AREA GESTIONE EDILIZIA

SAPIENZA
UNIVERSITÀ DI ROMA

PROGETTO DEFINITIVO

Restauro e Risanamento Conservativo



Interventi di recupero e valorizzazione dell'area denominata Borghetto Flaminio

Edificio ex Atac (Via Mariano Fortuny - Roma)

SCALA:	ELABORATO:	N° TAVOLA RGEOT
	RELAZIONE GEOTECNICA	DATA 04-2015 / REV 01

R.U.P.:
arch. Claudio De Angelis

PROGETTISTA IMPIANTI ELETTRICI, SPECIALI E MECCANICI:
ing. Paolo Sodani

COLLABORATORI INTERNI:
arch. Alessia Passaretta
geom. Giovanni Perrotti

PROGETTISTA DEFINITIVO E STRUTTURALE COORDINATORE DELLA PROGETTAZIONE:
arch. Giuseppe Luciani

DIRETTORE:
arch. Paola Di Bisceglie

SUPPORTO ALLA PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA PER L'INSERIMENTO URBANISTICO:
arch. Giuseppe Rebecchini
SUPPORTO ALLA PROGETTAZIONE STRUTTURALE:
ing. arch. Giovanni Morabito
SUPPORTO ALLA PROGETTAZIONE DEGLI IMPIANTI ELETTRICI SPECIALI E MECCANICI:
arch. Francesco Guglielmi

COORDINAMENTO SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:
LENZI CONSULTANT S.r.l.
arch. Braccio Oddi Baglioni

SAPIENZA
UNIVERSITA' DI ROMA

PROGETTO DEFINITIVO

INTERVENTI DI RECUPERO E VALORIZZAZIONE DELL'AREA DENOMINATA BORGHETTO FLAMINIO
EDIFICIO EX ATAC (VIA MARIANO FORTUNY - ROMA)

RELAZIONE GEOTECNICA

INDICE

1. Generalità
2. Caratteristiche del fabbricato e delle strutture
3. Descrizione degli interventi
4. Caratteristiche delle strutture di fondazione
5. Indagini geognostiche
6. Indagine sismica
7. Studio di Risposta sismica locale RSL
8. Verifica a liquefazione
9. Inquadramento idrogeologico
10. Parametri geotecnici di riferimento
11. Materiali per le strutture di fondazione
12. Protezione al fuoco ed alla corrosione
13. Normativa di riferimento
14. Verifiche di resistenza del terreno e delle opere strutturali di fondazione

1. Generalità

La presente relazione riguarda le opere strutturali di fondazione relative al progetto di recupero dell'ex deposito ATAC in via Flaminia a Roma, per la realizzazione di nuove aule universitarie per la Facoltà di Architettura dell'Univesità degli studi di Roma "La Sapienza"..

Il progetto ricade nel comune di ROMA (RM), municipio II, in zona dichiarata sismica classificata di categoria 3A, ai sensi della recente normativa (nuova classificazione sismica del territorio della Regione Lazio) , entrata in vigore con la D.G.R. del Lazio n° 387 del 22.05.2009 ed integrata dalla rettifica riportata con D.G.R. n.835 del 3.11.2009;

Nel seguito si riportano le indicazioni geotecniche adottate a supporto delle verifiche .

Gli interventi saranno realizzati in ottemperanza alle prescrizioni di normativa vigenti (D.M. 14/01/2008 e relativa circolare ministeriale Circ. 617/2009, di seguito citati come NTC 2008) ed alla classificazione sismica vigente per la zona in esame.

La classe d'uso prevista è la III, secondo NTC 2008 " Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi con riferimento ad eventuale collasso". Gli interventi sono classificabili come interventi di miglioramento sismico (§ 8.4.2, NTC 2008) .

In aggiunta alle prime campagne di indagini, è stata realizzata una nuova campagna di indagini integrative a cura della soc. GEORES in data Febbraio 2015, ed in adempimento al nuovo Regolamento regionale del Lazio n. 2/2012 per aree a Rischio geologico medio-alto e interventi d'importanza rilevante (classe d'uso 3) secondo All. A della D.G.R. n. 489/2012 che modifica All. 2 D.G.R. Lazio n. 387/2009.

La campagna è riportata nella relazione geologica aggiornata (Febbraio 2015) a firma Dott. Geol. Claudio Vercelli.

In totale sono stati realizzati i seguenti interventi:

Pertanto, il programma d'indagine in sito ha previsto l'esecuzione dei seguenti interventi:

1) n. 1 sondaggio geognostico a carotaggio continuo spinto a 30 metri dal p.c. attrezzato per prova sismica in foro Down-hole (S11 – 2015);
2) n. 3 sondaggi geognostici a carotaggio continuo spinti a 25 metri dal p.c. (S3, S6 ed S10 – 2011);
3) n. 7 sondaggi geognostici a carotaggio continuo spinti a 16 metri dal p.c. attrezzati per tomografia elettrica 3D in foro (S1, S2, S4, S5, S7, S8 ed S9 – 2011);
4) n. 1 sondaggio geotecnico a carotaggio continuo spinto a 20 metri dal p.c. attrezzato conpiezometro di tipo Norton (PZ – 2011);
5) n. 9 Standard Penetration Test (2011);

6) n. 7 campioni indisturbati (2011);
7) n. 1 prova sismica in foro di tipo Down-hole (S11 – 2015);
8) n. 2 sezioni sismiche con sistema MASW (2015);
9) n. 1 misura di frequenza fondamentale HVSR (2015);
10) studio di risposta sismica locale (2015).

Il totale delle indagini, risulta in ottemperanza alle indagini minime previste per la classe di rischio geologico, secondo l'allegato "C" al Regolamento sismico vigente della Regione Lazio.

2. Caratteristiche del fabbricato e delle strutture

Il fabbricato è situato all'incrocio tra l'inizio di via Flaminia vicino a piazzale Flaminio e via Fortuny. L'edificio principale è un vecchio capannone industriale a forma rettangolare molto allungata ad un solo livello, dalla parte di via Flaminia il capannone principale è affiancato da un'altra costruzione sempre ad un livello che ne prosegue il prospetto sulla strada. Invece dalla parte opposta il capannone si conclude con una parte a due livelli e copertura piana. Il capannone è composto da murature perimetrali in blocchi di tufo e ricorsi di mattoni, la copertura, quasi completamente crollata è formata da travi metalliche poggiate al centro su una serie di pilastri in muratura. La parte a due livelli è più tradizionale, sempre con muratura portante in tufo e malta pozzolanica, con ricorsi di mattoni, ma con solai piani in ferro e laterizi.

Nella parte di edificio accanto al capannone principale, sempre ad un piano e prospiciente su via Flaminia, sono presenti alcuni locali sempre in muratura portante con coperture piane di ferro e voltine di mattoni ed un altro piccolo capannone con copertura lignea a capriate, questa parte di edificio non sarà oggetto di questo intervento.

Le strutture, sia verticali che orizzontali risultano molto degradate e fatiscenti, se non addirittura crollate, anche perché i locali sono stati abbandonati da molto tempo. Le murature presentano molte lesioni, le parti terminali di queste sono molto degradate a causa delle infiltrazioni di acqua che ne hanno dilavato la malta e deteriorato i blocchi di tufo. Le parti metalliche delle coperture e dei solai sono corrose dalla ruggine in alcuni casi fino alla diminuzione sostanziale delle sezioni. Sia per i crolli avvenuti, che per il degrado, le strutture orizzontali e di copertura non risultano recuperabili e andranno totalmente sostituite.

Sono state realizzate indagini conoscitive sulle strutture esistenti. Si riassumono le tipologie ed il numero di indagini eseguite.

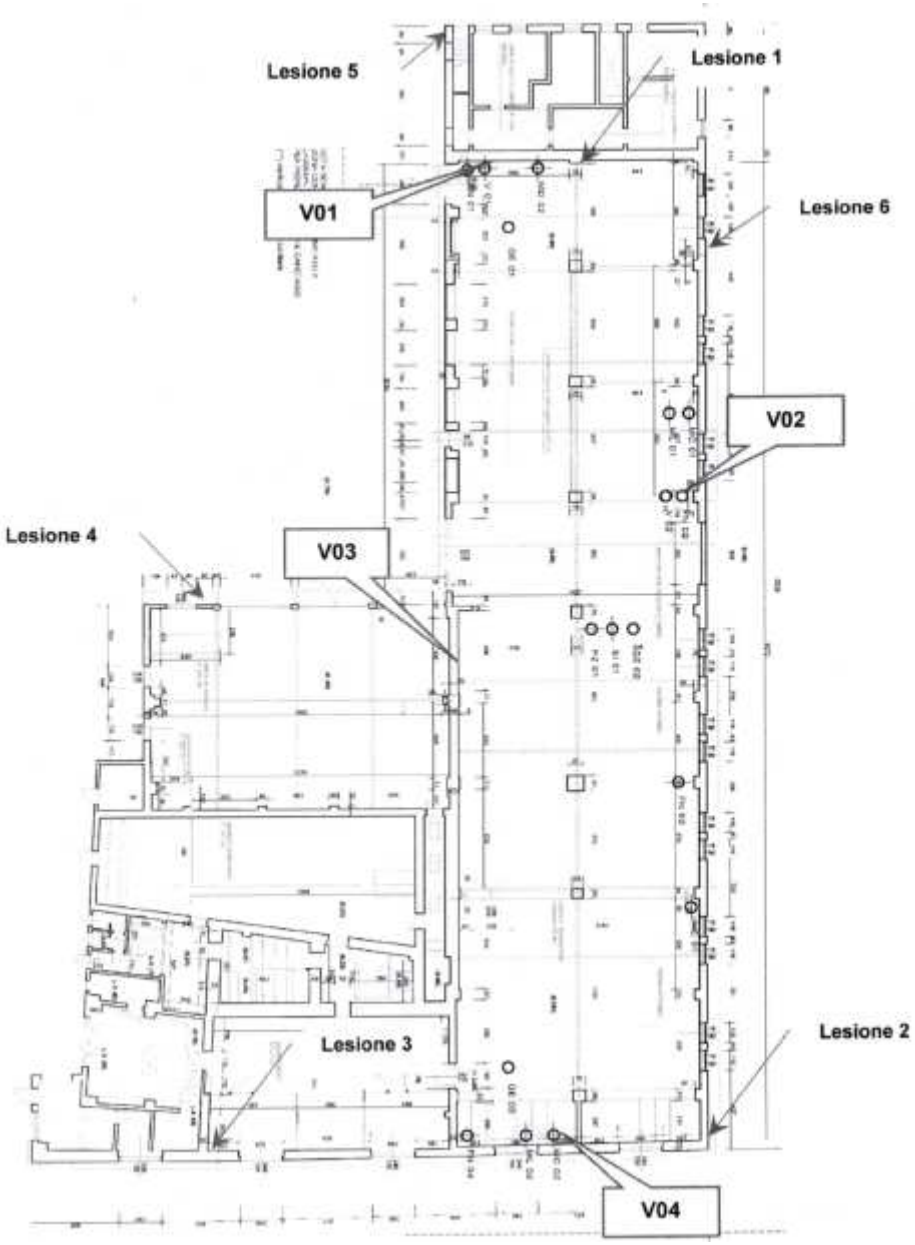
- N° 2 martinetto piatto doppio
- N°2 microcarotaggi
- N°2 prelievo di campioni di malta
- N°4 saggi visivi
- N°4 pozzi di ispezione

Le prove a martinetto doppio hanno evidenziato:
Prova MD 01 – Tasso di lavoro della muratura 0.1 N/mm^2 – Tensione di rottura muratura 1.4 N/mm^2
Prova MD 02 – Tasso di lavoro della muratura 0.1 N/mm^2 – Tensione di rottura muratura 1.4 N/mm^2

I microcarotaggi hanno evidenziato una estrema variabilità delle caratteristiche meccaniche degli elementi costituenti la muratura. Gli stessi elementi lapidei tra loro presentano differenti resistenze a compressione, mentre i laterizi risultano molto più resistenti degli elementi in tufo.
Campione n° 1 – blocco di tufo – Resistenza max a compressione 3.17 N/mm^2
Campione n° 2 – blocco di tufo – Resistenza max a compressione 6.95 N/mm^2
Campione n° 3 – laterizio – Resistenza max a compressione 26.69 N/mm^2
Campione n° 4 – laterizio – Resistenza max a compressione 31.57 N/mm^2
Campione n° 5 – laterizio – Resistenza max a compressione 37.33 N/mm^2

Il prelievo dei campioni di malta ha determinato che la malta è classificabile come malta tipo M2.5 secondo NTC 2008, con resistenza a compressione 2.5 N/mm^2

I saggi visivi con la rimozione di un'ampia superficie di intonaco, hanno evidenziato che la struttura del fabbricato risulta molto eterogenea, sia dal punto di vista della tecnica costruttiva, che dei materiali utilizzati per la costruzione dei paramenti murari.
Sono state rilevate poi alcune lesioni significative sui paramenti murari, riportate qui e negli elaborati con numerazione uguale a quella del report sulle indagini strutturali, per facilità.



Lesione n°1 – lesione profonda e passante , verticale a tutt' altezza , con apertura crescente verso l'altezza, denuncia una rotazione verso v. Fortuny. L'intervento proposto è risarcitura della lesione con iniezioni di resina chimica, e placcatura della parete con intonaco armato.

Lesione n°2 – difetto di ammorsatura e disomogeneità della tecnica costruttiva. L'intervento proposto è risarcitura della lesione con iniezioni di resina chimica.

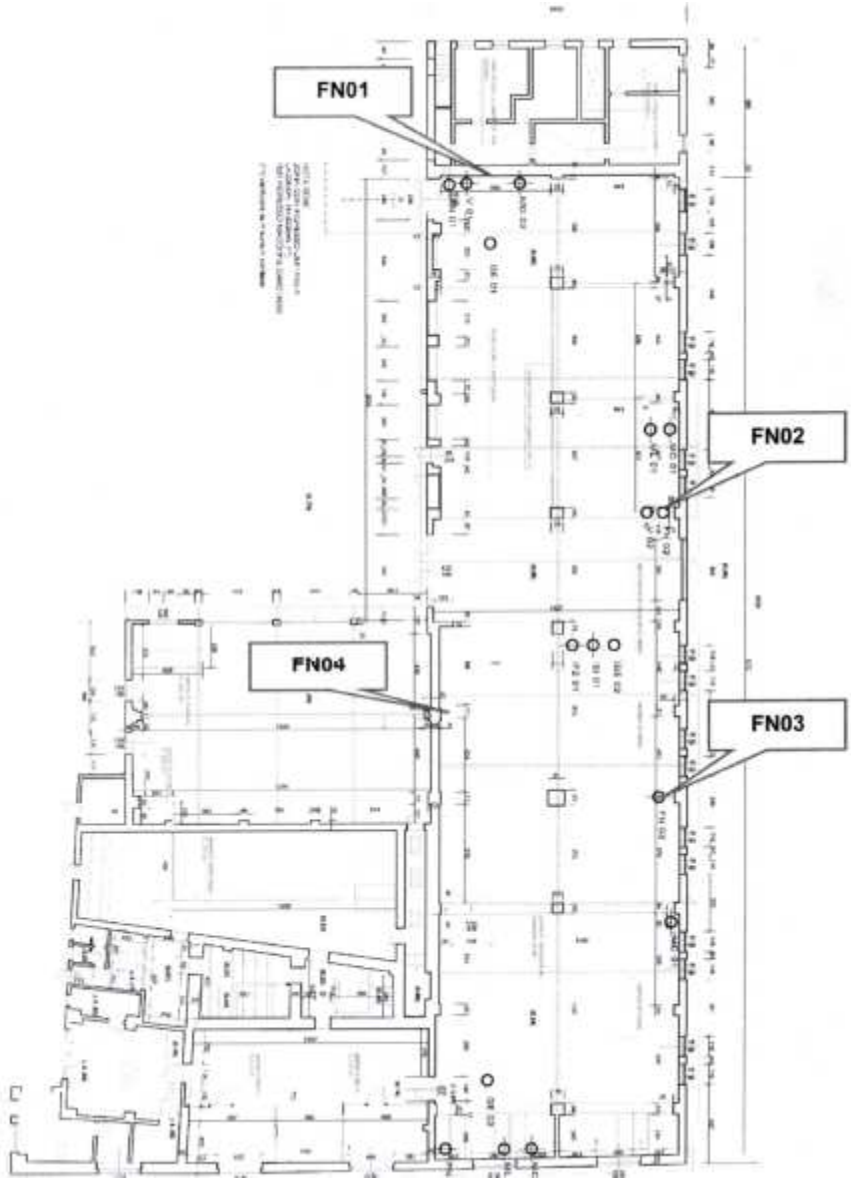
Lesione n° 3 – risulta situata fuori dalla zona dell'intervento.

Lesione n° 4 – risulta situata fuori dalla zona dell'intervento.

Lesione n°5 – difetto di ammorsatura in prossimità dell' angolata e lacune nella parete. L'intervento proposto è ripristino delle lacune con tecnica a scuci e cuci, e risarcitura della lesione con iniezioni di resina chimica.

Lesione n°6 – lesione di piccole dimensioni con andamento obliquo, in corrispondenza di vano finestra. L'intervento proposto è risarcitura della lesione con iniezioni di resina chimica.

I sondaggi sulle fondazioni hanno evidenziato che:



Saggio FN01 – la fondazione consiste nel semplice approfondimento nel terreno per una profondità maggiore di 1.80 mt della muratura stessa, con la stessa tecnica costruttiva del soprastante muro.

Saggio FN02 – la fondazione presenta un allargamento , si è rinvenuta la presenza di pavimentazione stradale alla stessa quota di via Fortuny, quindi prima della costruzione la strada presentava uno slargo.

Saggio FN03 – la fondazione presenta un allargamento e la presenza di un cordolo di fondazionesempre in muratura che va a collegarsi con il pilastro centrale.

Saggio FN04 – la fondazione consiste nel semplice approfondimento nel terreno per una profondità maggiore di 1.80 mt della muratura stessa, con la stessa tecnica costruttiva del soprastante muro.

Per maggiori informazioni sulle indagini strutturali si veda la relazione redatta da C.F.M., via Mondolfo, 56 Roma, datata 9 Gennaio 2012.

3. Descrizione degli interventi

Gli interventi saranno realizzati in ottemperanza alle prescrizioni di normativa vigenti (D.M. 14/01/2008 e relativa circolare ministeriale Circ. 617/2009, di seguito citati come NTC 2008) ed alla classificazione sismica vigente per la zona in esame.

Gli interventi sono classificabili come interventi di miglioramento sismico (§ 8.4.2, NTC 2008) .

Interventi di tipo strutturale:

Il fabbricato è stato oggetto di un rilievo particolareggiato, architettonico e strutturale, comprensivo di indagini e sondaggi puntuali sugli apparati murari e di fondazione. Questo ha consentito di elaborare un quadro conoscitivo di dettaglio e valutare nello specifico i diversi interventi di restauro, risanamento conservativo, manutenzione e miglioramento sismico ritenuti più opportuni ai fini del ripristino dell'unità formale e costruttiva dell'edificio.

Gli interventi strutturali riguarderanno praticamente tutte le componenti principali dell'edificio, le fondazioni, le murature portanti, i solai e le coperture.

Uno degli interventi principali sarà quello di ricostruzione della copertura del capannone principale. Per liberare lo spazio interno dagli attuali pilastri in mattoni che sorreggono le attuali travi metalliche della copertura, questi saranno demoliti, e saranno realizzate delle capriate metalliche realizzate con profilati scatolari, poggianti su pilastri sempre metallici di tipo HEA, posizionati fuori dalla muratura esistente all'interno dell'edificio, i pilastri a loro volta sono impostati su una nuova fondazione in c.a. realizzata all'interno dell'edificio. In questo modo le murature perimetrali saranno non più interessate dai carichi della copertura, così come le fondazioni esistenti. La copertura sarà poi completata con arcarecci metallici scatolari e con una lamiera grecata con sopra una soletta in c.a. da 8 cm.

Per impedire il ribaltamento delle murature perimetrali, allo stato attuale sprovviste di murature trasversali di controvento che lasciano una zona libera di lunghezza circa 50 m, saranno realizzate delle nuove murature ortogonali di irrigidimento collegate alle attuali murature. Il collegamento, dalla parte del corridoio distributivo interno tra le nuove aule, sarà garantito da telai metallici.

Inoltre, sempre per impedire il ribaltamento delle murature perimetrali, sulla parte terminale superiore di queste sarà realizzato un cordolo metallico collegato alla muratura esistente.

Anche i pilastri di sostegno delle nuove capriate metalliche saranno collegati alle murature esistenti, con funzioni di presidio antiribaltamento.

La muratura che divide il capannone principale dalla parte terminale dell'edificio a due piani, che risulta molto degradata e con lesioni profonde, sarà consolidata tramite placcatura in c.a. sulle due facce e con un cordolo terminale in c.a.

Saranno ricostruiti anche tutti i solai metallici alle due estremità del fabbricato, con una struttura a travi metalliche, tavelloni e soletta armata in c.a. collegata alle murature perimetrali, inoltre sarà realizzato anche un cordolo metallico perimetrale a tutti i solai, sempre collegato alla murature perimetrali. La parte dell'edificio a due livelli sarà collegata verticalmente da una nuova scala a struttura metallica.

Nella parte centrale della parte di edificio a due livelli saranno realizzati due nuclei in c.a., uno per la realizzazione di un nuovo ascensore e l'altro per l'impianto di climatizzazione del tipo "heat pipe", collegati tra loro da una soletta piena in c.a. sia al primo livello, che a livello della copertura a terrazzo.

4. Caratteristiche delle strutture di fondazione

Come in parte già detto, tutte le nuove strutture, i pilastri di sostegno delle nuove capriate, le nuove murature trasversali e le canne in c.a. poggeranno su una nuova fondazione realizzata all'interno del fabbricato.

Le indagini geognostiche hanno evidenziato un ingente strato di riporto antropico, di spessore variabile da un minimo di circa 5,8 metri ad un massimo di circa 11,5 metri, seguito dai depositi alluvionali e colluviali recenti, che ricoprono i depositi fluvio-palustri antichi della Formazione di Valle Giulia.

Data quindi la scarsa resistenza del terreno fondale si è preferito realizzare una fondazione a platea di spessore di 40 cm, all'interno dell'intero edificio, sia nella parte a capannone che in quella a due livelli. Saranno inoltre realizzate delle costole di irrigidimento 50x105 cm, dove poggeranno nuovi solai in c.a. del piano terreno, in modo da garantire un distacco delle pavimentazioni dal terreno, per impedire così la risalita dell'umidità da questo. Le costolature della platea forniscono un sensibile incremento di rigidezza al complesso della fondazione. Inoltre la costola perimetrale sarà collegata alle fondazioni delle murature esistenti andando così a fornire un rinforzo ed un ampliamento della base di appoggio di queste ultime.

5. Indagini geognostiche

Indagini geofisiche

Sono state realizzate indagini geofisiche , dalla soc. GEORES srl, presso l'area di sedime dell'edificio, con l'obiettivo di definire l'elettro-stratigrafia di dettaglio del sottosuolo. Le risultanze sono relazionate nella "Relazione Geofisica" datata Febbraio 2012.

L'indagine ha avuto come obiettivo principale quello di individuare l'eventuale presenza di elementi antropici sepolti di interesse archeologico.

Lo studio è stato eseguito mediante l'applicazione della metodologia geofisica della tomografia elettrica tridimensionale in foro ad alta definizione, integrato con i dati relativi ai sondaggi a carotaggio continuo eseguiti nel sito.

E' stato possibile effettuare una ricostruzione dell'elettrostratigrafia del terreno fino alla profondità di –15.5 m. dalla superficie attuale, mediante 10 fori di sondaggio realizzati a carotaggio continuo.

Si riscontra un ingente strato di terreno di riporto antropico presente fino a profondità variabili tra 5.80 e 11.50 mt dal p.c. , seguito da depositi colluviali ed alluvionali recenti del fiume tevere.

Gli scavi archeologici effettuati nel settore prossimo alla via flaminia, hanno messo in luce una struttura sepolta di interesse archeologico, posta alla profondità di 6-7 mt, compatibili con l'anomalia evidenziata dalle indagini compresa tra -5.5 e -8.5 mt dal p.c. (quote 10.5 / 13.5 m. sl.m.) . Ulteriori anomalie risultano tra profondità comprese tra -3.5 e -7.5 mt, compatibili con i riporti antichi intercettati e con il piano archeologico locale.

E' stata rinvenuta una falda acquifera superficiale a profondità -4.00 mt , contenuta alla base dei riporti e nei sottostanti depositi colluviali.

Sondaggi

Per le indagini effettuate e per i valori di portanza del complesso terreno-fondazione determinati, si veda quanto riportato nella relazione geologica realizzata da GEORES , via Marittima, snc , Frosinone, a firma dott. Geol. Claudio Vercelli, e Dott. Geol. Stefania Trento, datata Febbraio 2012.

Il sito in esame si estende in sinistra idrografica del Fiume Tevere, su un'area sub-pianeggiante con quote topografiche medie intorno ai 19 metri s.l.m. e si presenta geomorfologicamente stabile, essendo da escludere fenomeni di instabilità in atto; la successione stratigrafica ottenuta dai carotaggi è nell'insieme correlabile e costituita da un primo strato di terreno di riporto antropico di spessore variabile da un minimo di 5,8 metri ad un massimo di 11,50 metri, seguito dal deposito colluviale presente in gran parte dei fori di sondaggio e dai sottostanti depositi alluvionali, caratterizzati da argilla limosa, limo sabbioso e limo argilloso, presenti fino a profondità di circa 12-16 metri dal p.c., con alla base la sabbia limosa e travertinosa della Formazione di Valle Giulia, intercettata nei sondaggi più profondi fino al fondo foro posto a circa 25 metri dal p.c.; la falda acquifera principale dell'area è intercettabile a profondità di oltre 20-30 metri dal p.c., sostenuta dal substrato argilloso pliocenico considerato impermeabile, con una superficie piezometrica che si attesta intorno agli 8-9 metri, secondo dati aggiornati di bibliografia locale. Nei sondaggi realizzati in sito è stata verificata la presenza di una falda idrica

superficiale a circa 4,5 metri di profondità, contenuta alla base dei terreni di riporto e nei sottostanti depositi colluviali.

Il programma d'indagine ha previsto l'esecuzione dei seguenti interventi:

- n. 3 sondaggi geotecnici spinti a profondità di 25 metri (S3, S6 ed S10) ed attrezzati per tomografia elettrica in foro;
- n. 7 sondaggi stratigrafici spinti a circa 16 metri (S1, S2, S4, S5, S7, S8 ed S9) ed attrezzati per tomografia elettrica in foro;
- n. 1 sondaggio geotecnico attrezzato con piezometro di tipo Norton (PZ);
- n. 9 Standard Penetration Test;
- n. 7 campioni indisturbati;
- n. 1 sezione sismica con metodologia MASW.

Al fine di poter caratterizzare con continuità le litologie ed a completamento dell'indagine geognostica, sono state eseguite nel corso dei sondaggi, n. 9 prove S.P.T a diverse profondità, i cui valori espressi in numero di colpi, sono riportati nelle stratigrafie allegate.

SPT n.	*Profondità (m)*	*N colpi*	N_{SPT}	$N_{SPT\,60}$	ϕ (°)
S3SPT1	1,50	6-4-4	8	4,8	25
S3SPT2	7,00	4-8-9	17	10,2	27
S3SPT3	10,50	6-8-9	17	10,2	27
S6SPT1	4,50	2-2-2	4	2,4	22
S6SPT2	10,00	8-12-14	26	15,6	29
S6SPT3	16,00	8-10-15	25	15	28
S10SPT1	3,00	3-3-3	6	3,6	24
S10SPT2	9,00	3-5-9	14	8,4	27
S10SPT3	15,00	3-3-5	8	4,8	24

Dalle prove strumentali si sono ottenuti i parametri fisici e meccanici per la caratterizzazione geotecnica dei terreni quali il contenuto d'acqua naturale (W%), il peso di volume (densità naturale) (γn), il peso specifico dei granuli (Gs), l'angolo di attrito interno (φ), la coesione efficace (c) ed il modulo di compressibilità edometrica (Ed).
I parametri fisici ricavati dalle prove di laboratorio sono riportate nella tabella seguente:

Campione n.	*Descrizione*	*Profondità (m)*	*W (%)*	*γ_n (kN/m^3)*	*Gs*
S3C1	Riporto ghiaio-sabbio-limo-argill.	5,0-5,5	39,4	17,8	2,68
S3C2	Argilla con limo	9,4-9,8	29,5	18,9	2,67
S6C1	Riporto ghiaio-sabbio-limo-argill.	2,0-2,5	39,1	17,4	-
S6C2	Limo con sabbia argilloso	14,4-14,9	28,1	19,2	2,68
S10C1	Riporto ghiaio-sabbio-limo-argill.	2,0-2,5	36,2	17,4	-
S10C2	Sabbia limoso-ghiaiosa	16,6-17,0	23,6	19,6	-
PZC1	Limo argilloso deb. sabbioso	8,8-9,3	48,7	16,8	2,68

W = umidità naturale γ_n = densità naturale Gs = peso specifico granuli

I parametri geotecnici riscontrati per ciascun campione in funzione delle prove strumentali di laboratorio eseguite sono i seguenti:

Campione n.	*Descrizione*	*Profondità (m)*	*γ_n (kN/m^3)*	*ϕ (°)*	*c (kPa)*	*Ed (kPa)*
S3C1	Riporto ghiaio-sabbio-limo-argill.	5,0-5,5	17,8	37,7	0,0	-
S3C2	Argilla con limo	9,4-9,8	18,9	25,3	18,4	6250
S6C1	Riporto ghiaio-sabbio-limo-argill.	2,0-2,5	17,4	38,1	0,0	-
S6C2	Limo con sabbia argilloso	14,4-14,9	19,2	31,6	18,4	7246
S10C1	Riporto ghiaio-sabbio-limo-argill.	2,0-2,5	17,4	37,2	0,0	-
S10C2	Sabbia limoso-ghiaiosa	16,6-17,0	19,6	34,3	6,2	-
PZC1	Limo argilloso deb. sabbioso	8,8-9,3	16,8	28,8	19,2	4768

γ_n = densità naturale ϕ = angolo di attrito interno
c = coesione efficace Ed = modulo edometrico (carico 200-400 kPa)

Si descrivono di seguito le unità litotecniche individuate in successione stratigrafica, a cui sono stati attribuiti i parametri fisico-meccanici più indicativi per ciascuna unità.
Si può quindi delineare per l'area indagata la seguente stratigrafia litotecnicaevidente nelle sezioni allegate in scala 1:200 (Tavole nn. 7-8-9):

• Terreno di riporto antropico

Il terreno di riporto antropico presenta uno spessore variabile da un minimo di circa 5,8 metri nel foro S9 ad un massimo di circa 11,5 metri nel foro S1 ed è costituito da una matrice da sabbiosa a sabbio-limosa, di colore da marrone chiaro a marrone scuro, da poco a mediamente addensata, con inclusi eterogenei.
I parametri fisico-meccanici di riferimento sono desunti dai campioni di laboratorio e dalle prove SPT in foro:
γ = 17-18 kN/m^3
φ = 37-38°
φ SPT = 24-25°
c = 0 kPa
Ed = 6000-7000 kPa (*)

(*) parametri desunti da fonti bibliografiche e da indagini eseguite in aree limitrofe.

Si fa notare che i valori di angolo di attrito ottenuti dalle prove SPT risultano leggermente sottostimati mentre quelli desunti dalle prove di taglio diretto in laboratorio sono leggermente sovradimensionati. Pertanto, si lascia al progettista la scelta del parametro più idoneo, tenendo in considerazione che i risultati delle prove penetrometriche in foro si riferiscono alla matrice più fine, mentre i risultati delle prove di laboratorio risentono in maggior misura della componente grossolana dovuta agli inclusi di origine antropica.

• Deposito colluviale grigio

Il deposito sottostante, intercettato in tutti i sondaggi esclusi S1 ed S7, è di natura colluviale recente e presenta uno spessore massimo di circa 2,9 metri nel foro S3. Il deposito è costituito da una matrice da sabbio-limosa ad argillolimo-sabbiosa, di colore da grigio scuro a grigo-azzurro, da poco a mediamente consistente, con inclusi frammenti di laterizi e clasti travertinosi.

I parametri fisico-meccanici di riferimento sono desunti dai campioni di
laboratorio e dalle prove SPT in foro:

γ = 16-17 kN/m^3

φ = 27-29°

c = 18-20 kPa

Ed = 4000-5000 kPa

• Argilla limosa grigio-azzurra

La formazione sottostante presenta uno spessore massimo intercettato di circa 7,7 metri nel foro S7 ed è caratterizzata da argilla limosa a tratti debolmente sabbiosa alla base, di colore da grigio-azzurro a verdastro, consistente e plastica, con tracce di ossidazioni e di materia organica e con scarsi inclusi travertinosi.

I parametri fisico-meccanici di riferimento sono desunti dalle prove di laboratorio e dalle prove SPT in foro:

γ = 18-19 kN/m^3

φ = 25-26°

c = 15-20 kPa

Ed = 4000-6000 kPa

• Limo sabbioso debolmente argilloso grigio-azzurro

Il deposito sottostante è costituito da limo sabbioso debolmente argilloso, di colore grigio-azzurro, da poco a mediamente consistente, con sottili livelli sabbio-limosi ocra, tracce di ossidazioni e di materia organica e con spessore massimo di circa 3,4 metri intercettato ne foro S9.

I parametri fisico-meccanici di riferimento sono desunti dalle prove di laboratorio e dalle prove SPT in foro:

γ = = 19-20 kN/m^3

φ = 30-32°

c = 15-20 kPa

Ed = 5000-7000 kPa

• Limo argilloso debolmente sabbioso avana

Il deposito sottostante è stato intercettato solo nei fori di sondaggio S4, S5, S9 ed S10, con spessore massimo di circa 2,9 metri nel foro S9 ed è costituito da limo argilloso debolmente sabbioso, di colore avana, mediamente consistente, con tracce di ossidazioni e di materia organica e con inclusi travertinosi alla base.

I parametri fisico-meccanici di riferimento sono desunti dalle prove SPT in foro e da fonti bibliografiche:

γ = = 18-19 kN/m^3 (*)

φ = 24-26°

c = 10-20 kPa (*)

Ed = 4000-6000 kPa (*)

• Sabbia limosa ocra

La formazione sottostante presenta uno spessore massimo di oltre 9,4 metri nel foro S6 ed è costituita da sabbia limosa di colore ocra, da poco a mediamente addensata, con livelli limo-sabbiosi debolmente argillosi e scarsi inclusi travertinosi.

I parametri fisico-meccanici di riferimento sono desunti dalle prove di laboratorio:

γ = = 19-20 kN/m^3

φ = 34-35°

c = 5-10 kPa

Ed = 8000-10000 kPa (*)

• Sabbia travertinosa beige-biancastra

La formazione basale, intercettata nei sondaggi profondi da circa 18-22 metri dal p.c. fino a fondo foro è costituita da sabbia limosa travertinosa, di colore beige-biancastro, da poco a mediamente addensata, con tracce di ossidazioni.

I parametri fisico-meccanici di riferimento sono desunti da fonti bibligorafiche:

γ = = 19-21 kN/m^3 (*)

φ = 35-36° (*)

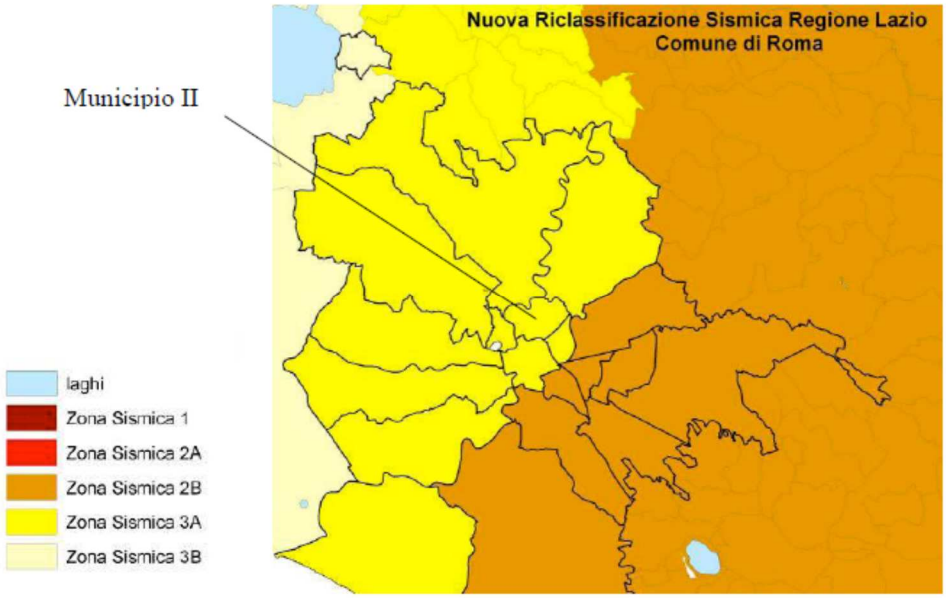
c = 5-10 kPa (*)

Ed = 9000-11000 kPa (*)

(*) parametri desunti da fonti bibliografiche e da indagini eseguite in aree limitrofe

6. Indagine sismica

Il progetto ricade nel comune di ROMA (RM), municipio II, in zona dichiarata sismica classificata di categoria 3A, ai sensi della recente normativa (nuova classificazione sismica del territorio della Regione Lazio) , entrata in vigore con la D.G.R. del Lazio n° 387 del 22.05.2009 ed integrata dalla rettifica riportata con D.G.R. n.835 del 3.11.2009.



Zona Sismica	Sottozona Sismica	Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (a_g)
1	-	$0,25 \leq a_g < 0,278$ (valore max per il Lazio)
2	A	$0,20 \leq a_g < 0,25$
	B	$0,15 \leq a_g < 0,20$
3	A	$0,10 \leq a_g < 0,15$
	B	(valore min) $0,062 \leq a_g < 0,10$

Al fine di caratterizzare sismicamente il sito d'interesse, è stata realizzata una indagine sismica, grazie alla quale è stato possibile acquisire il profilo di velocità delle onde di taglio Vs30 secondo le NTC 2008. A tale scopo è stata realizzata una MASW Multichannel Analysis of Surface Waves.

Il sistema MASW consiste nel misurare le velocità delle onde superficiali a differenti frequenze, la variazione delle quali viene chiamata dispersione, dovuta alla stratificazione delle velocità delle onde S nella determinazione dello spettro di velocità. Grazie ad un metodo di inversione della curva di dispersione con il software winMASW 3.0, le misure determinano il valore di Vs30 che rappresenta un valore medio della velocità delle onde S entro i primi 30 metri dal p.c., come richiesto dalla nuova normativa sismica.

$$Vs_{30} = \frac{30}{\Sigma^{1}_{N} h_i/V_i}$$

I risultati relativi alle analisi delle onde superficiali mostrano, in accordo con lo scenario geologico del sito, un valore di Vs30 in superficie pari a 219 m/s, ricadente nella categoria di suolo "C" determinata secondo le direttive delle NTC D.M. 14/01/2008.

Per l'area in esame, si ottiene il modello di velocità delle onde sismiche di taglio con la profondità riportato in allegato, con valori di Vs30 rispettivamente pari a 289 e 270 m/s nei profili **MASW1** e **MASW2**, valori che si collocano nella categoria di suolo C (Tavola n. 11). È stato inoltre eseguito uno specifico studio di risposta sismica locale, descritto in dettaglio nei paragrafi successivi e nel report allegato.

In relazione alle Vs30 rilevate ed alle caratteristiche geologiche e geotecniche la categoria di suolo di fondazione è di tipo "**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 Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s , ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu,30 < 250 kPa nei terreni a grana fina*).

Inoltre, viste le caratteristiche morfologiche sub-pianeggianti del sito in studio è inoltre possibile considerare una categoria topografica "T1", con rapporto h/H (quota del sito/altezza rilevo topografico) pari a 1.

Nell'insieme l'area si presente geomorfologicamete stabile e non presenta segni evidenti di fenomeni di dissesto in atto. Non risultano, in base alla cartografia disponibile nel Piano stralcio di Assetto Idrogeologico P.A.I. dell'Autorità di Bacino Tevere, relativamente all'assetto geomorfologico, zone a rischio di frana, se non più a Nord del sito in studio, lungo alcuni tratti della collina dei Parioli.

7. Studio di risposta sismica locale RSL

In base alle indagini sismiche eseguite in sito nel 2015, sia in foro di tipo Down-Hole che di superficie mediante sezioni MASW, risultano valori di Vs30 al limite tra le categorie di suolo B e C, tuttavia in base al profilo di velocità desunto dalla prova diretta down-hole, risulta una categoria di suolo "S2", oggetto di specifico studio di risposta sismica locale.

Per cui anche in ottemperanza al Regolamento regionale n. 2/2012 per opere d'importanza rilevante di cui All. A D.G.R. Lazio n. 489/2012 che modifica l'All. 2 D.G.R. Lazio n. 387/09 (classe d'uso 3), e visti i risultati delle indagini sismiche eseguite in sito, è stato infine effettuato uno studio di Risposta Sismica Locale, consistito in:

1) Esecuzione di prove geognostiche dirette e di prove sismiche (Down-Hole, MASW e HVSR).
2) Ricostruzione del modello geologico e delle caratteristiche fisico-meccaniche degli strati di copertura.
3) Scelta degli accelerogrammi compatibili per analisi dinamiche.
4) Analisi della Risposta Sismica Locale tramite l'utilizzo di procedure di calcolo monodimensionale (1D) con l'ausilio del Software STRATA (Albert R. Kottke and Ellen M. Rathje).
5) Determinazione dello spettro elastico di risposta calcolato tramite lo studio di RSL a quota fondazione, ovvero lo spettro derivato dalla media tra gli spettri di risposta calcolati per i n. 7 accelerogrammi di riferimento e confronto con quelli previsti dalla Normativa (NTC 2008) per il sito di interesse, relativi a suoli di categoria B, C e D e di categoria topografica T1.

Il modello di velocità delle onde sismiche di taglio con la profondità è stato ricostruito sulla base delle indagini geognostiche e sismiche eseguite in sito (Down-Hole, MASW e HVSR). Risulta il modello sismico monodimensionale di seguito descritto:

Spessore	Litologia prevalente	Peso di volume kN/m^3	Vs (m/s)
0.0 – 10.0 m	Riporto piroclastico	17.0	380
10.0 – 17.0 m	Sabbia limosa	18.0	339
17.0 – 27.0 m	Sabbia travertinosa	19.0	466
27.0 – 30.0 m	Argilla limosa	18.0	238
30.0 – 100.0 m	Argilla	19.0	450

I sismo-strati sopra descritti sono stati inseriti come dati di input all'interno del codice del Software STRATA, insieme alle caratteristiche fisico-meccaniche ed alle curve di decadimento della rigidezza (G) e di incremento dello smorzamento (D) con la deformazione per ciascun litotipo individuato, curve fornite dalla Regione Lazio, predisposte dal Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano ed utilizzate anche negli Abachi Regionali di Livello 2 di microzonazione.

Lo studio di Risposta Sismica Locale, per gli stati limite SLV, SLD e SLO, ha evidenziato un'amplificazione dello spettro elastico di risposta a piano fondazione generalmente inferiore rispetto a quella dello spettro derivato dalla

norma per terreno di categoria C e categoria topografica T1. Solo per lo stato limite SLV e per bassissimi periodi lo spettro di RSL risulta di poco superiore allo spettro di categoria C, mentre per periodi da bassi a medio-alti risulta sempre inferiore al suolo C.

I valori dello spettro determinato mediante RSL (in rosso) risultano leggermente superiori solo per bassisimi periodi e in zone limitate allo spettro di normativa di categoria “C” (in blu scuro). Per gran parte della estensione lo spettro di categoria “C” (blu) risulta superiore allo spettro determinato mediante RSL (rosso), per cui viene utilizzato ai fini delle verifiche lo spettro di suolo categoria “C”.

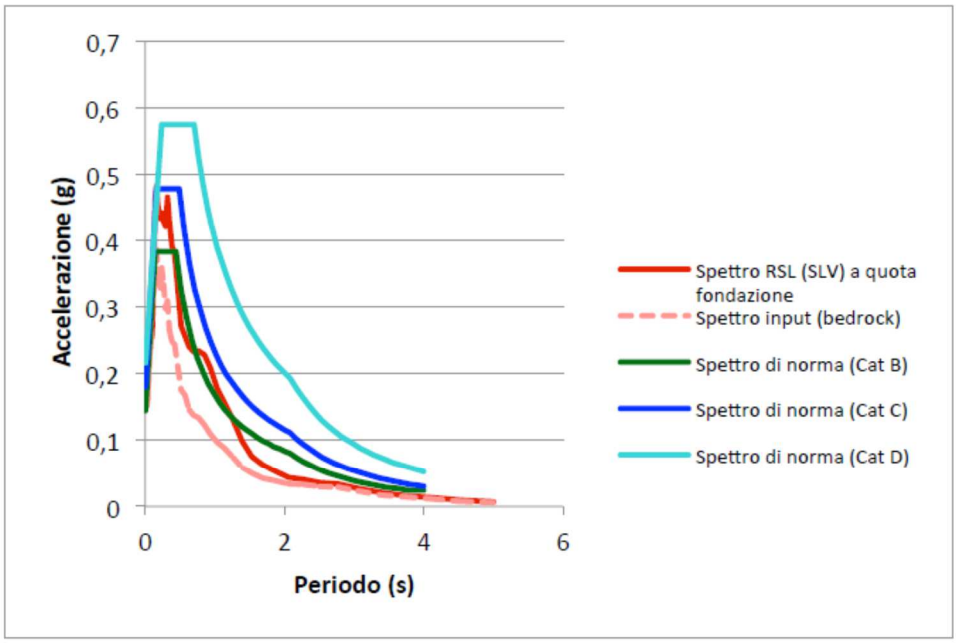


Figura 12: Grafico comparativo tra lo spettro elastico di risposta in accelerazione delle componenti orizzontali SLV atteso a quota fondazione, generato dallo studio RSL e gli spettri di norma relativi a suoli di Categoria B, C e D.

E’ stata effettuata n. 1 misura di frequenza fondamentale per analisi spettrale di tipo HVSR che ha evidenziato un picco di frequenza pari a 1,1 Hz, corrispondente ad un bedrock sismico posto a profondità di circa 100 metri dal p.c.

8. Verifica a liquefazione

Nella relazione geologica allegata al progetto definitivo è stata eseguita la verifica a liquefazione, ai sensi delle N.T.C. 2008, del terreno contenente la falda idrica superficiale.
A tal fine è stato utilizzato il metodo di Seed & Idriss (1982), che rappresenta uno dei più noti e utilizzati tra i metodi semplificati, basati sul rapporto che intercorre tra le sollecitazioni di taglio che producono liquefazione e quelle indotte dal terremoto. Il calcolo è stato poi ripetuto secondo il metodo di Tokimatsu & Yoshimi.

Seed & Idris
Il calcolo riportato nella relazione geologica ed il valore del coefficiente di sicurezza FS che risulta pari a 1,5898 (superiore a 1,3), confermano che tale deposito non è liquefacibile.

Tokimatsu & Yoshimi
Anche in questo caso la formazione in esame risulta non liquefacibile e presenta un valore FS pari a 4,7893.

9. Inquadramento Idrogeologico

L'area in studio risulta drenata direttamente dal Fiume Tevere, in sinistra idrografica. In questo tratto il fiume si presenta ampiamente meandriforme con direzione di scorrimento complessivamente verso Sud.
In base alla cartografia del Piano di Assetto Idrogeologico P.A.I. dell'Autorità di Bacino del Fiume Tevere, Tav. 42, allegata alla presente relazione, l'area in esame risulta classificata come zona a rischio idraulico "R2", ovvero ricade nella fascia di esondazione fluviale compresa tra le piene di riferimento, con tempi di ritorno di 200 e 500 anni, riferibile secondo quanto riportato nel P.A.I. alle zone dove sono possibili solo danni minori alle infrastrutture ed ai beni ambientali e culturali, che non pregiudicano quindi l'incolumità delle persone, l'agibilità degli edifici e la funzionalità delle attività socio-economiche.

La falda acquifera principale nella zona è intercettabile a profondità di oltre 20- 30 metri dal p.c., all'interno dei sedimenti sabbioso-ghiaiosi di origine alluvionale antica, tamponati alla base dal substrato argilloso pliocenico, considerato impermeabile *(acquiclude)*. Il livello piezometrico statico di tale falda si attesta, secondo fonti bibliografiche, a quota di circa 10 metri s.l.m. pari a circa 8-9 metri dal p.c. *(Capelli, Mazza, Taviani, 2008)*.
Esistono inoltre delle falde idriche secondarie, sospese su quella principale, contenute all'interno dei depositi colluviali recenti e nei livelli sabbiosi, la più superficiale delle quali è stata intercettata nei sondaggi geognostici eseguiti in sito a profondità di circa 4,50 metri dal p.c. alla base dei terreni di riporto e nei sottostanti depositi colluviali sabbio-limosi.
Le misure di livello effettuate nel piezometro di tipo Norton, denominato PZ, nel periodo successivo alla perforazione, hanno evidenziato un livello piezometrico che si attesta in data 01/02/2012 alla profondità di circa 3,75 metri dal p.c. pari ad una quota di circa 15,3-15,4 metri s.l.m.
Il drenaggio delle acque superficiali avviene direttamente nel sistema fognario, mentre le acque sotterranee presentano una direzione di flusso verso il livello di base rappresentato dal corso del Fiume Tevere, posto ad Ovest.

Per informazioni di dettaglio sull' inquadramento idrogeologico , si veda la relazione geologica allegata.

10. Parametri geotecnici di riferimento

Per quanto riguarda il terreno di imposta della nuova fondazione per spessori da 0 a 5.8 mt (variabile fino a 11.5 mt) si possono adottare i seguenti parametri geotecnici desunti dalla indicazioni fornite nella relazione geologica sopra citata:

Strato di riporti antropici
Peso di volume: γ= 17.5 KN/mc.
Angolo di attrito : ϕ = 25°
Coesione : c = 0.00 Kg/cmq (in favore di sicurezza)
K = 25.000 KN/m^3 (2.500 t/m^3)
Ed = 7000 kPa

In conformità a NTC 08 è valutabile la tensione limite e la tensione massima di progetto del terreno di fondazione, nella modalità di approccio 2 (A1+M1+R3).

Per quanto riguarda lo strato di materiale di appoggio fondazione del corpo centrale sono valutabili i seguenti parametri geotecnici cautelativi:

- Peso di volume: γ= 17.5 KN/mc.
- Angolo di attrito : ϕ = 25°
- Coesione : c = 0.00 Kg/cmq (in favore di sicurezza)
- K = 25.000 KN/m^3 (2.500 t/m^3)
- Profondità: 1.50 mt

APPROCCIO DI VERIFICA TIPO 2

Calcolo capacità portante **– Approccio di verifica tipo 2 (A1+M1+R3)**

Coefficienti A1:
γ_{G1} = 1.30 (Permanenti strutturali)
γ_{G2} = 1.50 (Permanenti non strutturali)
γ_Q = 1.50 (Accidentali)

Coefficienti M1:
$\gamma_{\phi'}$ = 1.00 (Tangente dell'angolo di resistenza a taglio)
γ_γ = 1.00 (Peso dell'unità di volume di terreno)

Coefficienti R3:

γ_{R1} = 2.30 (Capacità portante)

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 = Ml/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)

(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B	=	13.50	(m)
L	=	6.00	(m)
D	=	1.30	(m)

βf =	0.00	(°)		βp =	0.00	(°)

Peso unità di volume del terreno

γ_1	=	17.50	(kN/mc)
γ	=	17.50	(kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno				*Valori di progetto*			
c'	=	0.00	(kN/mq)	c'	=	0.00	(kN/mq)
φ'	=	25.00	(°)	φ'	=	25.00	(°)

Profondità della falda

Zw = 3.50 (m)

e_B =	0.00	(m)		B* =	13.50	(m)
e_L =	0.00	(m)		L* =	6.00	(m)

q : sovraccarico alla profondità D

q = 22.75 (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

γ = 9.13 (kN/mc)

Nc, Nq, Nγ : coefficienti di capacità portante

$Nq = \tan^2(45 + \varphi'/2) * e^{(\pi * tg\varphi')}$

Nq = 10.66

$Nc = (Nq - 1)/\tan\varphi'$

Nc = 20.72

$N\gamma = 2*(Nq + 1)*\tan\varphi'$

Nγ = 10.88

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$s_c = 1 + B*Nq / (L* Nc)$

s_c = 1.23

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

s_q = 1.21

$s_\gamma = 1 - 0{,}4*B* / L*$

s_γ = 0.82

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

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

d_q = 1.07

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

d_c = 1.07

$d_\gamma = 1$

d_γ = 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 $\quad \beta_f + \beta_p < 45°$

g_q = 1.00

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

g_c = 1.00

$g_\gamma = g_q$

g_γ = 1.00

Carico limite unitario

$\mathbf{q_{lim}}$ = 557.49 (kN/m^2)

Coefficiente di sicurezza $\gamma_t = 2.30$

$f_{td} = 557\ KN/m^2 / 2.30 = 242\ KN/m^2 = 0.242\ N/mm^2$

11. Materiali per le strutture di fondazione

I materiali adottati per le strutture di fondazione sono i seguenti:

- Cls fondazione C25/30 (ex RcK 300)
- Acciaio armatura in barre B450C (ex FeB44K)
- Acciaio armatura in barre B450A (per reti els con ϕ < 10mm.) (ex FeB44K)

Calcestruzzo: FONDAZIONE
Conforme UNI-EN 206-1
Classe di resistenza minima C25/30
Classe di esposizione XC2
Diametro max. inerti 25 mm
Classe di contenuto di cloruri conforme a UNI-EN 206-1
Consistenza S3
Rapporto acqua / cemento massimo ≤ 0.50
Contenuto minimo di cemento (Kg/m^3) 300

Per cls C25/30 (ex RcK 300)
fck = 25 N/mm^2
fcd = α_{cc} x fck / γ_m
con:
α_{cc} = 0.85 Coeff. dovuto agli effetti viscosi a lungo termine
γ_m = 1.50 Coeff. di sicurezza (NTC 2008)

f_{cd} = 0.85 x 25 / 1.50 = 14.16 N/mm^2

E_{clsm} = 22000 (f_{cm}/10) 0.30

Con f_{cm} = f_{ck} + 8 N/mm^2
f_{cm} = 25 + 8 = 32 N/mm^2 valore medio della resistenza a compressione
E_{clsm} = 22000 (fcm/10) 0.30 = 31186 N/mm^2

Per acciaio in barre B450 A , B450C (ex FeB44K)
f_{yk} = 450 N/mm^2
f_{yd} = f_{yk} / γ_m
con:
γ_m = 1.15 Coeff. di sicurezza (NTC 2008)
f_{yd} = 450 / 1.15 = 391.3 N/mm^2

12. Protezione al fuoco ed alla corrosione

Tutti gli elementi in acciaio in barre da armatura per c.a. saranno protetti dalla corrosione mediante opportuno copriferro minimo specificato negli elaborati grafici strutturali in base alla classe di esposizione del cls.

Tutti gli elementi strutturali in acciaio dovranno essere protetti dalla corrosione mediante zincatura a caldo, o in alternativa protezione con antiruggine più verniciatura, o impiego di acciaio inox.

Tutti gli elementi strutturali in acciaio dovranno essere protetti dal fuoco mediante l'utilizzo di prodotti od elementi certificati in grado di fornire l'eventuale grado di protezione R eventualmente richiesto.

13. Normativa di riferimento

La presente relazione è stata redatta in conformità alla normativa attualmente vigente:

- **L.1086 05/11/1971** - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **NTC 2008 (D.M. 14/01/2008)** - Norme tecniche per le costruzioni.
- **Circ. 617 02/02/2009** – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 14/01/2008

14. Verifiche di resistenza del terreno e delle opere stutturali di fondazione

I calcoli delle caratteristiche di sollecitazione sono stati eseguiti manualmente o con l'ausilio di elaboratore elettronico, con criteri basati sugli usuali metodi teorici della Scienza delle Costruzioni nella ipotesi di comportamento elasto-plastico dei materiali, i diagrammi di comportamento sono quelli di NTC08.
I valori delle sollecitazioni sono determinati considerando le più sfavorevoli disposizioni dei carichi accidentali e considerando l'inviluppo delle massime sollecitazioni riscontrate in seguito ad ognuna delle varie condizioni di carico.
La verifica delle sezioni è stata eseguita manualmente o con elaboratore elettronico, con criteri basati sugli usuali metodi teorici della Tecnica delle Costruzioni; tale verifica è stata eseguita secondo il metodo degli stati limite.
Le verifiche esposte hanno lo scopo di dimostrare la compatibilità delle sezioni strutturali con la soluzione di progetto definitivo, e sono condotte per gli elementi più tipici o rappresentativi, e per gli elementi più sollecitati.

Le verifiche delle tensioni sul terreno di fondazione sono riportate nei tabulati di calcolo dell'analisi push-over dell'edificio in muratura.

Le verifiche sugli elementi di fondazione sono esposte all' interno della Relazione di calcolo allegata al progetto definitivo delle strutture.