

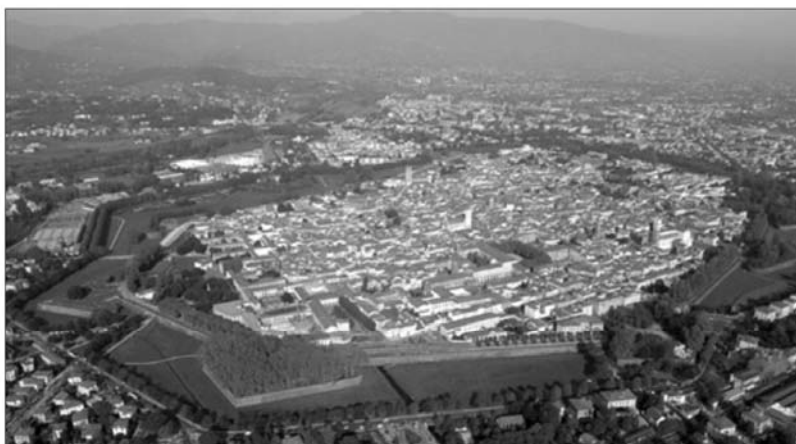


CITTA' DI LUCCA

Le ali alle tue idee



UNIONE EUROPEA
FONDO EUROPEO
DI SVILUPPO REGIONALE



REPUBBLICA ITALIANA

INTERVENTO DI RESTAURO DELL' EX CONVENTO DI SAN DOMENICO - EX MANIFATTURA TABACCHI

Centro di competenza per lo sviluppo e l'insediamento d'impresa ad alta innovazione tecnologica

PROGETTO STRUTTURALE PROGETTO ESECUTIVO

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI IMPRESE

UNIECO SOC. COOP.
via Meuccio Ruini, 10 - 42124 - Reggio Emilia (RE) (Mandataria)

IMPRESA COSTRUZIONI EDILI E STRADALI DR. ING. MICHELE BIANCHI & C. srl
via D. Chelini, 39 - 55100 - Lucca (LU) (Mandante)

R.A.M.A. srl
vl. Castracani, 600 - 55100 - Lucca (Mandante)

MARTINELLI IMPIANTI
via del Poggetto 439/h S. Anna - 55100 - Lucca (LU) (Mandante)

Ing. BRUNO PERSICHETTI
ORDINE INGEGNERI della Provincia di PISA
N° 1121 Sezione A
INGEGNERE CIVILE E AMBIENTALE
INDUSTRIALE, DELL'INFORMAZIONE

PROGETTO

COORDINAMENTO GENERALE
A.I.C.E. Consulting S.r.l. con sede in via G. Boccaccio, 20 - 56010 - Ghezzano (PI)
Pietro Carlo Pellegrini Architetto, via di Vicopelago, 3129 - Pozzuolo - 55100 Lucca (LU)

ARCHITETTONICO
Pietro Carlo Pellegrini Architetto, via di Vicopelago, 3129 - Pozzuolo - 55100 Lucca (LU)

STRUTTURALE, IMPIANTI MECCANICI, ELETTRICI, PREVENZIONE INCENDI
e COORDINAMENTO SICUREZZA FASE PROGETTAZIONE
A.I.C.E. Consulting S.r.l. con sede in via G. Boccaccio, 20 - 56010 - Ghezzano (PI)

CONSULENTE PROGETTO RESTAURO
Eugenio Vassallo Architetto, via Sandro Gallo, 54 - 30126 - Venezia Lido (VE)

CONSULENTE PROGETTO STRUTTURALE
Massimo Dringoli Ingegnere, Lungarno Simonelli, 10 - 56126 - Pisa (PI)

CONSULENTE PROGETTO ARCHITETTONICO
Alessandro Franco Architetto, RCF & P., c.so F.lli Cervi, 51 - 47838 - Riccione (RN)

Comune di Lucca
RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: Arch. Mauro Di Bugno

RELAZIONE GEOTECNICA

edificio

IM

elaborato

ST.REL.04

FILE :

1010-PE-ST-RGT-RelGeotecn-Ins_impresa.docx

DATA : Settembre 2013

REV : 0



COMPETITIVITÀ
DINAMISMO
INNOVAZIONE

www.regione.toscana.it/creo

QUALITÀ

| | | | | | |
|-----------|----------------|-----------------|---------|------------|----------|
| 0 | Settembre 2013 | Prima emissione | MDC | FR | BP |
| Revisione | Data | Descrizione | Redatto | Verificato | Validato |

INDICE

| | | |
|--------|--|----|
| 1 | SOMMARIO | 4 |
| 2 | NORMATIVA DI RIFERIMENTO | 4 |
| 3 | DESCRIZIONE DELLE OPERE | 5 |
| 3.1 | Morfologia..... | 5 |
| 3.2 | Organismo strutturale | 5 |
| 3.2.1 | Aggregati..... | 7 |
| 3.3 | Stato di conservazione e degrado | 8 |
| 3.4 | Norme impiegate per la redazione del progetto originario | 8 |
| 3.5 | Classificazione sismica..... | 8 |
| 3.6 | Documentazione di progetto..... | 8 |
| 4 | DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI..... | 9 |
| 4.1 | Tipologia di intervento | 10 |
| 5 | CARATTERISTICHE DELL'OPERA | 11 |
| 5.1 | Vita nominale, Classe d'uso e Periodo di riferimento dell'azione sismica (§ 2.4 NTC) | 11 |
| 6 | VERIFICHE DI SICUREZZA GEOTECNICHE (GEO)..... | 13 |
| 6.1 | Studio geologico e Indagini geognostiche..... | 13 |
| 6.2 | Descrizione dell'area | 13 |
| 6.3 | Descrizione delle opere di fondazione dell'edificio esistente..... | 13 |
| 6.4 | Descrizione delle fondazioni delle nuove strutture (vano ascensore e scala) | 14 |
| 6.5 | Stratigrafia | 14 |
| 6.6 | Caratterizzazione geotecnica del terreno | 15 |
| 6.7 | Suscettibilità alla liquefazione | 15 |
| 6.8 | Categoria di sottosuolo per la definizione dell'azione sismica (§ 3.2.2 NTC) | 15 |
| 6.9 | Coefficiente di amplificazione stratigrafica (§ 3.2.2 NTC) | 15 |
| 6.10 | Verifica delle fondazioni dell'edificio esistente | 15 |
| 6.11 | Criteri di verifica delle fondazioni..... | 16 |
| 6.12 | Verifica della fondazione del nuovo vano ascensore..... | 16 |
| 6.12.1 | Verifica allo stato limite ultimo di collasso per carico limite (§ 6.4.2.1 NTC) | 16 |
| 6.12.2 | Verifica allo stato limite ultimo di collasso per scorrimento sul piano di posa | 18 |
| 6.12.3 | Verifica allo stato limite ultimo per perdita di equilibrio della struttura dovuta alla sottospinta dell'acqua (galleggiamento) (§ 6.2.3.2 NTC)..... | 18 |
| 6.13 | Verifica della fondazione della nuova scala metallica..... | 19 |
| 6.13.1 | Verifica allo stato limite ultimo di collasso per carico limite (§ 6.4.2.1 NTC) (Fondazione superficiale)..... | 19 |
| 6.13.2 | Verifica allo stato limite ultimo di collasso per scorrimento sul piano di posa | 20 |
| 7 | APPENDICE | 21 |
| 7.1 | Verifica della fondazione del vano ascensore..... | 21 |
| 7.1 | Verifica della fondazione della nuova scala | 25 |

1 SOMMARIO

La presente relazione riferisce delle **verifiche geotecniche** delle fondazioni delle nuove opere (nuove scale e nuovo vano ascensore) da eseguirsi nell'ambito dei lavori di restauro dell'**edificio nord** del complesso edilizio dell'ex Convento di San Domenico - ex "Manifattura Tabacchi", ovvero della porzione ad angolo che si affaccia su via Vittorio Emanuele II e su Piazzale G.Verdi, quale evidenziata nella foto aerea riportata.

Il tutto nell'ambito delle attività relative alla redazione del progetto esecutivo generale Pius Lucca Dentro, ai sensi dell'art.93 comma 5 del D.Lgs. 12 aprile 2006 n.163 (Codice dei Contratti Pubblici) e degli artt.35-45 del DPR 554/99 e s.m.i., nel rispetto delle indicazioni fornite dal progetto preliminare e definitivo.

L'obiettivo dello studio riportato nella presente relazione è quello di illustrare le ipotesi generali poste alla base del calcolo, i metodi di analisi seguiti, le modellazioni strutturali effettuate e la sintesi dei risultati ottenuti ai fini della determinazione del miglioramento.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si elencano di seguito i principali riferimenti normativi adottati per lo svolgimento dell'incarico ed, in particolare, per la redazione del presente documento.

- **Deliberazione di Giunta Regionale Toscana n. 431 del 19 giugno 2006** - *Riclassificazione sismica del territorio regionale: Attuazione del D.M. 14.09.2005 e Ord. Pc:m: 3519 del 28.04.2006 pubblicata sulla G.U. dell'11.05.2006*
- **Legge Regionale n.1 del 3 gennaio 2005** – *Norme per il governo del territorio*
- **Regolamento 09 febbraio 2007, n. 5/R** *Regolamento di attuazione del Titolo IV, capo III (Il territorio rurale), della legge regionale 3 gennaio 2005, n. 1 (Norme per il governo del territorio).*
- **Del. GRT n° 878 del 8.10.2012** *Aggiornamento della classificazione sismica della Regione Toscana*
- **Legge Regionale n.4 del 31 gennaio 2012** - *Modifiche alla legge regionale 3 gennaio 2005, n. 1 (Norme per il governo del territorio) e alla legge regionale 16 ottobre 2009, n. 58 (Norme in materia di prevenzione e riduzione del rischio sismico)*
- **Istruzioni tecniche D.2.9.** – *Per la redazione degli elaborati progettuali degli interventi di prevenzione e riduzione del rischio sismico degli edifici pubblici strategici e rilevanti- Luglio 2011*

- **D.P.R. 380/01**, *Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia*
- **D.M. LL.PP. 14 gennaio 2008**, **Norme tecniche per le costruzioni.**
- **Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 617 del 2 febbraio 2009**, *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008*
- **Direttiva Presidente Consiglio dei ministri del 9 febbraio 2011** – *Valutazione e 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 14 gennaio 2008*

- **Linee guida per la riduzione della vulnerabilità di elementi non strutturali arredi e impianti** - *Dipartimento della Protezione Civile – Giugno 2009*
- **Linee guida per il rilievo, l'analisi ed il progetto di interventi di riparazione e consolidamento sismico di edifici in muratura in aggregato** – *Dipartimento della Protezione Civile - Bozza Ottobre 2010*
- **Linee Guida per le "Modalità di indagine sulle strutture e sui terreni per i progetti di riparazione/miglioramento/ricostruzione di edifici inagibili"** – *Dipartimento della Protezione Civile, Reluis et al. - Bozza Marzo 2010*
- **Linee guida per la riparazione e il rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizione** – *Dipartimento della Protezione Civile - Bozza Ottobre 2010*

3 DESCRIZIONE DELLE OPERE

3.1 Morfologia

Il complesso sorge nella zona della “*Cittadella*”, una parte molto antica della città che deve il proprio nome al carattere militare datole dalle fortezze costruite qui da *Castruccio Castracani* prima e da *Paolo Guinigi* poi per essere smantellate nel 1430.

Nel 500 parte della zona viene adibita a deposito del grano gestito dall’*Offizio dell’Abbondanza* che curerà anche la produzione e distribuzione del pane in città. Nello stesso periodo, ma su di un’altra parte del sito corrispondente all’attuale ala rivolta verso piazza della Magione, viene costruito un convento femminile domenicano.

La *Manifattura Tabacchi* apre nel 1818 diventando la fabbrica più importante di Lucca, insieme alla *Cucirini Cantoni Coats*, rappresentando la più importante realtà del lavoro operaio con manodopera in prevalenza femminile. La storia della Manifattura è legata a quella del Sigaro Toscano la cui arte di lavorazione a mano è famosa in tutto il mondo come famose in tutto il mondo sono le “sigaraie di Lucca”.

Dal giugno 2004 la lavorazione è trasferita nel polo industriale in periferia e da quel giorno l’intero complesso è vuoto abbandonato ad eccezione di alcuni locali destinati a spazi espositivi.

L’area è stata oggetto di numerose trasformazioni ed evoluzioni, che si sono manifestate nel corso dei secoli. E’ possibile trovare tracce storiche di queste evoluzioni, a partire dal XIV secolo.

In particolare l’edificio in esame presenta una pianta a “L” e risulta costruito in contiguità al nucleo più antico (Ex Convento di San Domenico).

Esso si sviluppa su tre piani fuori terra per un’altezza sotto gronda di circa 14 m.

3.2 Organismo strutturale

Il rilievo diretto della compagine muraria ha evidenziato come le strutture portanti verticali (pareti perimetrali) siano in muratura di pietrame (vedere foto) con paramento interno in mattoni pieni. Per dimezzare la luce dei solai dell’ala Nord, è stata inserita una progressione di pilastri e archi pilastri in muratura di mattoni pieni, disposti lungo un allineamento interno parallelo alla facciata lato via V.Emanuele II).



Figura 1 – Prospetto Sud- Particolare della tipologia di muratura

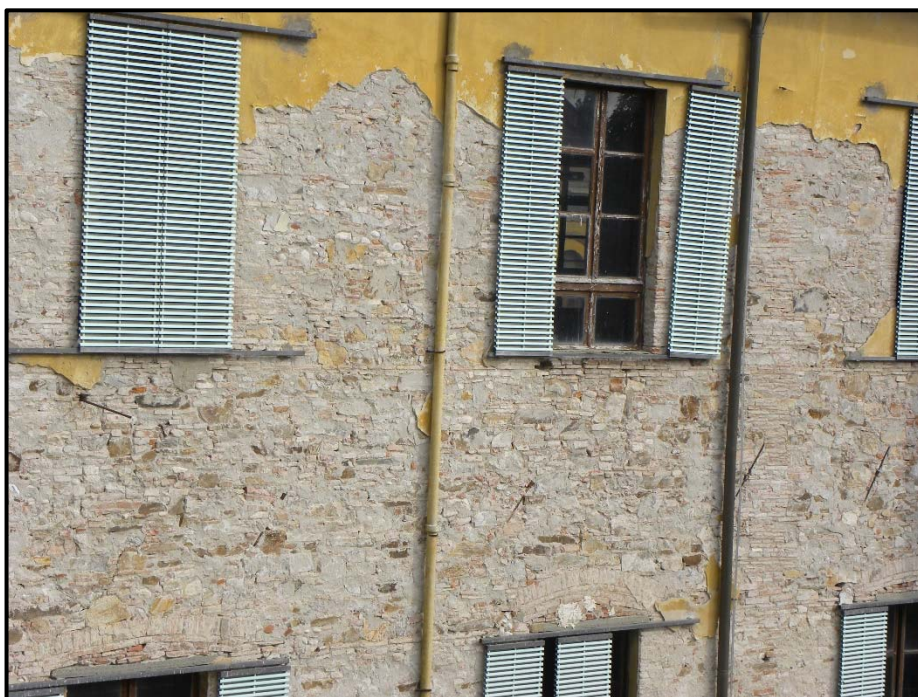


Figura 2 – Prospetto Sud- Particolare della tipologia di muratura



Figura 3 – Prospetto Sud- Particolare della tipologia di muratura

I solai originali sono in acciaio e laterizio (con altezze e interassi variabili con la luce) ad eccezione del solaio Tipo 3, presente in un solo campo del primo impalcato (lato corte del tratto prospiciente via Vittorio Emanuele II). Si tratta senz'altro di un rimaneggiamento avvenuto a seguito di un crollo parziale o di una ristrutturazione per variazione dei carichi.

Tutte le coperture sono lignee con capriate ad interasse 3 m nell'ala Nord (Capriata Tipo "A"), variabile tra 3,55 e 4,15 m nell'ala Est (Capriata Tipo "B").

L'edificio può essere datato inizi XIX secolo quindi è stato senz'altro costruito in assenza di una normativa tecnica sismica. Certamente esso è stato progettato utilizzando i principi della meccanica dei materiali e delle strutture, con un approccio basato sull'intuizione e l'osservazione, utilizzando i principi dell'equilibrio dei corpi rigidi e sperimentando il comportamento delle costruzioni già realizzate. Tutto ciò ha progressivamente portato ad affinare criteri esecutivi e di proporzionamento geometrico, configurabili come *regole dell'arte*. Tale approccio è senz'altro valido per il dimensionamento per i carichi gravitazionali ma quasi mai ha condotto nel passato a strutture "sismo resistenti".

Anche l'edificio in esame non fa eccezione, già infatti ad una prima analisi esso appare dotato di scarse risorse, tra le carenze spicca fra tutte l'assenza quasi totale di setti trasversali (interasse fino a 56) che espone la struttura al rischio di rotture locali per flessione fuori del piano della parete nella sua interezza, quindi a "collassi locali".

La probabilità di innesco di meccanismi di ribaltamento rigido è alta anche a causa dell'assenza di cordoli di piano in grado di indurre il comportamento "scatolare" delle murature. L'assenza inoltre di solai sufficientemente rigidi in molti campi fa sì che l'azione sismica non riesca a ripartirsi in modo appropriato.

3.2.1 *Aggregati*

Come anticipato si tratta di un edificio in "aggregato" (NTC08 §8.7.1) essendo costruito in continuità con edifici adiacenti.

Nell'analisi di un edificio facente parte di un aggregato edilizio occorre tenere conto delle possibili interazioni derivanti dalla contiguità strutturale con gli edifici adiacenti. Per prima cosa quindi è stata individuata l'unità strutturale (US) oggetto di studio, evidenziando le azioni che su di essa possono derivare dalle unità strutturali contigue, inserendo gli effetti di spinte non contrastate causate da orizzontamenti sfalsati di quota sulle pareti in comune con le US adiacenti, valutando i meccanismi locali derivanti da prospetti non allineati, eventuali US adiacenti di differente altezza.

Nel caso in esame si tratta dell'edificio di "angolo" di un "aggregato" di edifici contigui (Arte e spettacolo), nel quale sono presenti strutture "spingenti", con lievi sfalsamenti dei solai, ma senza significativi disassamenti. Si è tenuto conto della presenza dell'edificio contiguo inserendo forze concentrate equivalenti di opportuna entità.

3.3 Stato di conservazione e degrado

Non sono stati individuati quadri lesionativi degni di nota, da cui si deduce che l'edificio non presenta segni di sofferenza statica per cedimenti differenziali in fondazione, schiacciamento o ribaltamento delle murature.

3.4 Norme impiegate per la redazione del progetto originario

L'edificio è stato costruito sicuramente nella prima metà del XIX secolo quindi è stato senz'altro costruito in assenza di una normativa tecnica sismica ma piuttosto secondo la *regola dell'arte*.

3.5 Classificazione sismica

La costruzione è sita in un territorio a lungo "non classificato" sismico. Solo infatti la recente zonizzazione proposta dall'OPCM del 2003 e poi recepita dalla Regione Toscana ha incluso la città di Lucca tra i comuni della **Zona 3**.

3.6 Documentazione di progetto

Non sono stati reperiti elaborati progettuali, né del progetto originario né relativo alle manipolazioni più recenti.

4 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

Sulla base degli elaborati del Progetto Definitivo sono stati individuati gli interventi da eseguirsi sull'edificio anche se in molti casi è stato necessario apportare delle modifiche sostanziali visto la discrepanza dello stato di fatto rispetto a quello ipotizzato.

Prima di operare la progettazione infatti la scrivente ha eseguito delle verifiche a campione che hanno evidenziato la necessità di un nuovo rilievo sistematico della esatta stratigrafia degli orizzontamenti.

Nel seguito si elencano gli interventi strutturali, così come distinti e dettagliati negli elaborati grafici di progetto:

- a. *riduzione delle masse mediante sostituzione dei divisori tradizionali in laterizio con divisori in cartongesso;*
- b. *risagomatura con riduzione del vano, di due aperture al Piano terra, nella porzione estrema dell'Ala Ovest (mediante la tecnica del cuci-scuci) e posizionamento di coppie di architravi in profilati metallici tipo UPN il tutto opportunamente collegato alle pareti d'ambito;*
- c. *realizzazione di due nuove aperture nelle pareti murarie che delimitano la scala esistente in pietra serena in ragione delle nuove esigenze architettoniche e funzionali, mediante il posizionamento di coppie di architravi in profilati metallici tipo UPN il tutto opportunamente collegato alle pareti d'ambito;*
- d. *rinforzo della scala esistente in pietra serena con profili metallici posizionati all'intradosso degli scalini a sbalzo delle rampe n.4, 5, 6 e 7.*
- e. *realizzazione di una nuova scala in struttura metallica per il collegamento tra i piani, posizionata nella zona di intersezione dei due corpi che compongono l'edificio. Essa sarà realizzata con cosciali sagomati a "dente di sega" ottenuti per lavorazione al laser di piatti laminati di spessore 3 cm. Il piano di calpestio della nuova scala sarà realizzato con una lamiera in acciaio spessa 4 mm. Al fine di limitare le deformabilità delle rampe saranno inseriti opportuni pendini realizzati con barre tonde. Sempre barre tonde piene saranno utilizzate per realizzare il parapetto.*

A tale scopo sono previste le seguenti lavorazioni:

 - *la demolizione di una porzione di solaio di calpestio al piano terra e conseguente scavo per la realizzazione della soletta di fondazione in c.a. della nuova scala metallica (spessa 60 cm);*
 - *la demolizione di una porzione di solaio di calpestio del piano primo e secondo per la creazione del vano scala stesso;*
 - *il posizionamento delle strutture metalliche della scala.*
- f. *realizzazione di un nuovo ascensore interno in struttura metallica poggiate su una platea di fondazione nervata in c.a. di spessore 40 cm, il tutto da posizionare previa demolizione dei corrispondenti campi di solaio ai livelli terra, primo e secondo e scavo fino alla quota di fondo fossa dell'ascensore. A completamento*

dell'opera si provvederà al rifacimento dei campi di solaio agli sbarchi con impiego di travi tipo IPE160 e lamiera grecata completata con getto di c.a.

- g. rifacimento diffuso dei pacchetti di finitura e pavimentazione degli ambienti, ed il consolidamento di alcuni campi di solaio esistente del tipo in putrelle di ferro e voltine in laterizio, per adeguarli alle caratteristiche prestazionali richieste. Al fine di conferire al solaio la necessaria capacità statica, si ricorre alla tecnica del solaio misto in acciaio-clc, mediante la realizzazione all'estradosso delle travi metalliche di una soletta superiore in calcestruzzo leggero strutturale, opportunamente armata, resa collaborante all'orditura inferiore per mezzo di connettori metallici (pioli) saldati (o "sparati") alla piattabanda superiore delle putrelle. La nuova soletta collegata ai muri perimetrali mediante inghisaggio di barre di armatura di opportuno diametro, realizzerà anche il "piano rigido" necessario per la corretta ripartizione delle azioni orizzontali.
- h. Per indurre il comportamento scatolare delle murature verranno realizzate delle "legature" a livello di piano. Esse saranno realizzate con fasci di armature disposti sul perimetro e annegate nella nuova soletta in c.a. leggero (g), connesse tra loro con ganci ad uncini e inghisate alle pareti perimetrali (peripheral ties).
- i. Rinforzo degli arcarecci della capriata "Tipo B" mediante l'inserimento di due nuovi travetti gemelli dim. 12 x 15 cm che affiancano gli esistenti di sezione insufficiente. Essi saranno connessi agli esistenti e tra loro mediante connettori passanti IM 12/30 cm.
- j. Ripristino della copertura lignea in corrispondenza della scala esistente posta ad una delle estremità dell'Ala Nord.

Infine, nel corso dei lavori, si realizzerà un controllo sistematico delle zone di ammorsamento dei muri e degli appoggi degli orizzontamenti operando le riparazioni del caso con malte antiritiro e sostituzione dei blocchi mediante la tecnica del *cucisciuci*, al fine di un miglioramento del comportamento globale.

4.1 Tipologia di intervento

La costruzione è sita in un territorio a lungo "non classificato" sismico. Solo infatti la recente zonizzazione proposta dall'OPCM del 2003 e poi recepita dalla Regione Toscana ha incluso la città di Lucca tra i comuni della **Zona 3**.

L'edificio quindi non è stato senz'altro progettato con "criteri" sismici e lo dimostra l'intrinseca vulnerabilità dello schema statico murario in pianta (assenza di ritegni trasversali "efficaci" che determina il rischio di formazione di meccanismi locali di ribaltamento) e assenza di cordoli in grado di indurre il comportamento "scatolare" delle murature.

Gli interventi proposti si configurano come interventi di "**miglioramento sismico**" contrariamente a quanto ipotizzato nel progetto definitivo. Nella Relazione di calcolo infatti si richiamava il p.to 8.4.3. del D.M.14.01.2008 catalogando gli interventi come

“Interventi locali”. In realtà l’irrigidimento sistematico dei solai produce certamente un cambiamento del comportamento globale come peraltro chiarito proprio dalle citate note chiarificatrici redatte dalla Regione Toscana e dall’Ufficio Tecnico del Genio Civile - Area vasta: Firenze, Arezzo, Prato, Pistoia – Coordinamento regionale Prevenzione sismica, in merito agli “Orientamenti interpretativi in merito ad interventi locali o di riparazione in edifici esistenti”.

Configurandosi come intervento di miglioramento si rende necessaria una “accurata” valutazione della sicurezza sismica dell’edificio, ovvero una verifica globale di livello 3 (LV3) come richiesto dalla Direttiva del P. C. M. del 9 febbraio 2011 (§ 2.2.). Nessuna verifica globale ovvero valutazione di vulnerabilità sismica risulta presente nel progetto definitivo (nemmeno quella di LV2 richiesta nel caso di interventi locali).

5 CARATTERISTICHE DELL’OPERA

5.1 Vita nominale, Classe d’uso e Periodo di riferimento dell’azione sismica (§ 2.4 NTC)

La vita nominale di un’opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 1:

Tab. 1 - Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

| TIPI DI COSTRUZIONE | | Vita Nominale V_N (in anni) |
|---------------------|--|----------------------------------|
| 1 | Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ₁ | ≤ 10 |
| 2 | Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale | ≥ 50 |
| 3 | Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica | ≥ 100 |

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d’uso così definite:

Tab. 2 - Classificazione delle costruzioni

| CLASSI D’USO | T_c^* [s] |
|------------------|--|
| Classe I | Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli |
| Classe II | Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l’ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti |

| CLASSI D'USO | Tc* [s] |
|-------------------|---|
| | in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti |
| Classe III | Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso |
| Classe IV | Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica. |

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 3.

Tab. 3 - Valori del coefficiente d'uso C_U

| CLASSI D'USO | I | II | III | IV |
|--------------------------------------|-----|-----|-----|-----|
| COEFFICIENTE C_U | 0.7 | 1.0 | 1.5 | 2.0 |

Nel caso specifico si sono assunte le seguenti ipotesi:

| Parametro | Valore |
|---|----------------|
| Classe d'uso | III |
| Vita nominale V_N | 50 anni |
| Coefficiente d'uso C_U | 1.5 |
| Periodo di riferimento per l'azione sismica, $V_R = V_N \times C_U$ | 75 anni |

6 VERIFICHE DI SICUREZZA GEOTECNICHE (GEO)

6.1 Studio geologico e Indagini geognostiche

I dati geologici e geotecnici dell'area intervento sono stati desunti da una campagna di indagini esistente eseguita dal Dott. Geol. *Luigi GIAMMATTEI* (INGEO) nel febbraio 2010 eseguita a supporto del Progetto Definitivo *PIUSS Lucca Dentro*.

In particolare sono state eseguite le seguenti prove:

- N. 2 prove penetrometriche di tipo statico (CPT) approfondite in modalità dinamica superpesante (DPSH);
- N. 1 saggio con escavatore per accertare lo stato e la geometria delle fondazioni (SG.2);
- N. 2 sondaggi a carotaggio continuo;
- N. 2 stese sismiche a rifrazione con onde SH ed onde P;
- N.1 prospezione sismica in foro (Down Hole).

I risultati degli studi e delle indagini di cui sopra sono stati presi a riferimento per determinare la classificazione della categoria di sottosuolo per la definizione dell'azione sismica, per eseguire le verifiche geotecniche e per stabilire l'interazione fondazione-sovrastuttura.

6.2 Descrizione dell'area

La città di Lucca è situata nella porzione occidentale di una pianura alluvionale, detta "Piana di Lucca", che è solcata dal fiume Serchio, ed è delimitata a nord dai monti denominati "Pizzorne", costituenti i primi rilievi dell'Appennino Tosco-Emiliano. Sul lato nord-ovest ed ovest la pianura di Lucca è delimitata dai "Monti di Oltreserchio", mentre a sud è delimitata dai Monti Pisani, che la separano dalla Valdarno e dalla pianura pisana. Ad est la piana di Lucca è orlata dai rilievi collinari di Porcari-Montecarlo, e dalle colline delle Cerbaie. Fra Altopascio ed i rilievi dei Monti Pisani si trova una zona pianeggiante che costituiva anticamente l'alveo del "Lago di Sesto" o "Lago di Bientina", bonificato; attraverso questa pianura scorrono canali che drenano una parte delle acque della Piana di Lucca verso la Valdarno, sfociando nel fiume Arno.

Il fiume Serchio scorre in un alveo arginato e pensile nella porzione occidentale della pianura, sfociando nella zona di Migliarino – Marina di Vecchiano, dopo essere passato fra i Monti Pisani ed i Monti di Oltreserchio attraverso la soglia di Ripafratta-Filettole. La città di Lucca è situata in sinistra idrografica del Serchio.

6.3 Descrizione delle opere di fondazione dell'edificio esistente

Le fondazioni dell'edificio sono di tipo "continuo in muratura mista di pietrame e laterizio" disposti su filari pressochè regolari legati da malta di buone caratteristiche meccaniche. A circa 60 cm di profondità esse si allargano fino alla profondità di circa 1.2 m. Il tutto poggia su uno strato di conglomerato costituito da scapoli di pietra, laterizio legati da una matrice di buone caratteristiche meccaniche (SG.2).

6.4 Descrizione delle fondazioni delle nuove strutture (vano ascensore e scala)

Il nuovo vano ascensore poggerà su una platea nervata di dimensioni in pianta 4.06 m x 2.39 m, spessa 40 cm con piano di sedime a -1.60 dal p.c. e poggiante su uno strato di magrone spesso 10 cm.

La nuova scala invece poggerà su un plinto di dimensioni 1.5 m x 1.5 m, spesso 60 cm e poggiante anch'esso su uno strato di magrone spesso 10 cm.

6.5 Stratigrafia

Le indagini condotte ed descritte nella relazione geologico-tecnica redatta dalla INGEO "Ingegneri e geologi associati" a firma del Dt. Geol. Francesco Rossi hanno evidenziato una buona omogeneità stratigrafica sia orizzontale che verticale.

Fatta eccezione per le aree che ricadono all'esterno delle mura urbane, in cui dal piano campagna fino ad una profondità di circa 4m si osserva un orizzonte costituito da limi sabbiosi argillosi localmente noti con il nome di "Bellettone", nelle restanti verticali indagate dal piano campagna fino a circa 1,80 / 3,6m di profondità è stata riscontrata la presenza di un orizzonte limo sabbioso con numerosi frammenti di laterizi che va a costituire un terreno di riporto di un'epoca storica recente.

Oltre, fino a circa 4,10m / 7,0m dal piano campagna troviamo il "Bellettone" che sormonta un orizzonte di spessore medio di circa 15,0 m costituito da ciottoli, ghiaie e sabbie addensate che rappresenta depositi olocenici di alta energia del fiume Serchio e che costituiscono l'acquifero principale della pianura lucchese; questi sono confinati alla base (a partire da 18,0 a 20,0m dal p.c.) dall'orizzonte argilloso impermeabile dei depositi fluvio-lacustri.

A maggior chiarimento, si riporta di seguito la descrizione dei terreni che compongono la successione stratigrafica usata per la modellazione e le verifiche geotecniche, in cui sono indicate le quote, le potenze e le caratteristiche meccaniche dei terreni interessati:

STRATO 1 - da 0.70 a 1.70 m di profondità: terreno di riporto;

STRATO 2 - da 0,7/1.70 a 7.00 m di profondità: limo- sabbiosi (Bellettone)

STRATO 3 -da 7.00 a 18.00 m di profondità: depositi di ghiaia e sabbia densa.

Dal punto di vista idrogeologico, dati bibliografici riportano una sottogiacenza della falda acquifera variabile tra 1,00m e 4,00m di profondità dal piano campagna (Provincia di Lucca, studio "Tutela dell'inquinamento dei corpi idrici sotterranei della pianura di Lucca" 1996; Comune di Lucca, Piano strutturale comunale, 2001-Tav A1), a seconda dei periodi di massima e minima ricarica

dell'acquifero. Questi dati sono stati confermati dalle misure in sito effettuate durante la campagna geognostica che hanno evidenziato la presenza della **falda acquifera a profondità comprese tra 1,30 e 3,0 metri dal piano campagna.**

Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geologica.

6.6 Caratterizzazione geotecnica del terreno

Entrambe le nuove fondazioni si attesteranno sul livello costituito da limi sabbiosi (STRATO 2), ad una profondità superiore a 0.70 m dal piano di campagna.

Per completezza si riportano comunque le caratteristiche meccaniche di entrambi gli strati:

STRATO 2 (piano di posa della fondazione)

- angolo di attrito interno: $\phi = 26^\circ$;
- coesione non drenata: $c_u = 0.05$ daN/cm²
- peso naturale del terreno: $\gamma_n = 16.00$ kN/m³
- modulo edometrico: $E_{ed} = 150$ daN/cm²
- modulo di Poisson: $\nu = 0.36$

STRATO 3

- angolo di attrito interno: $\phi = 35^\circ$;
- coesione non drenata: $c_u = 0$ daN/cm²
- peso naturale del terreno: $\gamma_n = 17.00$ kN/m³
- modulo edometrico: $E_{ed} = 300$ daN/cm²
- modulo di Poisson: $\nu = 0.30$

6.7 Suscettibilità alla liquefazione

Vista la natura del terreno si può escludere la suscettibilità alla liquefazione.

6.8 Categoria di sottosuolo per la definizione dell'azione sismica (§ 3.2.2 NTC)

Dai calcoli svolti si ricava un valore di $V_{s,30}$ di circa **302-316 m/s**; ai sensi del D.M. 14.01.2008 l'area di indagine risulta ricadere nella Categoria di Suolo C:

“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti 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”.

6.9 Coefficiente di amplificazione stratigrafica (§ 3.2.2 NTC)

L'esame della morfologia e della configurazione del terreno circostante consente di stabilire la categoria topografica del sito in esame:

T1 Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

6.10 Verifica delle fondazioni dell'edificio esistente

Come indicato nel § C.8.A.5.11 della circolare delle NTC, “l'inadeguatezza delle fondazioni è raramente la causa del danneggiamento osservato nei rilevamenti post-sisma”, quindi è in genere possibile omettere le verifiche in fondazione nei casi di:

- assenza di dissesti importanti di qualsiasi natura attribuibili a dissesti fondali;
- impossibilità di innesco di fenomeni di ribaltamento della costruzione per effetto delle azioni sismiche.

Entrambe queste circostanze sono ampiamente soddisfatte anche in virtù delle buone caratteristiche meccaniche del terreno di sedime.

6.11 Criteri di verifica delle fondazioni

La verifica geotecnica delle fondazioni verrà condotta utilizzando l'Approccio 2 costituito da un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e per la resistenza globale (R):

$$(A1 + M1+R3)$$

Nelle combinazioni sismiche per le azioni si impiegano coefficienti γ_F pari all'unità (§ 7.11.1 NTC).

I coefficienti parziali γ_M da applicare ai parametri geotecnici per il caso M1 risultano tutti pari all'unità. I coefficienti parziali γ_R che operano direttamente sulla resistenza globale di opere e sistemi geotecnici sono definiti nelle rispettive verifiche.

Trattandosi di terreni di natura non coesiva, la verifica geotecnica delle fondazioni viene condotta in condizioni drenate in termini di pressioni efficaci.

6.12 Verifica della fondazione del nuovo vano ascensore

6.12.1 Verifica allo stato limite ultimo di collasso per carico limite (§ 6.4.2.1 NTC)

La capacità portante della fondazione viene calcolata con la formula del carico limite di *Vesic*, ipotizzando la platea come un unico solido di fondazione superficiale di forma rettangolare:

$$q_{lim} = q N_q s_q d_q i_q b_q g_q z_q + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c z_c + 0.5 \gamma_2 B_{rid} N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$$

$$Q_{lim} = q_{lim} B_{rid} L_{rid}$$

dove:

| | |
|--------------------------|--|
| ϕ | angolo di attrito interno del terreno; |
| c' | coesione drenata di progetto del terreno; |
| N_q, N_c, N_γ | coefficienti di capacità portante del terreno, funzione solo dell'angolo di attrito interno del terreno; |
| s_q, s_c, s_γ | coefficienti di forma; |
| d_q, d_c, d_γ | coefficienti di profondità; |
| i_q, i_c, i_γ | coefficienti di inclinazione del carico; |
| b_q, b_c, b_γ | coefficienti di correzione per inclinazione del piano di appoggio; |
| g_q, g_c, g_γ | coefficienti di correzione per inclinazione del terreno; |
| z_q, z_c, z_γ | coefficienti di correzione per gli effetti cinematici in fase sismica; |
| $q = D_f \cdot \gamma_1$ | la pressione al livello del piano di posa della fondazione; |
| D_f | profondità del piano di posa della fondazione; |

γ_1, γ_2 peso di volume del terreno sopra e sotto il piano di posa della fondazione;
 B, L dimensioni della fondazione;
 B_{rid}, L_{rid} dimensioni della fondazione ridotte del doppio della eccentricità del carico;

Nel caso in esame essendo i parametri di cui sopra valgono:

Tab. 4 – Carico limite fondazioni

| Fondazione vano ascensore | | | | | |
|---------------------------|------|-------|-------|-------------------|------|
| N_q | | | 11.85 | | |
| N_c | | | 22.25 | | |
| N_γ | | | 12.54 | | |
| ϕ | | | 26° | | |
| c' | | | 0.00 | MPa | |
| γ_1 | | | 16.00 | kN/m ³ | |
| γ_2 | | | 16.00 | kN/m ³ | |
| D_f | | | 1.60 | m | |
| B | | | 2.39 | m | |
| L | | | 4.06 | m | |
| B_{rid} | | | 2.35 | m | |
| L_{rid} | | | 4.05 | m | |
| s_q | 1.28 | s_c | 1.31 | s_γ | 0.77 |
| d_q | 1.21 | d_c | 1.23 | d_γ | 1.00 |
| i_q | 0.98 | i_c | 0.98 | i_γ | 0.97 |
| b_q | 1.00 | b_c | 1.00 | b_γ | 1.00 |
| g_q | 1.00 | g_c | 1.00 | g_γ | 1.00 |
| z_q | 0.96 | z_c | 0.98 | z_γ | 0.96 |
| q_{lim} | | | 0.453 | MPa | |
| Q_{lim} | | | 4311 | kN | |

Considerando un coefficiente di sicurezza γ_{Rd3} per le fondazioni superficiali pari a 2.3, così come previsto dal D.M. 11/03/1988, si trova la seguente tensione limite sul terreno:

Tab. 5 – Portanza terreno di fondazione

| Fondazione vano ascensore | | |
|-----------------------------------|-------|-----|
| $q_{Rd} = q_{lim} / \gamma_{Rd3}$ | 0.197 | MPa |
| $Q_{Rd} = Q_{lim} / \gamma_{Rd3}$ | 1874 | kN |

Le sollecitazioni gravanti sulla fondazione risultano:

Tab. 6 – Azioni sulle fondazioni

| Fondazione | $N_{Sd,max}$ | $N_{Sd,min}$ | $T_{X,Sd}$ | $T_{Y,Sd}$ | $M_{X,Sd}$ | $M_{Y,Sd}$ | Q_{Rd} | ESITO |
|------------|--------------|--------------|------------|------------|------------|------------|----------|----------|
| ascensore | 1180 kN | 751 kN | 9.69 kN | 2.38 kN | 15.5 kNm | 4.59 kNm | 1874 kN | VERIFICA |

6.12.2 Verifica allo stato limite ultimo di collasso per scorrimento sul piano di posa

Per la verifica allo scorrimento della fondazione si fa affidamento sull'attrito terreno-fondazione che si sviluppa sulla superficie di contatto tra sottofondazione-terreno. Deve risultare:

$$H_{sd} \leq H_{Rd} / \gamma_{Rd3}$$

dove:

$H_{sd_x} = 9.69$ kN è la forza di scorrimento orizzontale nella direzione X;

$H_{sd_y} = 2.38$ kN è la concomitante forza di scorrimento orizzontale alla base in direzione Y;

$H_{sd} = (H_{sd_x}^2 + H_{sd_y}^2)^{0.5} = 10.11$ kN è la forza totale di scorrimento

$H_{Rd} = W \cdot f$ è la minima resistenza di attrito sulla superficie fondazione-terreno;

W è la risultante dei carichi gravitazionali pari a 751 kN;

$f = \tan(2/3 \cdot \phi) = 0.312$ è il coefficiente di attrito del sistema fondazione-terreno;

ϕ è il angolo di attrito dello STRATO 2 pari a 26°;

γ_{Rd3} è il coefficiente parziale per la verifica a scorrimento pari a 1.1 (Tab. 6.4.I NTC).

La verifica risulta soddisfatta essendo:

$$10.11 \text{ kN} \leq 751 \text{ kN} \cdot 0.312 / 1.1 = 213 \text{ kN}$$

6.12.3 Verifica allo stato limite ultimo per perdita di equilibrio della struttura dovuta alla sottospinta dell'acqua (galleggiamento) (§ 6.2.3.2 NTC)

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, combinazione di azioni permanenti ($G_{inst,d}$) e variabili ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

dove $V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III delle NTC. Tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2).

Il peso proprio del solido fondale è dato da:

$$[2.39\text{m} \times 4.06\text{m} \times 1.6\text{m} - 2 \times (1.64\text{m} \times 1.79\text{m} \times 1.2\text{m})] \cdot 24 \text{ kN/m}^3 = 203.52 \text{ kN}$$

Per i coefficienti di combinazione della Tab. 6.2.III delle NTC:

$$G_{stb,d} = 0.9 \cdot 203.52 \text{ kN} = 183.17 \text{ kN}$$

Trovandosi la falda a 1.3m sotto il livello campagna, la sottospinta che esercita è:

$$V_{inst,d} = 1.5 \cdot [2.39\text{m} \times 4.06\text{m} \times (1.6\text{m} - 1.3\text{m})] \cdot 10 \text{ kN/m}^3 = 43.66 \text{ kN}$$

Per cui si ha:

$$V_{inst,d} = 43.66 \text{ kN} \leq G_{stb,d} = 183.17 \text{ kN} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

6.13 Verifica della fondazione della nuova scala metallica

6.13.1 Verifica allo stato limite ultimo di collasso per carico limite (§ 6.4.2.1 NTC) (Fondazione superficiale)

La capacità portante della fondazione viene calcolata con la formula del carico limite di *Vesic*, ipotizzando la platea come un unico solido di fondazione superficiale di forma rettangolare:

$$q_{lim} = q N_q s_q d_q i_q b_q g_q z_q + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c z_c + 0.5 \gamma_2 B_{rid} N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$$

$$Q_{lim} = q_{lim} B_{rid} L_{rid}$$

dove:

| | |
|--------------------------|--|
| ϕ | angolo di attrito interno del terreno; |
| c' | coesione drenata di progetto del terreno; |
| N_q, N_c, N_γ | coefficienti di capacità portante del terreno, funzione solo dell'angolo di attrito interno del terreno; |
| s_q, s_c, s_γ | coefficienti di forma; |
| d_q, d_c, d_γ | coefficienti di profondità; |
| i_q, i_c, i_γ | coefficienti di inclinazione del carico; |
| b_q, b_c, b_γ | coefficienti di correzione per inclinazione del piano di appoggio; |
| g_q, g_c, g_γ | coefficienti di correzione per inclinazione del terreno; |
| z_q, z_c, z_γ | coefficienti di correzione per gli effetti cinematici in fase sismica; |
| $q = D_f \cdot \gamma_1$ | la pressione al livello del piano di posa della fondazione; |
| D_f | profondità del piano di posa della fondazione; |
| γ_1, γ_2 | peso di volume del terreno sopra e sotto il piano di posa della fondazione; |
| B, L | dimensioni della fondazione; |
| B_{rid}, L_{rid} | dimensioni della fondazione ridotte del doppio della eccentricità del carico; |

Nel caso in esame essendo i parametri di cui sopra valgono:

Tab. 7 – Carico limite fondazioni

| Fondazione scale | | | | | |
|------------------|-------|-------|------|------------|-------------------|
| N_q | 11.85 | | | | |
| N_c | 22.25 | | | | |
| N_γ | 12.54 | | | | |
| ϕ | 26° | | | | |
| c' | 0.00 | | | | MPa |
| γ_1 | 16.00 | | | | kN/m ³ |
| γ_2 | 16.00 | | | | kN/m ³ |
| D_f | 0.60 | | | | m |
| B | 1.50 | | | | m |
| L | 1.50 | | | | m |
| B_{rid} | 1.17 | | | | m |
| L_{rid} | 1.44 | | | | m |
| s_q | 1.39 | s_c | 1.43 | s_γ | 0.68 |
| d_q | 1.16 | d_c | 1.17 | d_γ | 1.00 |
| i_q | 0.60 | i_c | 0.56 | i_γ | 0.43 |
| b_q | 1.00 | b_c | 1.00 | b_γ | 1.00 |
| g_q | 1.00 | g_c | 1.00 | g_γ | 1.00 |
| z_q | 0.96 | z_c | 0.98 | z_γ | 0.96 |

| | | |
|-----------|-------|-----|
| q_{lim} | 0.127 | MPa |
| Q_{lim} | 215 | kN |

Considerando un coefficiente di sicurezza γ_{Rd3} per le fondazioni superficiali pari a 2.3, così come previsto dal D.M. 11/03/1988, si trova la seguente tensione ammissibile sul terreno:

Tab. 8 – Portanza terreno di fondazione

| Fondazione scala | | |
|-----------------------------------|-------|-----|
| $q_{Rd} = q_{lim} / \gamma_{Rd3}$ | 0.055 | MPa |
| $Q_{Rd} = Q_{lim} / \gamma_{Rd3}$ | 92.6 | kN |

Le sollecitazioni gravanti sulla fondazione risultano:

Tab. 9 – Azioni sul piano di fondazione

| Fondazione | $N_{Sd,max}$ | $N_{Sd,min}$ | $T_{X,Sd}$ | $T_{Y,Sd}$ | $M_{X,Sd}$ | $M_{Y,Sd}$ | Q_{Rd} | ESITO |
|------------|--------------|--------------|------------|------------|------------|------------|----------|-----------------|
| scale | 58.2 kN | 35.1 kN | 12.7 kN | 4.35 kN | 7.6 kNm | 2.6 kNm | 92.6 kN | VERIFICA |

6.13.2 Verifica allo stato limite ultimo di collasso per scorrimento sul piano di posa

Per la verifica allo scorrimento della fondazione si fa affidamento sull'attrito terreno-fondazione che si sviluppa sulla superficie di contatto tra sottofondazione-terreno. Deve risultare:

$$H_{Sd} \leq H_{Rd} / \gamma_{Rd3}$$

dove:

$H_{Sd,x} = T_{X,Sd} = 12.7$ kN è la forza di scorrimento orizzontale nella direzione X;

$H_{Sd,y} = T_{Y,Sd} = 4.35$ kN è la concomitante forza di scorrimento orizzontale alla base in direzione Y;

$H_{Sd} = (H_{Sd,x}^2 + H_{Sd,y}^2)^{0.5} = 13.4$ kN è la forza totale di scorrimento

$H_{Rd,b} = H_{Rd,b} + H_{Rd,l}$ = resistenza complessiva allo scorrimento

$H_{Rd,b} = W \cdot f$ è la minima resistenza di attrito sulla superficie fondazione-terreno;

W è la risultante dei carichi gravitazionali pari a 35.1 kN;

$f = \tan(2/3 \cdot \phi) = 0.312$ è il coefficiente di attrito del sistema fondazione-terreno;

ϕ è il angolo di attrito dello STRATO 1 pari a 26°;

γ_{Rd3} è il coefficiente parziale per la verifica a scorrimento pari a 1.1 (Tab. 6.4.I NTC)

$H_{Rd,l} = 0.5 \cdot \min(L,B) \cdot D \cdot k_0 \cdot \gamma_1$ è la spinta a riposo del terreno sulla faccia minore;

$k_0 = (1 - \sin \phi) = 0.56$ è il coefficiente di spinta a riposo del terreno a ridosso della fondazione.

La verifica risulta soddisfatta essendo:

$$13.4 \text{ kN} \leq (35.1 \text{ kN} \cdot 0.312 + 0.5 \cdot 1.5 \text{ m} \cdot 0.6 \text{ m} \cdot 0.56 \cdot 16 \text{ kN/m}^3) / 1.1 = 13.6 \text{ kN}$$

7 APPENDICE

7.1 Verifica della fondazione del vano ascensore

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B (e_B = Mb/N)

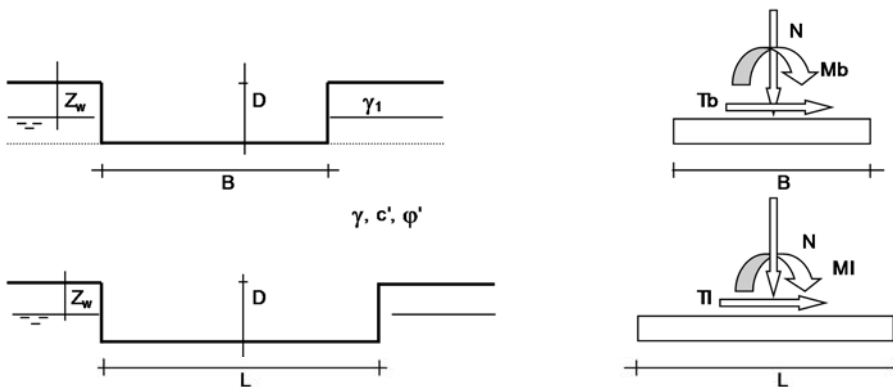
e_L = Eccentricità in direzione L (e_L = MI/N) (per fondazione nastriforme e_L = 0; L* = L)

B* = Larghezza fittizia della fondazione (B* = B - 2*e_B)

L* = Lunghezza fittizia della fondazione (L* = L - 2*e_L)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

| Metodo di calcolo | | | coefficienti parziali | | | | resistenze | | |
|--------------------------|----------|---|-----------------------|----------------------|-----------------------|------|------------------|-------|------|
| | | | azioni | | proprietà del terreno | | q _{lim} | scorr | |
| | | | permanenti | temporanee variabili | tan φ' | c' | | | |
| Stato Limite Ultimo | A1+M1+R1 | ○ | 1.30 | 1.50 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | |
| | A2+M2+R2 | ○ | 1.00 | 1.30 | 1.25 | 1.25 | 1.80 | 1.00 | |
| | SISMA | ○ | 1.00 | 1.00 | 1.25 | 1.25 | 1.80 | 1.00 | |
| | A1+M1+R3 | ○ | 1.30 | 1.50 | 1.00 | 1.00 | 2.30 | 1.10 | |
| | SISMA | ⊙ | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 2.30 | 1.10 | |
| Tensioni Ammissibili | | | ○ | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 3.00 | 3.00 |
| Definiti dal Progettista | | | ○ | 1.35 | 1.50 | 1.00 | 1.00 | 1.40 | 1.00 |



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 2.39 (m)
L = 4.06 (m)
D = 0.60 (m)



AZIONI

| | valori di input | | Valori di calcolo |
|----------|-----------------|------------|-------------------|
| | permanenti | temporanee | |
| N [kN] | | 194.53 | 194.53 |
| Mb [kNm] | | 5.14 | 5.14 |
| MI [kNm] | | 4.76 | 4.76 |
| Tb [kN] | | 8.57 | 8.57 |
| TI [kN] | | 7.94 | 7.94 |
| H [kN] | 0.00 | 11.68 | 11.68 |

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 16.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 16.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 26.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 26.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 10.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.03 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.02 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 2.34 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 4.01 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 9.60 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 16.00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi' \cdot \gamma)}$$

$$N_q = 11.85$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 22.25$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 12.54$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L^* \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.31$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.28$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.77$$

i_c, i_q, i_γ : **fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.63 \quad \theta = \arctg(T_b/T_I) = 47.19 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.37 \quad m = 1.51 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg\varphi'))^m$$

(m=2 nel caso di fondazione nastroforme e m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

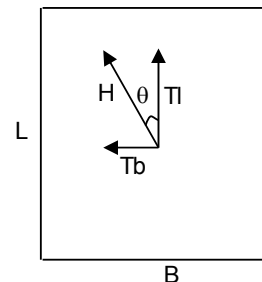
$$i_q = 0.91$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 0.90$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg\varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.86$$



d_c, d_q, d_γ : **fattori di profondità del piano di appoggio**

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2) * \arctan(D / B^*)$$

$$d_q = 1.08$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$d_c = 1.09$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : **fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_r + \beta_p = 0.00 \qquad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 297.52 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B * L^*$$

$$q = 20.75 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 129.36 \geq q = 20.75 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO**Carico agente**

$$H_d = 11.68 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\phi') + c' B * L^*$$

$$S_d = 94.88 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 86.25 \geq H_d = 11.68 \quad (\text{kN})$$

7.1 Verifica della fondazione della nuova scala

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B (e_B = Mb/N)

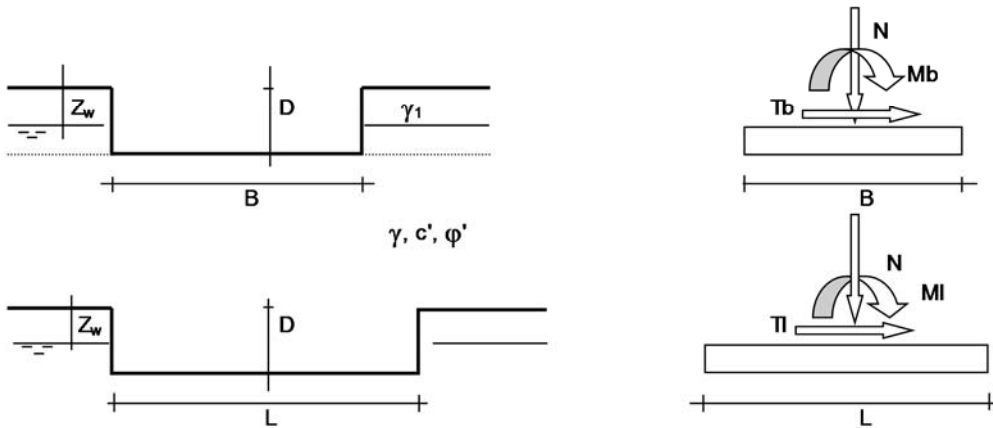
e_L = Eccentricità in direzione L (e_L = MI/N) (per fondazione nastriforme e_L = 0; L* = L)

B* = Larghezza fittizia della fondazione (B* = B - 2*e_B)

L* = Lunghezza fittizia della fondazione (L* = L - 2*e_L)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

| Metodo di calcolo | | | coefficienti parziali | | | | | |
|--------------------------|----------|---|-----------------------|----------------------|-----------------------|------|------------------|-------|
| | | | azioni | | proprietà del terreno | | resistenze | |
| | | | permanenti | temporanee variabili | tan φ' | c' | q _{lim} | scorr |
| Stato Limite Ultimo | A1+M1+R1 | ○ | 1.30 | 1.50 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| | A2+M2+R2 | ○ | 1.00 | 1.30 | 1.25 | 1.25 | 1.80 | 1.00 |
| | SISMA | ○ | 1.00 | 1.00 | 1.25 | 1.25 | 1.80 | 1.00 |
| | A1+M1+R3 | ○ | 1.30 | 1.50 | 1.00 | 1.00 | 2.30 | 1.10 |
| | SISMA | ○ | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 2.30 | 1.10 |
| Tensioni Ammissibili | | ○ | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 3.00 | 3.00 |
| Definiti dal Progettista | | ● | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 2.30 | 1.10 |



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

- B = 1.50 (m)
- L = 1.50 (m)
- D = 0.60 (m)



| | AZIONI | | Valori di calcolo |
|----------|-----------------|------------|-------------------|
| | valori di input | | |
| | permanenti | temporanee | |
| N [kN] | 35.12 | | 35.12 |
| Mb [kNm] | 7.61 | | 7.61 |
| MI [kNm] | 2.61 | | 2.61 |
| Tb [kN] | 12.69 | | 12.69 |
| Tl [kN] | 4.35 | | 4.35 |
| H [kN] | 13.41 | 0.00 | 13.41 |

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 16.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 16.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 26.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 26.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 1.30 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.22 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.07 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 1.07 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1.35 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 9.60 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 10.67 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 11.85$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_c = 22.25$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 12.54$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L^* \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.42$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.38$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.68$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.56 \quad \theta = \arctg(T_b/\Pi) = 71.08 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.44 \quad m = 1.55 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg\varphi'))^m$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2\theta + m_l \cos^2\theta)$ in tutti gli altri casi)

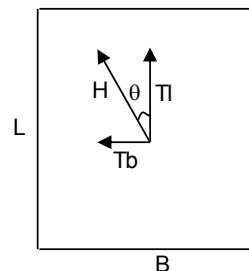
$$i_q = 0.48$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 0.43$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg\varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.29$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2) * \arctan(D / B^*)$$

$$d_q = 1.17$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$d_c = 1.19$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 102.17 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 24.37 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 44.42 \geq q = 24.37 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO**Carico agente**

$$H_d = 13.41 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\phi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 17.13 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 15.57 \geq H_d = 13.41 \quad (\text{kN})$$
