIANO**

**1. Identificazione della costruzione**

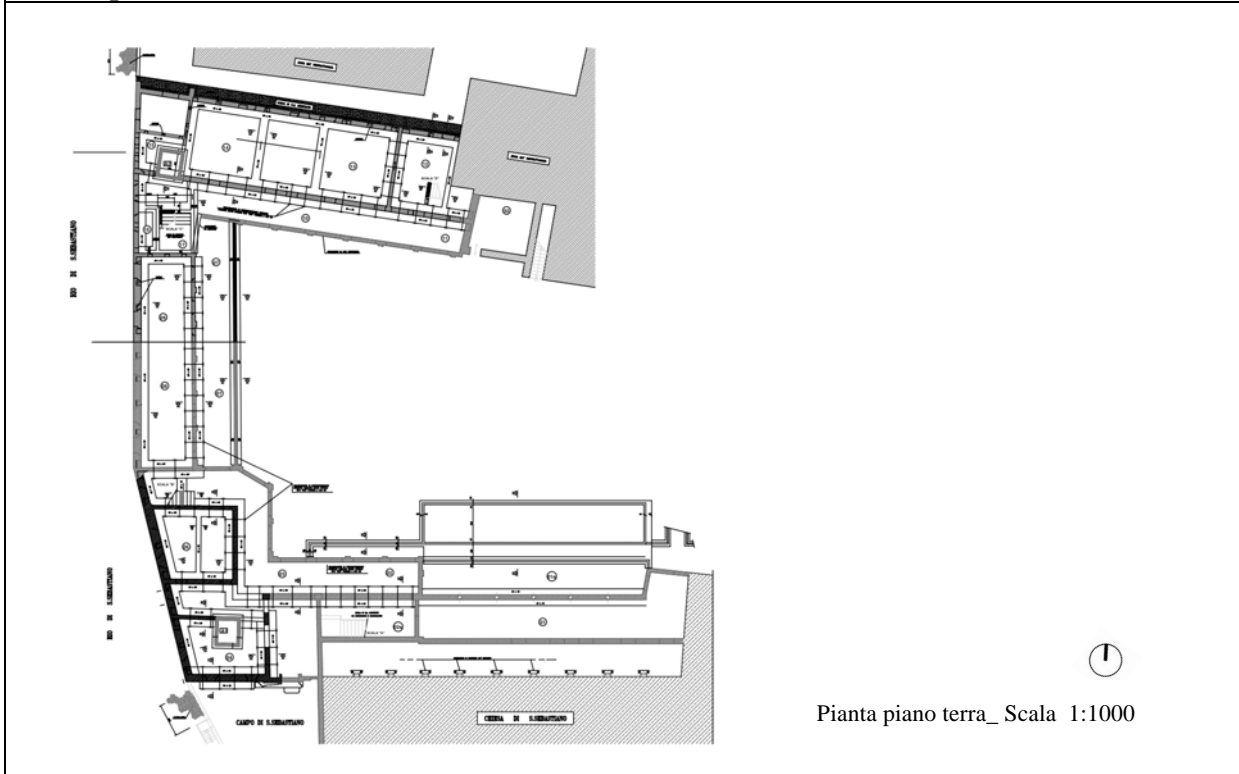
<p><i>Regione</i> Veneto <i>Provincia</i> Venezia <i>Comune</i> Venezia <i>Sestriere</i> Dorsoduro <i>Indirizzo</i> Dorsoduro 1686</p>	 <p>CTR_ Scala 1:1000      ^N</p>
<p><i>Proprietà</i> Università Ca' Foscari <i>Denominazione del bene</i> Ex convento San Sebastiano</p>	
<p><i>Dati catastali</i> Foglio 14      Particella 1259</p>	
<p><i>Periodo di realizzazione</i></p> <p><input type="checkbox"/> &lt;1500    <input checked="" type="checkbox"/> 1500-1600    <input type="checkbox"/> 1600-1700    <input type="checkbox"/> 1700-1800 <input type="checkbox"/> 1800-1850    <input type="checkbox"/> 1850-1900    <input type="checkbox"/> 1900-1950    <input type="checkbox"/> 1950-Oggi</p>	 <p>Ortofoto_ Scala 1:2000      ^N</p>
<p><i>Destinazione d'uso attuale</i> Pubblica universitaria</p> <p><i>Presenza di elementi di pregio</i>    <input checked="" type="checkbox"/> Sì    <input type="checkbox"/> No Tipologia : portale restaurato nel secolo scorso da Carlo Scarpa con reinserimento della statua del santo, decorazioni lapidee</p>	

**2. Analisi dello stato di fatto: rilievo geometrico e strutturale**

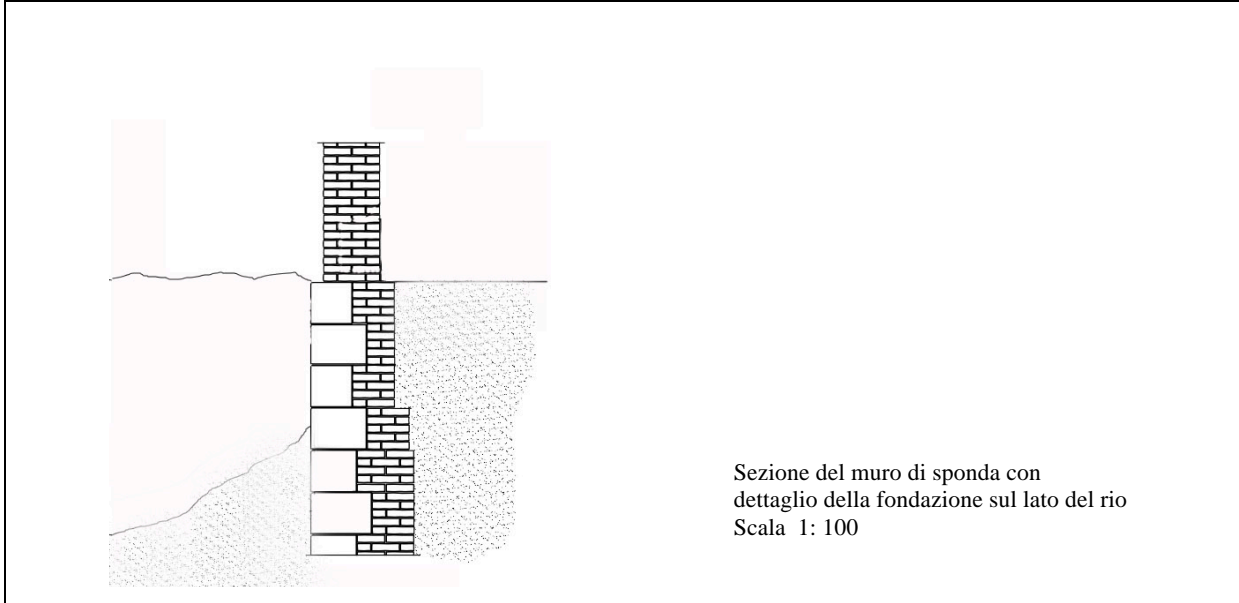
<b>Fondazioni</b>	<b>Sovrastruttura</b>
<p><i>Tipologia di fondazioni</i></p> <p><input type="checkbox"/> Fondazioni dirette    <input type="checkbox"/> Fondazioni profonde    <input checked="" type="checkbox"/> Miste</p> <p><i>Osservazioni</i> Le fondazioni sono profonde al di sotto dei muri verso il canale e superficiali in pietra al di sotto dei muri interni di spina _____</p>	<p><i>Numero di piani fuori terra</i> 4</p> <p><i>Dimensioni edificio</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Area (m<sup>2</sup>) 568,80</li> <li>• Lato (m) 45,00x55,00</li> <li>• Altezza(m) 13,92</li> </ul>
<p><i>Tipologia di terreno</i></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> limo-argilloso con strati sabbiosi profondi    <input type="checkbox"/> limoso con elevata presenza di componenti organiche <input type="checkbox"/> sabbioso    <input type="checkbox"/> altro</p>	<p><i>Organizzazione strutturale</i></p> <p><input type="checkbox"/> Muratura portante    <input type="checkbox"/> Telaio in c.a <input checked="" type="checkbox"/> A corte con nucleo centrale</p>

<p><i>Caranto</i></p> <p><input type="checkbox"/> presente                      <input type="checkbox"/> assente</p> <p>NB: Non è stata fornita specifica stratigrafia</p>	<p><i>Presenza del canale</i></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> presente                      <input type="checkbox"/> assente</p> <p>Su <u>  1  </u> lato</p>
<p><i>Osservazioni</i></p> <p>_____</p> <p>_____</p> <p>_____</p>	<p><i>Osservazioni</i></p> <p>Da un punto di vista strutturale, è rilevabile una grande eterogeneità costruttiva che si traduce in un sistema di edifici parzialmente slegati (sottosistemi) tra loro, che, anziché comportarsi in maniera unitaria, sviluppano comportamenti indipendenti che risultano difficilmente prevedibili. _____</p>

***Pianta piano terra***



***Elaborato grafico significativo relativo alle fondazioni (pianta, sezione, ecc.)***



### 3. Stato di conservazione: analisi dello stato di danno, dissesto, degrado

*Stato di conservazione generale dell'edificio*

1  2  3  4  5

(dove 1 è un edificio in evidente stato di degrado e 5 è un edificio in perfetto stato di conservazione)

*Livello e tipologia di danno*

- stato di conservazione dei materiali costituenti le fondazioni (legno, laterizio, pietra, c.a., ecc.)

1  2  3  4  5

- integrità dell'opera di fondazioni

1  2  3  4  5

(dove 1 è un paramento di fondazione interessato da crolli parziali o totali e 5 è un'opera perfettamente integra)

- quadro fessurativo leggibile in prospetto

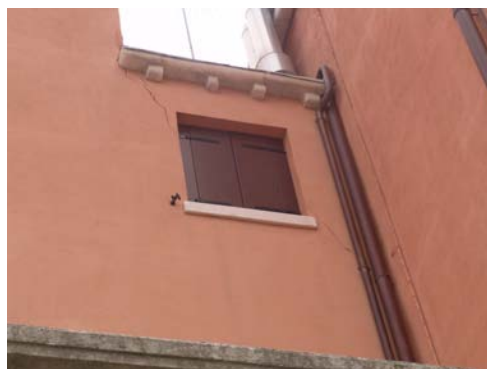
1  2  3  4  5  NR

(dove 1 è assente e 5 presente in maniera chiara, leggibile e diffuso; NR= non rilevato)

*Osservazioni*

Il quadro fessurativo reso disponibile alla consultazione è quello aggiornato del 2012, rilevato a seguito del sisma del 2012 che aveva provocato alcuni danni anche rilevati in sovrastruttura richiedendo un intervento di miglioramento sismico. Non è tuttavia chiaro lo stato di conservazione dell'edificio ai tempi dei lavori di restauro del 2001.

*Documentazione fotografica*



Quadro fessurativo recente rilevato a seguito del sisma emiliano del 2012. I danni hanno richiesto un intervento di miglioramento

### 4. Analisi dell'intervento eseguito

*Motivazioni dell'intervento*

- |   |   |
|---|---|
| <input type="checkbox"/> Eccessivo degrado e deterioramento delle fondazioni esistenti                      | <input type="checkbox"/> Incremento dei carichi in sovrastruttura (progetti di restauro arch/ strutt) |
| <input checked="" type="checkbox"/> Cedimenti indotti per variazioni delle condizioni geotecniche del suolo | <input type="checkbox"/> Altro _____  |

*Tecniche d'intervento*

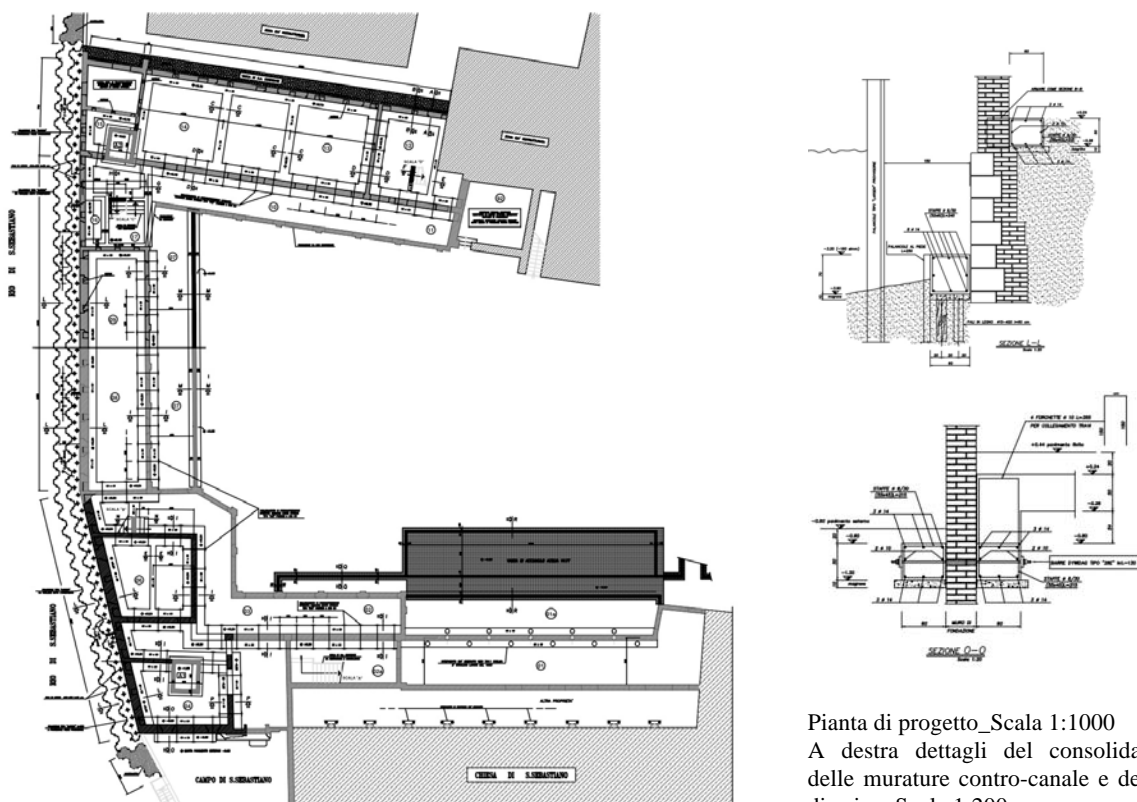
- |  |                                      |
|--|--------------------------------------|
| <input checked="" type="checkbox"/> Cordolo in c.a.                | <input type="checkbox"/> Scuci-cuci  |
| <input checked="" type="checkbox"/> Nuova palificata               | <input type="checkbox"/> Iniezioni   |
| <input checked="" type="checkbox"/> Allargamento del piede fondale | <input type="checkbox"/> Altro _____ |

*Anno di esecuzione* 2001-2003  
*Progetto* Ing. Franco Forcellini  
 Ing. Romeo Scarpa  
*Ditta esecutrice* PA.CO

*Esito dell'intervento*

L'intervento rientra in una campagna di restauro generica risalente al 2001. In fondazione è stato necessario intervenire nei muri contro-canale per contrastarne l'affondamento e il deterioramento\_\_\_\_\_

*Documentazione significativa di progetto (piante, sezioni, ecc.)*



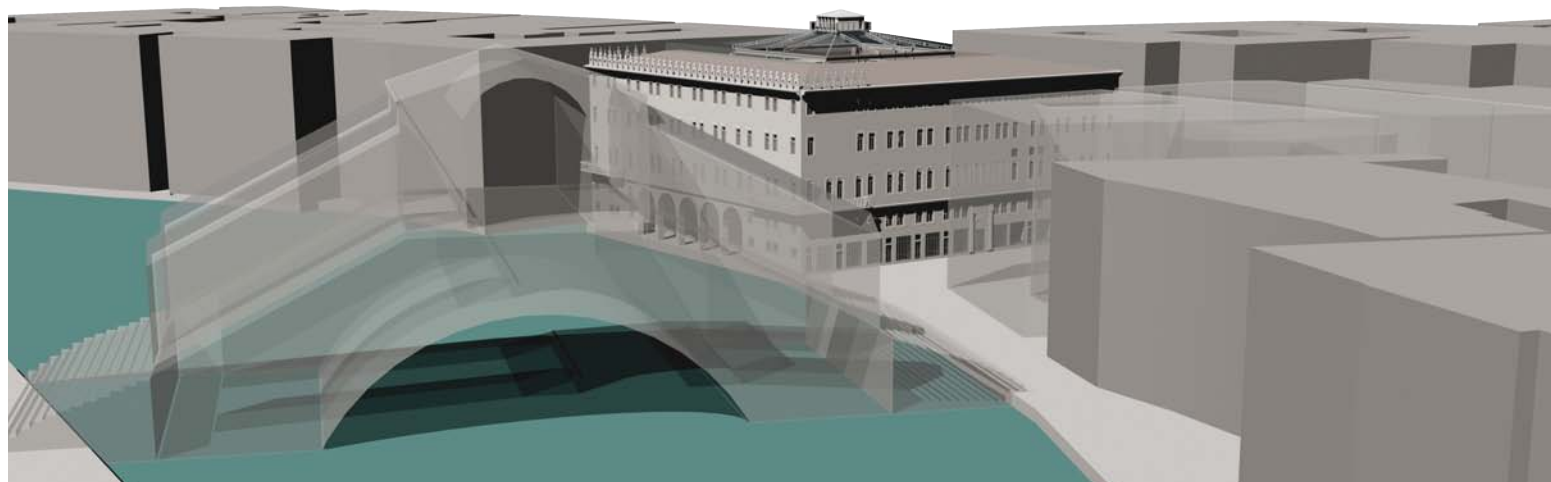
Pianta di progetto\_Scala 1:1000  
A destra dettagli del consolidamento  
delle murature contro-canale e dei muri  
di spina\_Scala 1:200

**5. Considerazioni conclusive sull'intervento realizzato**

L'intervento ha previsto un progetto differenziato per i muri contro canale e quelli interni di spina. Per le fondazioni perimetrali è stata prevista la messa a secco dell'area di intervento tramite palancole Larseen che hanno permesso in un secondo momento di gettare un cordolo anti-scalzamento in calcestruzzo armato su micropali trivellati. Il cordolo di contenimento è stato gettato anche internamente ma alla quota del calpestio. Per le fondazioni al di sotto dei muri di spina è stato previsto un allargamento del piede fondale con doppio cordolo interno ed esterno collegati attraverso un dispositivo metallico al di sotto del piede della muratura.

## Appendice B

### Tavole grafiche: Fondaco dei Tedeschi



NB: Le seguenti tavole grafiche sono state accorpate alla tesi in formato ridotto. Le tavole originali sono in formato A3 in Allegato 1



**Appendice C**  
**CTR Venezia “Città antica”**







Scala 1:10000 N^



## Conclusioni

La presente trattazione ha permesso innanzitutto di raccogliere una sintesi più che esaustiva della letteratura esistente, più o meno recente, sulle opere di fondazione a Venezia, gettando i presupposti per l'analisi delle forme del loro dissesto e per le soluzioni di consolidamento attualmente in uso.

Oggi, intervenire con un restauro strutturale-conservativo, è divenuto ormai urgente, alla luce dell'avanzamento dello stato di degrado in cui versano gli edifici storici della città antica, non più in grado di offrire un livello di prestazioni e sicurezza accettabili. L'interpretazione delle sintomatologie manifestate dalla sovrastruttura e rinvenibili *in situ*, permette di riconoscere i cinematismi in atto ed intervenire in un secondo momento con un progetto adeguato e duraturo, con il fine di contrastare i principali fenomeni di degrado legati soprattutto al cedimento verticale della base d'imposta delle fondazioni.

L'analisi delle tecniche oggi disponibili, ha permesso di individuare alcune grandi categorie d'intervento: il cordolo in calcestruzzo armato, le nuove palificate di micropali, l'allargamento del piede fondale e poi, per quanto riguarda il ripristino della continuità del paramento, la tecnica dello scuci-cuci, le iniezioni di resine, gli intonaci armati e le ristilature dei giunti. Queste soluzioni attingono direttamente dalle tecniche di consolidamento storiche, sottolineando come a Venezia sia preferibile intervenire in maniera tradizionale, declinando l'innovazione nell'utilizzo di materiali moderni in forme antiche piuttosto che nella reinvenzione di parti strutturali originali.

Il Fondaco dei Tedeschi ha permesso l'applicazione delle considerazioni teoriche ad un caso reale tramite l'articolazione di un progetto strutturale secondo un iter logico-procedurale che partendo dall'acquisizione dei dati, culmina nell'elaborazione di un consolidamento fondazionale *ad hoc*. Nell'esempio portato la soluzione elaborata consiste in una platea nervata alleggerita, tecnica spesso utilizzata per collegare strutture slegate soggette a possibili cedimenti differenziali, garantendo allo stesso tempo un'omogeneità e riduzione degli spostamenti verticali grazie all'aumento dell'impronta di carico. Il ricorso a questa tipologia di consolidamento ha permesso una riduzione dei cedimenti attesi a seguito dell'intervento in copertura di quasi il 50%, dimostrando come la distribuzione delle nuove sollecitazioni su una superficie più ampia permetta di contrastare il fenomeno critico in maniera efficace.

Per fornire un panorama più completo delle soluzioni oggi utilizzate, la trattazione è stata corredata da una raccolta di casi realmente eseguiti di interventi in fondazione, distribuiti su un arco temporale che va dal 2000 ad oggi. La catalogazione di queste *case histories* è avvenuta attraverso una schedatura appositamente elaborata su modello delle schede Aedes *Scheda di 1° livello di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell'emergenza post-sismica* e sulla base delle *Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale*.

Questo format ha permesso una rapida raccolta dei dati forniti dalla Soprintendenza e da studi specialistici, successivamente studiati e comparati per poter elaborare delle conclusioni generali sulle tecniche disponibili di consolidamento fondazionale.

Nonostante il numero esiguo di casi raccolti (potrebbe essere infatti possibile proseguire con la compilazione di nuovi esempi), sono state tratte alcune immediate considerazioni. Innanzitutto la maggior parte degli interventi interessa i muri di sponda contro-canale, dove le acque in circolazione dispiegano la loro forza disgregatrice con l'asportazione dei materiali costituenti e con l'erosione chimica da parte dei cloruri disciolti nell'acqua di mare. La tecnica sicuramente più utilizzata è il cordolo in calcestruzzo armato munito di specifica palificata, spesso realizzato in continuità con la fondazione esistente il cui paramento può essere contestualmente consolidato tramite l'iniezione di miscele leganti, intonaci armati o scuci-cuci. Più rare sono infine le soluzioni che prevedono il costipamento del sedime dell'edificio tramite l'iniezione di resine poliuretatiche nel sottosuolo al di sotto della base d'imposta, realizzate attraverso apposite forometrie praticate sulla fondazione stessa.

Qualsiasi tentativo di dedurre delle considerazioni generali su quale possa essere la tecnica più idonea da utilizzare, risulta vano, ma porta con sé la consapevolezza che ogni caso merita una soluzione specifica e originale, spesso combinazione di più tecniche nella creazione di un progetto unico ed esclusivo. L'eccezionalità del contesto, rende poi indispensabile una conoscenza approfondita delle condizioni geotecniche lagunari e l'ideazione di soluzioni compatibili con i due elementi che rendono la città di Venezia così assolutamente eccezionale: i suoi palazzi storici e la presenza indiscussa dell'acqua.

## Ringraziamenti

Vorrei innanzitutto ringraziare il mio relatore, il prof. Favaretti, che nel corso di questi sei mesi di tesi è stato oltremodo disponibile a risolvere ogni mio dubbio di natura scientifica e burocratica. Insieme a lui vorrei ricordare il prof. Cortellazzo, che ha messo a mia disposizione tutte le sue conoscenze in materia di fondazioni e ha reso le revisioni del lunedì mattina degli incontri piacevoli di confronto anche sul mio futuro.

Vorrei ringraziare anche la prof.ssa Valluzzi, mia correlatrice, che mi ha dato lo spunto iniziale su come articolare il mio percorso tematico di tesi e il prof. Giordano, che mi ha spinto a curare la parte grafica del mio elaborato al meglio ed è stato un punto di riferimento in questi cinque anni di università.

Un immenso ringraziamento va al prof. arch. Trovò dell'Università IUAV di Venezia, che, senza alcun obbligo nei miei confronti, ha deciso di dedicarmi moltissimo tempo condividendo con me la sua passione per gli edifici storici veneziani e regalandomi alcune delle sue pubblicazioni in merito; mi ha inoltre guidato in Soprintendenza all'acquisizione dei dati di cui avevo bisogno. Ringrazio il dott. Carlin del Comune di Venezia che mi ha passato questo prezioso contatto. Ringrazio inoltre il dott. Screnci della Soprintendenza per la gentilezza dimostratami nei miei giorni presso l'archivio.

Per la parte applicativa al Fondaco dei Tedeschi, ringrazio l'ing. Raffaella Signor dello studio We.In'.Venice, che mi è stata oltremodo accanto per spiegarmi tutti i dettagli del progetto e mi ha sostenuta anche nei momenti di difficoltà incoraggiandomi e motivandomi. La sua preparazione, gentilezza e pazienza sono state davvero fuori dal comune.

Ringrazio il prof. Vitaliani, per me una persona di famiglia, che mi ha permesso di svolgere il mio studio applicativo al Fondaco dei Tedeschi e che in questi anni mi ha sempre dedicato del tempo per consigliarmi nello studio e nella vita.

Ringrazio anche tutti gli Studi che hanno messo a disposizione il loro tempo e materiali per la compilazione delle schedature interventi a partire dallo studio We.In'.Venice, lo studio Arka Associati nelle persone dell'arch.Carrano e dell'Ing.Pantuso, lo studio Zero4Uno con l'Ing.Scattolin e l'Ing. Greggio, lo studio Pianon Associati grazie all'Ing. Zamara.



## Riferimenti bibliografici

### Testi e manuali

- Berezantsev W.G., *Design o deep Foundations*, 6th ICSMFE, Montreal, 1965
- Biscontin G., Izzo F., Rinaldi E., *Il sistema delle fondazioni lignee a Venezia: valutazione del comportamento chimico-fisico e microbiologico*, CORILA, Venezia, 2009
- Brinch Hansen J., *A General Formula for Bearing Capacity*, The Danish Geotechnical Institute, bull. n.28, Copenhagen, 1970
- Caniato G., Dal Borgo M., *Le arti edili a Venezia*, EdilStampa, Roma, 1990
- Colombo P., Colleselli F., *Elementi di geotecnica*, Bologna, Zanichelli, 2004
- Cucco F., *Statica e consolidamento degli edifici storici*, Grafill, Palermo, 2008
- Doglioni F., *Il cedimento differenziale dei muri di spina* in in Doglioni F., Mirabella Roberti G. (a cura), Venezia. *Forme della costruzione e forme del dissesto*, Libreria Editrice Cluva, Venezia, 2011, pp. 251-262
- Doglioni F., Mirabella Roberti G., *Per una rinnovata firmitas a Venezia: controllo e riparazione , non mutamento del congegno*, in Doglioni F., Mirabella Roberti G. (a cura), Venezia. *Forme della costruzione e forme del dissesto*, Libreria Editrice Cluva, Venezia, 2011, pp. 315-319.
- Dorigo W., *Venezia romanica*, Istituto Veneto di Scienze, Lettere ed Arti, Venezia, 2003
- Fadum R.E., *Influence values for estimating stresses in elastic foundations*, 2nd ICSMFE, Rotterdam, vol.III, 1948
- Gianighian G., *Appunti per una storia del cantiere a Venezia (secoli XVI-XVIII)* in *Le arti edili a Venezia*, Caniato G., Dal Borgo M., EdilStampa, Roma, 1990
- Mirabella Roberti G. (a cura), Venezia. *Forme della costruzione e forme del dissesto*, Libreria Editrice Cluva, Venezia, 2011
- Gottardi G, Lionello A., Modena C., *Influenza delle caratteristiche di fondazione sulla stabilità dei campanili di Santo Stefano e dei Frari a Venezia*, in Zezza F. (a cura) *Geologia e progettazione nel centro storico di Venezia*, Il Poligrafo, Padova, 2008
- Insula Spa, *Venezia manutenzione urbana-Insula: 10 anni di lavori per la città*, Vianello Libri, Treviso, 2007
- Palladio A., *Quattro libri dell'architettura*, Venezia, 1570
- Piana M., *Accorgimenti costruttivi e sistemi statici dell'architettura veneziana* in Gianighian G., Pavanini P. (a cura), *Dietro i palazzi: tre secoli di architettura minore a Venezia 1492-1803*, Arsenale Editrice, Venezia, 1984
- Piana M., *Il sito lagunare e le tecniche costruttive veneziane*, in Zezza F. (a cura) *Geologia e progettazione nel centro storico di Venezia*, Il Poligrafo, Padova, 2008
- Pisani M.A., *Consolidamento delle strutture: guida ai criteri, ai materiali e alle tecniche più utilizzati*, Hoepli, Milano, 2008
- Poulos H.G., Davis E.H., *Pile Foundation Analysis and Design*, John Wiley & Sons, New York, 1980

- Rocchi P., *Trattato sul consolidamento*, Gruppo Mancosu Editore, Roma, 2007
- Stefinlongo G.B., *Pali e palificazioni della laguna di Venezia*, Il Leggio, Venezia, 1994
- Terzaghi K., Peck R.B., *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley & Sons, New York, 1967
- Trincanato E.R., *Le forme dell'edilizia veneziana*, in Gianighian G., Pavanini P. (a cura), *Dietro i palazzi: tre secoli di architettura minore a Venezia 1492-1803*, Arsenale Editrice, Venezia, 1984
- Trivella F., *Recupero del costruito: manuale di intervento pratico*, Dario Flaccovio Editore, Palermo, 2007
- Trovò F., *Nuova Venezia antica, 1984-2001- L'edilizia privata negli interventi ex lege 798/84*, Maggioli, Rimini-Milano, 2010.
- Trovo' F., *I sistemi di fondazione*, in Doglioni F., Mirabella Roberti G. (a cura), *Venezia. Forme della costruzione e forme del dissesto*, Libreria Editrice Cluva, Venezia, 2011, pp. 19-32.
- Trovo' F., *Storie di crolli e osservazioni sui fenomeni di dissesto riconducibili a insufficienze fondali*, in Doglioni F., Mirabella Roberti G. (a cura), *Venezia. Forme della costruzione e forme del dissesto*, Libreria Editrice Cluva, Venezia, 2011, pp. 227-240.
- Trovo' F., Doglioni F., Mirabella Roberti G., Bondanelli M., *Repertorio delle forme di dissesto*, in Doglioni F., Mirabella Roberti G. (a cura), *Venezia. Forme della costruzione e forme del dissesto*, Libreria Editrice Cluva, Venezia, 2011, pp. 271-300.
- Trovo' F., *Conoscenza del congegno e modalità attuali di consolidamento: riflessioni su una casistica di interventi realizzati a Venezia*, in Doglioni F., Mirabella Roberti G. (a cura), *Venezia. Forme della costruzione e forme del dissesto*, Libreria Editrice Cluva, Venezia, 2011, pp. 303-314
- Turlon I., *Strutture spondali dei rii nel contesto idrogeologico del centro storico di Venezia*, in Zezza F. (a cura), *Geologia e progettazione nel centro storico di Venezia*, Il Poligrafo, Padova, 2008
- Turrini U., *Il rinforzo strutturale delle fondazioni: tipologie adottate nel restauro*, Libreria Internazionale Cortina, Padova, 2008
- Ventura P., *Fondazioni*, Hoepli, 2011, pp.1015-1135
- Vesic A.S., *Bearing capacity of Shallow Foundations*, Foundation Engineering Handbook, Van Nostrand Reinhold Company, 1975
- Vitruvii de architectura libri*, versione di Ugo Fleres, Milano, 1933
- Zezza F., *Geologia, Proprietà e deformazione dei terreni del centro storico di Venezia* in Zezza F. (a cura), *Geologia e progettazione nel centro storico di Venezia*, Il Poligrafo, Padova, 2008
- Zezza F., *Venezia città d'acqua: le incidenze geologiche su origini, evoluzione e vulnerabilità*, Marsilio, Venezia, 2014
- Zuccolo G., *Il restauro statico nell'architettura di Venezia*, Istituto Veneto di Scienze, Lettere ed Arti – Commissione di Studio dei provvedimenti per la conservazione e difesa della laguna e della città di Venezia, Venezia, 1975



## Riviste e convegni scientifici

Alessandri A., *Fondazioni per edifici civili e industriali in Venezia e Marghera* in AGI, VII Convegno Nazionale di Geotecnica, Cagliari, vol.II, 1967

Biscontin G., *L'azione chimico-fisica dell'acqua di mare sulle murature di sponda a Venezia* in Quaderni sulla manutenzione urbana di Venezia-I muri di sponda, n.9 anno III, Venezia, 2001

Biscontin G., Driussi G., *Conservare e restaurare il legno: conoscenze, esperienze, prospettive* in Atti del convegno di studi di Bressanone 23-26 giugno 2009, Scienza e Beni culturali, XXV, 2009

Bondanelli, M., Doglioni, F., Mirabella Roberti, G., Trovo' F., *Detecting constructive patterns for structural damage interpretation of historic buildings in Venice*, in Scientific Research and Safeguarding of Venice – CORILA Research programme 2004-2006 –Volume IV, Venezia, 2005, pp. 115-133.

Burland J.B., Burbidge M.C., *Settlement of Foundations on Sand and Gravel*, Proc. Inst. Civil Eng., part I, vol.78, 1985

Calabi D., *Le rive, le strade, i canali, i traghetti. Provvedimenti per la loro costruzione e manutenzione. XV-XVIII secolo* in Quaderni sulla manutenzione urbana di Venezia-I muri di sponda, n.9 anno III, Venezia, 2001

Ceccato F., Simonini P., *Comportamento meccanico delle palificate lignee di Venezia nel tempo*, in Incontro annuale dei Ricercatori di Geotecnica (IARG), 2012

Colleselli F., Donelli P., *Le "fondamente" di Venezia: evoluzione storica, cause di dissesto e metodi di risanamento* in AGI, XIV Convegno Nazionale di Geotecnica, Firenze, vol.I, 1980

Colombo P., *Il sottosuolo ed i problemi di Venezia, Mestre e Marghera* in AGI, VIII Convegno Nazionale di Geotecnica, Cagliari, vol.I, 1967

Colombo P., *Il deterioramento di edifici, rive e pavimentazioni a Venezia per azione dell'acqua* in AGI, XIV Convegno Nazionale di Geotecnica, Firenze, vol.III, 1980

Colombo P., Colleselli F., *Preservation problems in historical and artistic monuments of Venice*, in Geotechnical Engineering for the Preservation of Monuments and Historic Sites, Viggiani, Balkema, Rotterdam, 1997

Creazza G., *Aspetti del degrado strutturale e Venezia* in Atti della giornata di studio A vent'anni dall'evento di mare del novembre 1966, Istituto Veneto di Scienze Lettere ed Arti, Venezia, Venezia, 1986

Doglioni F., Mirabella Roberti G., Trovò F., Squassina A., Bondanelli M., *A structural damage atlas for Venice* in Scientific Research and Safeguarding of Venice – CORILA Research programme 2004-2006 –Volume VI, Venezia, 2008, pp. 133-146.

Driussi G., *Interventi di risanamento delle sponde murarie dei rii veneziani: aspetti chimico-fisici dei materiali* in Quaderni sulla manutenzione urbana di Venezia-I muri di sponda, n.9 anno III, Venezia, 2001

Francalancia J., *Le fondazioni nella città di Venezia* in AGI, XIV Convegno Nazionale di Geotecnica, Firenze, vol. III, 1980

- Frezza F., Bevilacqua G., *I principali interventi di manutenzione dell'insula* in Quaderni sulla manutenzione urbana di Venezia- *Insula di Santa Maria Formosa*, n.16 anno V, Venezia, 2003
- Gambini F., *Terreni e opere di fondazione a Venezia* in AGI, VII Convegno Nazionale di Geotecnica, Cagliari, vol.II, 1967
- Gardin P., *Scavo dei rii, manutenzione ordinaria degli edifici e contributi ai privati* in Quaderni sulla manutenzione urbana di Venezia- *Insula di Santa Maria Formosa*, n.16 anno V, Venezia, 2003
- Mazzucato A., *Consolidamenti e sottofondazioni nella città storica*. in Giornata di Studio sul tema: *Il ruolo della Geotecnica nella salvaguardia della città di Venezia e della sua Laguna*, Istituto Veneto di Scienze, Lettere ed Arti, Venezia, 2005
- Mazzucato, A., Dei Svaldi, A. & Dalla Corte, E. *Restoration works in the city of Venice geotechnical aspects*. Scientific Research and Safeguarding of Venice,- Corila Research Program 2004 Results, IV, Venezia, 2006, pp.146-154
- Mazzucato A., *Caratteristiche geotecniche del sottosuolo della città di Venezia*, Laboratorio TerraLab IUAV, Venezia, 2013
- Modena C., *Problemi e tecniche di consolidamento delle strutture* in Quaderni sulla manutenzione urbana di Venezia-*I muri di sponda*, n.9 anno III, Venezia, 2001
- Modena C., Turlon I., Valluzzi M.R. (1999), *Maintenance and rehabilitation of the wall banks of the historical centre of Venice*, 2nd International Congress on Science And Technology For The Safeguard Of Cultural Heritage In The Mediterranean Basin, Paris, France, 1999, pp. 783-786
- Naldini S., Trovo' F., Jong de J., *Wooden piles in Venice and Amsterdam, Characteristics, damage, and interventions*, in *Restoration of Buildings and Monuments- An international Journal*, Freiburg, Vol. 16, Nr. 6, 2010, pp.421-433
- Piana M., *Le rive della città e la loro conservazione* in Quaderni sulla manutenzione urbana di Venezia-*I muri di sponda*, n.9 anno III, Venezia, 2001
- Piana M., *Materiales, técnicas y sistemas constructivos de la arquitectura lagunar: problemas de conservación y de nueva utilización*, in *La imagen de Venecia en la cultura de la restauración arquitectónica* (a cura di J. Gallego Roca), atti del seminario "Torres Balbás", Grenada, 2004, pp. 153-180.
- Ravà R., *Sottofondazioni a Venezia*, in AGI VII Convegno Nazionale di Geotecnica, Cagliari, vol.II, 1967
- Ricceri G., *Il ruolo della geotecnica nella salvaguardia della città di Venezia e della sua laguna* in Rivista Italiana di Geotecnica n.I, 2007
- Rossi P., *Le indagini diagnostiche per il consolidamento strutturale delle sponde dei rii* in Quaderni sulla manutenzione urbana di Venezia-*I muri di sponda*, n.9 anno III, Venezia, 2001
- Sanzeni A., Whittle A.J.; Germaine J.T.; Colleselli F., *Compression and creep of venice lagoon sands* in Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v.138, n.10, 2012, pp.1266-1276
- Skempton A.W., Bjerrum L., *A contribution to the settlement Analysis of foundations on clay*, Geotechnique, vol.7, 1957

Tosi L., Teatini P., Strozzi T., *Natural versus subsidence of Venice*, Scientific Reports, Venezia, 2013

Trovò, F., *I sistemi fondali a Venezia: stato dell'arte delle conoscenze e interventi di consolidamento più diffusi*, in Bondanelli, M., (a cura), *Problematiche strutturali dell'edilizia storica in zona sismica* – Contributi al seminario di studi (Associazione dei Geologi della provincia di Ferrara; Associazioni Geologi Emilia-Romagna per la Protezione Civile), Ferrara, 2009, pp. 59-84.

Viggiani C., *Alcune considerazioni sull'interazione statica fra terreno, fondazione e sovrastruttura*, in Rivista Italiana di Geotecnica, 1979

Zago F., *Gli aspetti meccanici per la manutenzione dei muri di sponda: risanamento mediante iniezioni* in Quaderni sulla manutenzione urbana di Venezia-I muri di sponda, n.9 anno III, Venezia, 2001

Zannovello F., *L'uso delle iniezioni consolidanti sui muri di sponda dei rii: una ricerca sperimentale* in Quaderni sulla manutenzione urbana di Venezia-I muri di sponda, n.9 anno III, Venezia, 2001

## Fonti d'archivio per la schedatura interventi

Tutte le informazioni dimensionali e catastali relative agli edifici in analisi sono state ricavate dalla versione online del PRG del comune di Venezia, reperibile al sito <http://sit.comune.venezia.it/cartanet>

<b>Elenco delle fonti degli interventi analizzati</b>	
<b>Schedatura n°1</b>	Archivio lavori Studio We.In Venice
<b>Schedatura n°2</b>	Archivio lavori Studio Zero4Uno
<b>Schedatura n°3</b>	Archivio lavori Studio Arka Associati
<b>Schedatura n°4</b>	Archivio lavori Studio Arka Associati
<b>Schedatura n°5</b>	Archivio della Soprintendenza per i Beni Architettonici e paesaggistici di Venezia e laguna*
<b>Schedatura n°6</b>	Archivio lavori Studio We.In Venice
<b>Schedatura n°7</b>	Archivio lavori Studio Zero4Uno
<b>Schedatura n°8</b>	<a href="http://www.geosec.it">www.geosec.it</a>
<b>Schedatura n°9</b>	Archivio della Soprintendenza per i Beni Architettonici e paesaggistici di Venezia e laguna*
<b>Schedatura n°10</b>	Archivio lavori Studio Pianon Associati
<b>Schedatura n°11</b>	<a href="http://www.uretek.it">www.uretek.it</a>  Gabassi M., Paschetto A., Vinco G., Masella A., <i>Consolidamento del terreno di fondazione del palazzo di punta della dogana in Venezia realizzato con iniezioni di</i>

	<i>resina poliuretana</i> , in AGI XXIV Convegno Nazionale di Geotecnica, Napoli, 2011
<b>Schedatura n°12</b>	Archivio della Soprintendenza per i Beni Architettonici e paesaggistici di Venezia e laguna*  Pilo G.M., De Rossi L., Alessandri D., Zuanier F., <i>Ca' Foscari: storia e restauro del palazzo dell'università</i> , Marsilio, Venezia, 2005
<b>Schedatura n°13</b>	Archivio della Soprintendenza per i Beni Architettonici e paesaggistici di Venezia e laguna* Archivio lavori Studio Pianon Associati
<b>Schedatura n°14</b>	Archivio lavori Studio Zero4Uno
<b>Schedatura n°15</b>	Archivio lavori Studio Pianon Associati
<b>Schedatura n°16</b>	Archivio lavori Studio Zero4Uno

\* Materiale consultato tramite regolare domanda di accesso ai documenti amministrativi ai sensi dell'art. 22 della legge 241/90, n° protocollo 496;16/01/2015

## Fonti sitografiche

<http://www.engineeringvillage.com><sup>131</sup>

<http://www.uretek.it>

<http://www.geosec.it>

<http://comune.venezia.it>

---

<sup>131</sup> Portale connesso ad Elsevier per la ricerca di pubblicazioni scientifiche nel campo dell'ingegneria

## Riferimenti normativi

Il lavoro relativo al caso studio sviluppato al §6 è stato condotto secondo quanto previsto dalla vigente normativa in materia. In particolare si è fatto riferimento a:

- D.M. 11/03/1988 *Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione*
- Ministero dei Lavori Pubblici - Circolare 9 Gennaio 1996, n. 218/24/3 *Legge 2 febbraio 1974, n. 64. Decreto del Ministero dei lavori pubblici 11 marzo 1988. Istruzioni applicative per la redazione della relazione geologica e della relazione geotecnica*
- A.G.I. (1977) *Raccomandazione sulla esecuzione e programmazione delle indagini geognostiche*
- A.G.I. (1984) *Raccomandazioni sui pali di fondazione*
- Ordinanza n. 3274 del 20/03/03 *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*
- C.S.LL.PP Testo allegato al parere n. 66 dell'Assemblea Generale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici reso nella seduta del 21/07/2006 *Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni*
- D.M 14/01/2008 *Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni e Circolare 2 febbraio 2009 nr. 617 Istruzioni per l'applicazione delle NCT*