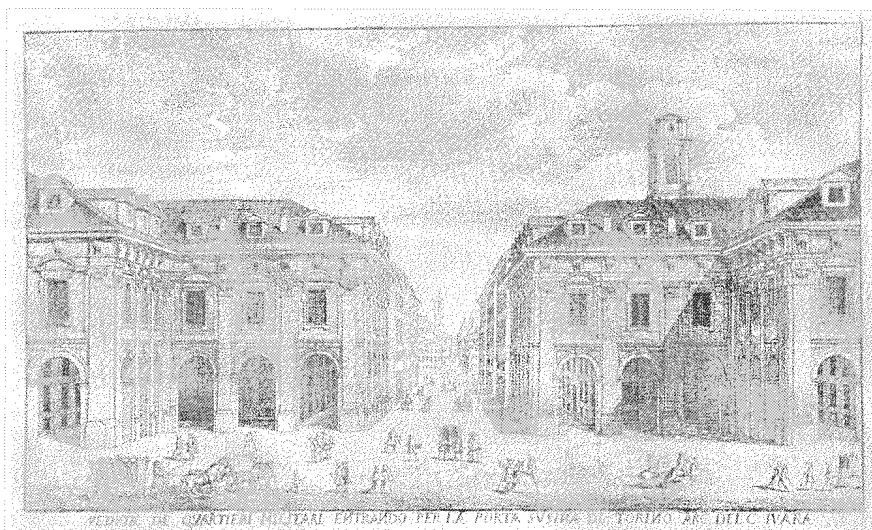




CITTA' DI TORINO

Divisione Servizi Tecnici ed Edilizia per i Servizi
Culturali – Sociali – Commerciali
Settore Edifici per la Cultura
Piazza Corpus Domini 17/E – 10122 Torino

RECUPERO FUNZIONALE DELL'EDIFICIO DI VIA DEL CARMINE 14 AD USO ARCHIVI ED ATTIVITA' CULTURALI



PROGETTO ESECUTIVO

Responsabile Unico di Procedimento e Dirigente del Settore	Arch. Rosalba Stura
Progettista opere architettoniche	Arch. Emanuela Lavezzo
Progettista opere strutturali	Ing. Gianfranco Giovagnetti
Progettista opere impiantistiche	Ing. Alfonso Famà
Progettista della sicurezza – Collaboratore alle opere strutturali	Ing. Flavio Aquilano
Supporto al R.U.P. per le opere strutturali	Ing. Elena Grillone
Collaboratore progetto opere architettoniche e strutturali	Geom. Bartolo Saullo
Collaboratore progetto opere architettoniche e sicurezza	Geom. Fabrizio Passantino
Collaboratore progetto opere architettoniche	Arch. Michelina Pirrone
Collaboratori progetto opere impiantistiche	P.I. Francesco Ferrari P.I. Maurizio Genovese

PROGETTO OPERE STRUTTURALI

SCALA	Relazione Geotecnica		
SCALA PLOT			
REV	MODIFICHE	DATA	DISEGNATORE
	Emissione	24/08/2010	

1) INTRODUZIONE

La presente relazione, redatta in ottemperanza agli adempimenti previsti dal D.M. 11-03-1988, ha lo scopo di determinare in via preliminare e, quindi, approssimativa e cautelativa, il carico ammissibile sul terreno di fondazione per l'intervento da effettuarsi presso il palazzo sito in Via del Carmine n° 14 in Torino.

2) CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA DEL SITO E PARAMETRI GEOFISICI

La presente Relazione Geotecnica è stata formulata sulla base della Relazione Geologica e Geotecnica fornita dal Comune di Torino.

2.1- Inquadramento geologico – geo-morfologico

Come riportato nella Relazione Geologica fornita, il territorio del Comune di Torino si estende in massima parte su un'area semi pianeggiante costituita dagli apporti successivi delle conoidi alluvionali poste allo sbocco delle valli alpine. A seguito si riporta la caratterizzazione descritta nella Relazione Geologica.

“[...] L'assetto geologico generale è suddiviso, per i primi 150 metri di spessore circa, in tre complessi litostratigrafici:

- depositi fluvioglaciali e fluviali Rissiani (Quaternario), principalmente composti da ghiaie, ciottoli e sabbie in matrice sabbioso-limosa;
- depositi lacustri e fluviolacustri riferibili al Villafranchiano Autoctono (Pleistocene Inferiore-Pliocene Superiore) composti da limi argillosi e livelli sabbioso ghiaiosi;
- depositi d'ambiente marino neritico del Pliocene composti da limi argillosi, limi sabbiosi e sabbie grigio azzurre con fossili.

Lo spessore del primo complesso ghiaioso lungo il tracciato è variabile da un minimo di 25 metri (zona a nord di Torino) ad un massimo di circa 45 metri (zona Piazza d'Armi). Questi depositi presentano, al loro interno, orizzonti e livelli ad andamento discontinuo e a vario grado di

cementazione; i livelli a maggior cementazione (livelli conglomeratici) sono caratteristici del sottosuolo di Torino e sono noti in letteratura con il termine formazionale di “puddinghe”. Il limite inferiore dei depositi fluvioglaciali Rissiani è costituito da un contatto di tipo erosionale.

La potenza del secondo complesso, ricavata dalla bibliografia, varia molto in relazione alla zona di riferimento, da un massimo di 140 metri (Piazza Marmolada) a pochi metri nella zona nord di Torino, nelle vicinanze della Stura di Lanzo. Il contatto tra la base del complesso Villafranchiano e i sottostanti depositi Pliocenici è di eteropia di facies.[...]”

“[...] Il sottosuolo di Torino, se da un punto di vista geologico può essere definito relativamente semplice, presenta delle rilevanti variazioni sia lateralmente, sia lungo la profondità relativamente alla cementazione dei depositi fluvioglaciali (ghiaie, ciottoli e sabbie in matrice limosa).

La natura della cementazione è dovuta alla precipitazione del carbonato di calcio e magnesio presente in soluzione sia nell’acqua di falda, sia nell’acqua di infiltrazione meteorica, per variazioni dei parametri chimico-fisici (temperatura e pH).

La precipitazione avviene secondo due meccanismi; nel primo i carbonati presenti in soluzione nelle acque della falda superficiale provengono principalmente dalle acque della Dora Riparia (350-400 mg/l CaCO_3 disciolto), che alimenta la falda nei periodi di maggior portata. Quando le acque della falda superficiale, cariche di carbonati, si miscelano con acque provenienti da altri bacini di alimentazione, la variazione di temperatura (diminuzione) o di pH (innalzamento del valore) provoca la precipitazione dei carbonati disciolti in soluzione.

Il secondo meccanismo è legato alle acque di precipitazione meteorica che infiltrandosi nel suolo, si arricchiscono di CO_2 . Questa combinandosi con l’acqua produce acido carbonico (H_2CO_3) e determina, dunque, una diminuzione del pH. Le acque così divenute aggressive riescono a portare in soluzione il carbonato di calcio e magnesio presente nei depositi. All’aumentare della profondità, il variare della temperatura (la temperatura delle acque di infiltrazione non è più influenzata dalla

temperatura dell'aria, generalmente si verifica un abbassamento della temperatura) modifica l'equilibrio chimico delle specie carbonatiche disciolte, provocandone la precipitazione.

I due meccanismi sopracitati spiegano la formazione di lenti e livelli di materiale cementato sia nella zona non satura, sia al di sotto del livello di oscillazione della falda superficiale. [...]"

2.2- Inquadramento idrogeologico

Come riportato dalla Relazione geologica fornita, " [...]il sottosuolo di Torino è sede di un sistema di falde sovrapposte. Dalle informazioni ricavate dalla letteratura e dai dati riassunti nelle schede dei pozzi, risulta evidente il seguente assetto idrogeologico:

- acquifero superficiale a falda libera costituito da depositi grossolani riferibili al Quaternario (ciottoli, ghiaie e sabbie in matrice sabbioso-limosa), con uno spessore della zona satura variabile tra 15 e 30 m e limitato alla base da uno strato di argille con spessore pari a circa 30 m, presente in quasi tutte le stratigrafie dei pozzi analizzati. La superficie dell'acquifero a falda libera si trova a una profondità variabile dai 40 ai 15 metri di profondità dal piano campagna.
- acquifero profondo, verosimilmente confinato e del tipo multifalda, è situato indicativamente tra 70 e 200 m dal p.c., come desunto dalle informazioni provenienti da diversi pozzi profondi presenti nell'area oggetto di studio. Tale acquifero è costituito da alternanze di depositi medio grossolani e fini (argille limose con livelli di ghiaie e sabbie), appartenenti a depositi fluviolacustri; la sua base è rappresentata da uno strato di argille presente, a seconda delle zone, a circa 150-200 m dal piano campagna. [...]"

Nella relazione Geologica sono riportati i dati di una campagna di rilevazione dei dati piezometrici, effettuata nel febbraio-marzo 2000, in vista dei lavori per la realizzazione della Metropolitana.

" [...] La carta delle curve isopiezometriche riferite alle misure del periodo febbraio-marzo 2000 mostra un andamento della superficie piezometrica piuttosto regolare, con gradiente medio pari a circa 0,4-0,5%, e direzione di flusso orientata da nord-ovest verso sud-est; lo stesso gradiente

aumenta nel settore orientale, in vicinanza del Po, e mostra valori pari a circa 0,8-1%. Appare comunque evidente come il Po risulti essere il livello di base locale dell'acquifero a falda libera, mentre la Dora Riparia agisca, a seconda delle zone, come dreno o come alimentatore della falda stessa. [...]"

Le risultanze della relazione Geologica mostrano una profondità della falda molto elevata (circa 220 m sul p.c.) rispetto all'area interessata dalla fondazioni dell'intervento in esame (circa 6 m dal p.c.).

2.3- Prove, carotaggi e caratteristiche meccaniche

Con riferimento alla sopracitata Relazione Geologica, risultano di interesse i punti di sondaggio PO2 ((pozzo geognostico C.so Principe Oddone), RCR25 (sondaggio geognostico Piazza Statuto), SC2 (sondaggio geognostico C.so Principe Oddone), D18 – D19 (Tubo ABS in pozzo in C.so Francia angolo C.so Principe Oddone).

Questa serie di punti di prova, congiuntamente con gli altri riportati in posizioni più defilate rispetto all'intervento in esame, hanno permesso di evidenziare come nella zona siano identificabili 4 unità geotecniche caratterizzate da spessori e profondità variabili in ragione della zona indagata.

a) Unità 1: TERRENO SUPERFICIALE.

Rappresenta il primo strato più superficiale, con una potenza variabile tra 1 m e 5 m. Granulometricamente risulta composta da limi sabbiosi-argillosi, limi e limi-argillosi, sabbie con ghiaie inglobanti materiali provenienti da demolizioni quali frammenti di laterizio.

b) Unità 2: GHIAIE CON SABBIE DA SCIOLTE A DEBOILMENTE CEMENTATE

Questo livello mostra una distribuzione spaziale variabile sia orizzontalmente sia verticalmente. Granulometricamente risulta descritta da ghiaie e sabbie da sciolte a debolmente cementate con presenza di ciotoli di dimensione pluri decimetrica.

In questa zona viene riportata la presenza di cementazione tra lo 0 % ed il 25 %.

c) Unità 3: GHIAIE CON SABBIE CON CEMENTAZIONE DA DEBOLE A MEDIA

Questa unità, simile alla precedente per granulometria, presenta una cementazione più consistente fino al 50 %

Nella zona tra C.so Francia e la Stazione XVIII Dicembre si presentano lenti di unità 3 al di sopra degli strati di unità 2.

d) Unità 4: GHIAIE CON SABBIE CON CEMENTAZIONE DA MEDIA AD ELEVATA

Come le precedenti unità ma con cementazione tra il 50 % ed il 75 %.

Le analisi riportate nella Relazione Geologica hanno dimostrato la presenza prevalente di uno strato di terreno riconducibile all'Unità 4 tra i -3 ed i - 36 m nel tratto compreso tra C.so Francia e Via Cernaia, con lenti di terreno con minore cementazione, riconducibile all'Unità 3, a profondità compresa tra i -2 ed i -15 m.

Nella zona terminale di C.so Francia, all'incrocio con C.so Principe Oddone, si trova invece, sotto allo strato di terreno superficiale, un insieme di materiale a coesione crescente tra i - 2 ed i -8 m, riconducibile all'Unità 2.

Data la variabilità delle zone a cementazione maggiore, si ritiene di caratterizzare cautelativamente il terreno alla quota dello spiccatto di fondazione (-6.5 m dal p.c.) come appartenente all'Unità geotecnica n° 2 con le seguenti caratteristiche:

C%: 0 ÷ 25 %

γ : 18 ÷ 21 kN/m³

E: 150 ÷ 170 MPa

ν : 0,3

ϕ' : 36 ÷ 37°

c: 0 ÷ 10 kPa

Data la variabilità di tali parametri, soprattutto per quello che riguarda l'effettivo grado di cementazione, si è ritenuto cautelativo, in assenza di prove locali dirette, assumere nulla la cementazione.

Pertanto, nei calcoli della presente relazione geotecnica, si sono assunti i seguenti parametri geofisici:

C%: 0 %

γ : 18 kN/m³

E: 150 MPa

ν : 0,3

ϕ' : 36°

c: 0 kPa

2.4- Caratterizzazione sismica del sito

Il territorio del Comune di Torino è inserito nella zona sismica di 4° categoria, per la quale è possibile svolgere un'analisi semplificata con sisma di spettro predefinito. L'edificio in esame, però, è sottoposto a vincolo architettonico in quanto "bene di interesse culturale" e ricade nei termini di attuazione del Dlgs n° 42 del 22 gennaio 2004, per il quale risulta necessaria una valutazione del rischio sismico ed una valutazione del miglioramento sismico apportato con gli interventi in progetto.

Per tali motivazioni, si è deciso di effettuare un'analisi dinamica modale a Stato Limite di Vita (S.L.V.) con i seguenti parametri sismici.

Probabilità di superamento : 10%

T_r : 475 anni

a_g : 0.056 g

F_0 : 2.76

T_c^* : 0.27

Per la caratterizzazione del suolo, in assenza di prove specifiche in sito, si è optato per una categoria "E" (Terreno dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento) in quanto maggiormente amplificante la sollecitazione sismica.

3) ANALISI DELL'EDIFICIO ESISTENTE ED INTERVENTI DI PROGETTO

L' edificio esistente presenta una struttura mista con murature perimetrali portanti in laterizio di spessore variabile tra i 120 e gli 80 cm, ed una struttura interna con solai in latero-cemento, travi e pilastri in cemento armato.

L'edificio originale risale alla prima metà del 1700 con rimaneggiamenti successivi e l'inserimento dei solai in calcestruzzo intorno al 1930.

Il progetto attuale prevede la trasformazione di parte dei locali in archivio con aggravi localizzati di carico.

La maggior parte dei solai, però, avrà una destinazione d'uso analoga a quella attuale, pertanto, un aggravio di carico pressoché nullo.

L'analisi del modello strutturale ad elementi finiti ha evidenziato come la tensione sulle fondazioni subisca un aumento poco consistente, valutabile in circa il 10% della tensione sul terreno stimata nelle condizioni di esercizio attuali.

Solo la zona dei maschi murari centrali sui quali poggiano i pilastri in cemento armato presentano un aumento di lavoro maggiore raggiungendo il 20% rispetto alla situazione attuale.

Sono stati realizzati tre saggi del terreno in cantina, per portare allo scoperto la tipologia delle fondazioni e la natura del terreno sotto le stesse

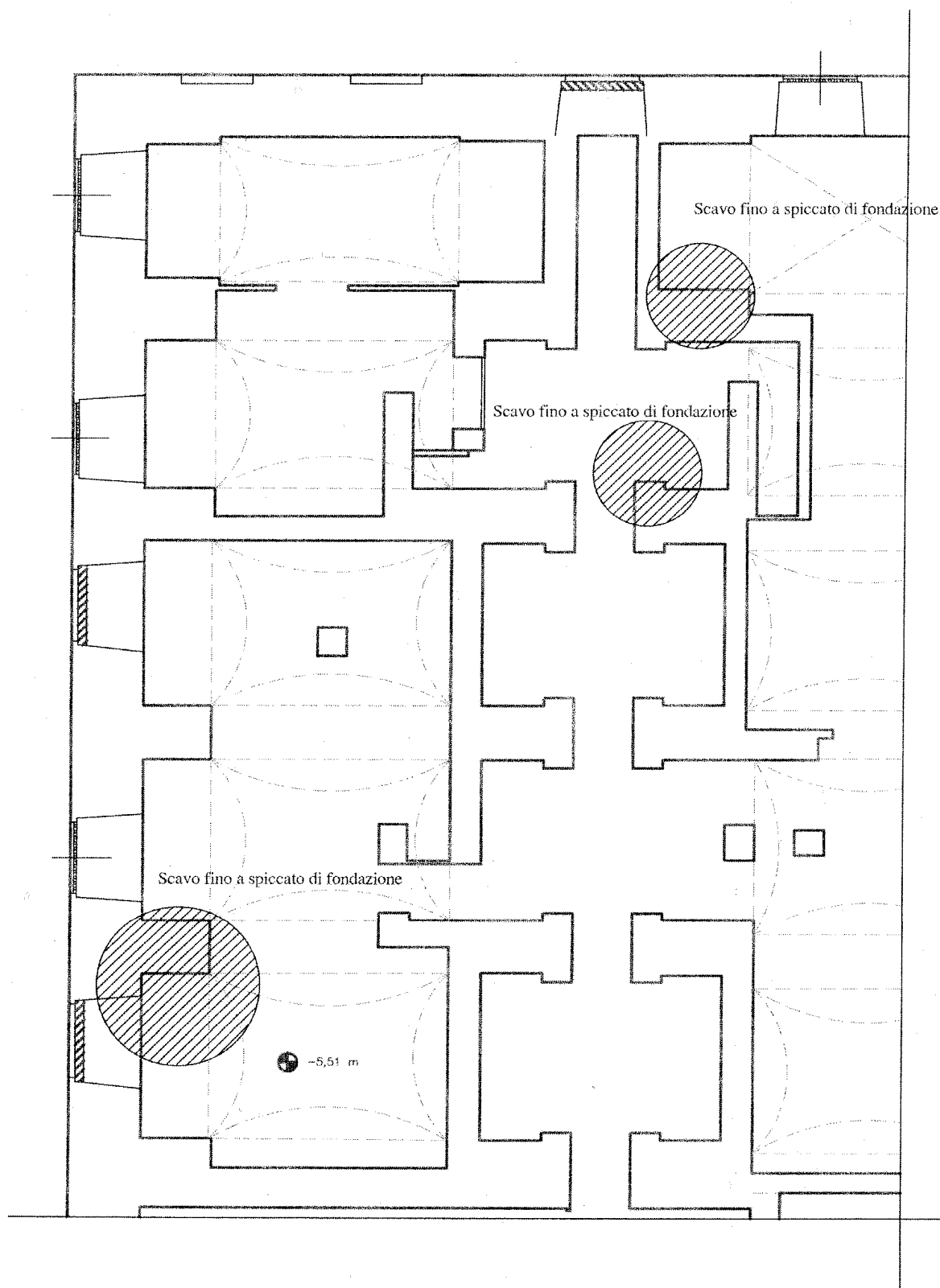


Fig. 1:Punti di prova fondazioni

La fondazione esistente è una muratura nastriforme e presenta un ingrossamento, rispetto allo spessore del muro, di circa 6-8 cm, presumibilmente su entrambi i lati. In alcuni casi, come sul muro di spina in prossimità di C.so Valdocco, è presente un ulteriore ingrossamento di 12 cm realizzato con mattone in folio a guisa di piano di appoggio delle fondazioni. La muratura, per tessitura, materiali, dimensioni dei giunti, risulta del tutto analoga a quella in elevazione.

Il terreno tra il piano di calpestio e la fondazione è stato riportato e sono rinvenibili diversi resti animali, come ossa e denti, e umani come piatti e bicchieri rotti, oltre a pezzi di coppo e laterizio.

Al di sotto del piano di fondazione, il terreno si presenta drasticamente diverso sia per durezza, sia per il colore grigiastro, sia per resistenza allo scavo, rispetto al terreno di riporto soprastante, mostrando caratteristiche granulometriche di ghiaie con sabbia.

Data la piccola variazione della tensione sul terreno ed il basso valore assoluto di tale parametro, calcolato nel modello con la configurazione attuale, si è deciso, in fase progettuale, di procedere al rinforzo della fondazioni solo dei maschi murari centrali, con una trave continua in cemento armato che “fasciasse” le fondazioni in muratura esistente e si collegasse ai placcaggi monolitici in cemento armato da effettuarsi tra piano interrato e piano terra, e di piccole porzioni muro continuo in prossimità di via dei Quartieri Militari, zona interessata all’inserimento degli archivi compatti. I rinforzi sono stati inseriti solo nei punti ove, ad una prima analisi, il carico in fondazione risultasse incompatibile con la portanza del terreno in assenza di cementazione.

4) VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

4.1- Verifica nei confronti dello Stato Limite Ultimo (S.L.U.)

In accordo con quanto previsto al paragrafo 6.2.3.1 del D.M. 14-01-2008 “Norme Tecniche per le costruzioni” per lo S.L.U. / S.L.V. previsto a progetto deve essere verificata la relazione

$$E_d \leq R_d$$

Ove:

E_d = valore dell'azione di progetto

R_d = valore di resistenza del sistema geotecnico

Trattandosi, nel caso in esame, di fondazioni superficiali dovrà essere verificato lo Stato Limite Ultimo di tipo geotecnico per collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno e lo S.L.U. di tipo strutturale per raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali (paragrafo 6.4.2.1).

Per quanto attiene allo S.L.U. strutturale, si rimanda alla Relazione di Calcolo del progetto strutturale.

Per quanto riguarda lo S.L.U. geotecnico, verranno qui i seguito verificate le singole porzioni di fondazione.

Per le azioni di progetto (E_d) ci si rifarà ai risultati del modello di calcolo ad elementi finiti effettuato con analisi dinamica modale, assumendo l'involuppo dei risultati tra le combinazioni di carico S.L.U. statiche e le combinazioni di carico S.L.V. dinamiche, amplificando le sollecitazioni provenienti dalle combinazioni sismiche di un fattore $\gamma = 1,1$, in accordo con quanto prescritto al paragrafo 7.2.5.

Per le resistenze di progetto (R_d), trattandosi di fondazioni nastriformi in sabbie e ghiaie in assenza di falda, si calcolerà il parametro di riferimento con il metodo di Meyerhof e con la formula di Hansen, sulla base dei parametri geofisici stabiliti in precedenza.

Per quanto riguarda la formula di Meyerhof utilizzata è la seguente:

$$q_{lim} = \gamma_r * D * Nq * Sq * dq * iq + c' * Nc * Sc * dc * ic + 0,5 * B' * \gamma * N\gamma * S\gamma * d\gamma * i\gamma$$

i parametri che compaiono nella suddetta formula sono:

γ_r = peso dell'unità di volume del terreno di riporto;

D = approfondimento della fondazione;

$Nq - Nc - N\gamma$ = coefficienti di fondazione calcolati con il metodo di Meyerhof;

$Sq - Sc - S\gamma$ = fattori di forma (Meyerhof);

$dq - dc - d\gamma$ = fattori di profondità (Meyerhof);

$iq - ic - i\gamma$ = fattori di inclinazione del carico (Meyerhof);

Per la formula di Hansen, invece, l'algoritmo utilizzato è il seguente:

$$Q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' * B * N\gamma * s\gamma * i\gamma * b\gamma * g\gamma + q' * Nq * sq * dq * iq * bq * gq$$

Dove:

γ' = peso del volume del terreno efficace;

$N\gamma, Nq$ = fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di attrito;

$s\gamma, sq$ = fattori correttivi dipendenti dalla forma della fondazione,

dq = fattore correttivo dipendente dal piano di posa della fondazione;

$i\gamma, iq$ = fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione dei carichi agenti sul piano di fondazione;

$b\gamma, bq$ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di posa delle fondazioni;

$g\gamma, gq$ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;

B = larghezza fondazione;

q' = sovraccarico agente sui bordi della fondazione per effetto dell'approfondimento rispetto al terreno esistente.

Il confronto tra E_d ed R_d verrà effettuato sulla base di quanto previsto dall'approccio 2 par. 6.4.2.1
con i seguenti coefficienti parziali:

A1 : 1,3 (permanenti), 1,5 (accidentali),

M1 :1

R3 : 2,3

4.1.1- Fondazione muro perimetrale su C.so Valdocco (tratto tra Via San Domenico e il portico)

Dimensione trasversale: 147 cm

Lunghezza: 3000 cm

Approfondimento: 80 cm

E_d : variabile tra 3,81 e 4,43 kg/cm²

R_d : 5,54 (Hansen); 5,84 (Meyerhof)

$E_d < R_d$

4.1.2- Fondazione su Via San Domenico

Dimensione trasversale: 140 cm

Lunghezza: 4171 cm

Approfondimento: 80 cm

E_d : variabile tra 4,4 e 4,77 kg/cm²

R_d : 5,42 (Hansen); 5,71 (Meyerhof)

$E_d < R_d$

4.1.3- Fondazione muro di spina parallelo Via San Domenico

Dimensione trasversale: 130 cm

Lunghezza: 1900 cm

Approfondimento: 80 cm

E_d : variabile tra 4,24 e 5,26 kg/cm²

R_d : 5,32 (Hansen); 5,61 (Meyerhof)

$E_d < R_d$

4.1.4- Fondazione muro su cortile parallelo a Via San Domenico

Dimensione trasversale: 112 cm

Lunghezza: 1900 cm

Approfondimento: 80 cm

E_d : variabile tra 4,26 e 4,89 kg/cm²

R_d : 5,07 (Hansen); 5,33 (Meyerhof)

$E_d < R_d$

4.1.5- Fondazione muro su Via dei Quartieri Militari

Dimensione trasversale: 148 cm

Lunghezza: 1950 cm

Approfondimento: 80 cm

E_d : variabile tra 3,54 e 4,72 kg/cm²

R_d : 5,58 (Hansen); 5,94 (Meyerhof)

$E_d < R_d$

4.1.6- Fondazione muro interno parallelo a Via dei Quartieri Militari

Dimensione trasversale: 122 cm

Lunghezza: 1950 cm

Approfondimento: 80 cm

E_d : variabile tra 4,4 e 5,2 kg/cm²

R_d : 5,21 (Hansen); 5,45 (Meyerhof)

$E_d < R_d$

4.1.7- Fondazione muro su cortile parallelo a C.so Valdocco

Dimensione trasversale: 150 cm

Lunghezza: 1600 cm

Approfondimento: 80 cm

E_d : variabile tra 4,26 e 5,04 kg/cm²

R_d : 5,63 (Hansen); 6,02 (Meyerhof)

$E_d < R_d$

4.1.8- Fondazione maschio murario interno non rinforzato

Dimensione trasversale: 111 cm

Lunghezza: 210 cm

Approfondimento: 80 cm

E_d : variabile tra 3,02 e 3,48 kg/cm²

R_d : 5,75 (Hansen); 6,19 (Meyerhof)

$E_d < R_d$

4.1.9- Fondazione maschio murario interno con rinforzo fondazione

Dimensione trasversale: 200 cm

Lunghezza: 293 cm

Approfondimento: 80 cm

E_d : variabile tra 3,41 e 5,22 kg/cm²

R_d : 6,78 (Hansen); 8,48 (Meyerhof)

$E_d < R_d$

4.1.10- Fondazione setti scala su Via dei Quartieri Militari

Dimensione trasversale: 100 cm

Lunghezza: 400 cm

Approfondimento: 80 cm

E_d : variabile tra 1,43 e 3,9 kg/cm²

R_d : 5,23 (Hansen); 5,46 (Meyerhof)

$E_d < R_d$

4.2- Verifica nei confronti dello S.L.E.

La variazione delle tensioni di esercizio tra lo stato attuale e la configurazione di progetto risulta molto contenuto, stante l'ingente componente di carico data dal peso proprio dei muri portanti.

In tal senso, data la vetustà dell'edificio e la lunga applicazione del carico in fondazione, si può concludere che la situazione attuale sia completamente assestata e che, data la esigua variazione dei carichi sul terreno (inferiore al 10%) nelle zone non interessate dai rinforzi in fondazione, i cedimenti immediati ed a lungo termine siano ampiamente compatibili con il manufatto.

A titolo di verifica, si riporta il calcolo del cedimento atteso per la fondazione del muro parallelo a Via dei Quartieri Militari a causa del solo incremento di carico in fondazione (S.L.E.) dovuto alle modifiche di carico previsto a progetto.

Tale muratura risulta quella maggiormente interessata dagli interventi di progetto stante l'inserimento degli archivi compatti.

La valutazione dei cedimenti del terreno di fondazione nel caso di fondazioni a cordolo continuo viene svolta sotto le seguenti ipotesi (Frase e Wardle, 1976):

- il comportamento della fondazione tiene conto dell'interazione tra la stessa ed il terreno;
- il terreno è schematizzato come un mezzo elastico omogeneo indefinito;
- la fondazione è considerata perfettamente liscia, caricata uniformemente, avente rigidità di valore definito.

Data la natura del terreno e la preesistenza di un fabbricato, pare opportuno considerare i cedimenti attesi tramite la formula di Burland – Burbridge per sabbie sovraconsolidate:

$$S_i = f_s * f_l * q * B^{0,7} * I_c/3$$

Ove:

S_i = cedimento iniziale

f_s = fattore di forma pari a 1,25 per fondazioni nastriformi

$f_1 = H_s / Z_1 * (2 - H_s / Z_1) =$ fattore di spessore con $H_s =$ spessore strato sabbia in metri e Z_1
 $= B^{0,763} =$ profondità d'influenza . siccome $H_s > Z_1$ allora $f_1 = 1$.

$I_c =$ indice di compressibilità $= 1,71 / N_{spt}^{1,4}$ con N_{spt} medio preso pari alla media dei dati rilevati
pari a 90 (pozzo SC2).

$q =$ pressione sul terreno pari alla differenza tra il valore stimato prima e dopo l'intervento,
quindi pari a $(3,12 - 2,82) = 0,3 \text{ kg/cm}^2 = 30 \text{ kPa}$.

Con i dati sopra descritti si ottiene un cedimento iniziale per azione dell'incremento di carico pari a
0,05 mm.

Per tener conto degli effetti viscosi, Burland e Burbridge propongono di moltiplicare il cedimento
immediato per un fattore di correzione (f_t):

$$S = f_t * S_i$$

Ove:

$$f_t = 1 + R_3 + R_2 * \log_{10} t/3$$

con:

$$R_3 = 0,3$$

$$R_2 = 0,2$$

$t =$ tempo della costruzione = 300 anni

con tali dati si ha:

$$f_t = 1,7$$

e

$$S = 0,085 \text{ mm}$$

Ammettendo un cedimento strutturale massimo ammissibile pari a 1/500 dell'altezza dell'edificio
(Bjerrum 1963) si ottiene un cedimento ammissibile pari a 3,4 cm e si verifica velocemente come il
cedimento massimo ipotizzabile sia ampiamente inferiore a tale valore.

5) CONCLUSIONI

L'intervento in progetto risulta verificato per gli S.L.U. e compatibile con i cedimenti previsti per gli S.L.E. sulla base dei dati geologici riportati nella Relazione Geologica fornita dal Comune di Torino, sulla base delle prospezioni eseguite in sito e dell'esperienza in merito sul territorio della Città di Torino.

Prima di procedere con la realizzazione delle fondazioni previste a progetto, risulta in ogni caso conveniente eseguire almeno due sondaggi a carotaggio continuo della profondità di circa 10 metri con effettuazione di tre prove SPT per sondaggio: uno su C.so Valdocco ed uno su Via dei Quartieri Militari, in adiacenza al fabbricato.

Tali prove permetteranno una più puntuale verifica dei parametri geofisici, con una probabile revisione, in senso meno cautelativo, dei valori di portanza stimati.

IL TECNICO

Dott. Ing. Gianfranco GIOVAGNETTI