

AGENZIA DEL DEMANIO EMILIA ROMAGNA

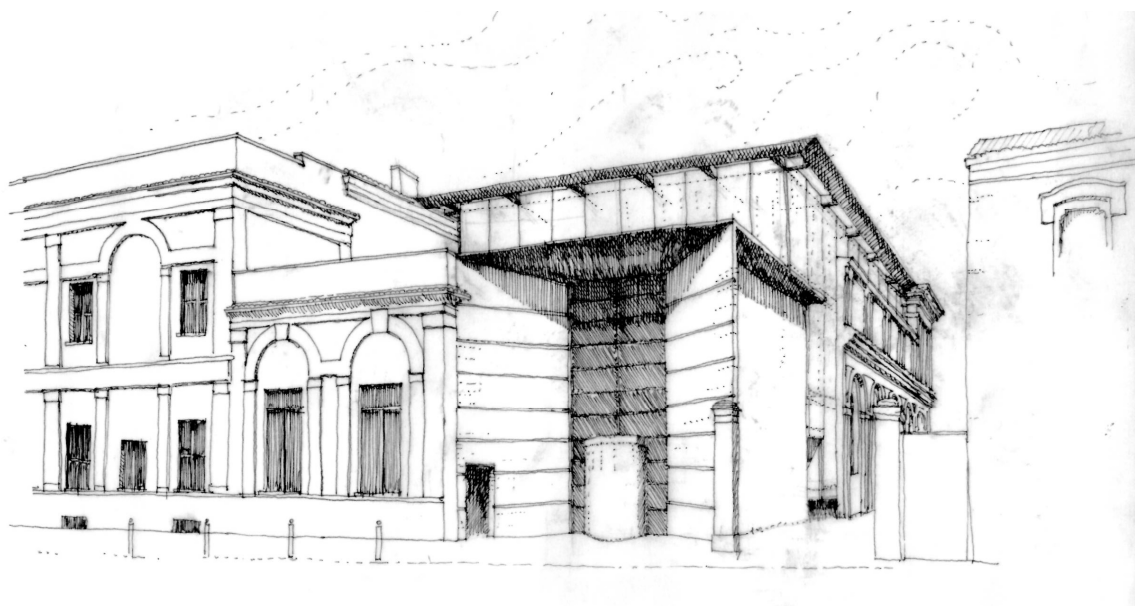
RECUPERO “EX CINEMA EMBASSY” SITO IN BOLOGNA DA DESTINARSI A NUOVA SEDE DELLA DIREZIONE REGIONALE

CUP: G31E16000350001

CIG: 6854787D2B

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA



OTTOBRE 2017

redatto	FV
verificato	BS
approvato	GS

progetto
PAN
ASSOCIATI



CCIAA Milano 1642624 • cap. soc. 10.000 € i.v. • reg. imp. trib. Milano/c.f./p.IVA 13352030152 • Milano: via don Carlo Porro 6 • 20128 • tel. 022578982 fax 022579836 P.E. studio@panassociati.it

progettisti: arch. Gaetano Selleri, ing. Mario Poggi collaboratori: arch. Davide Bossi, ing. V. Inforzato, dott. F. Valentini

INDICE

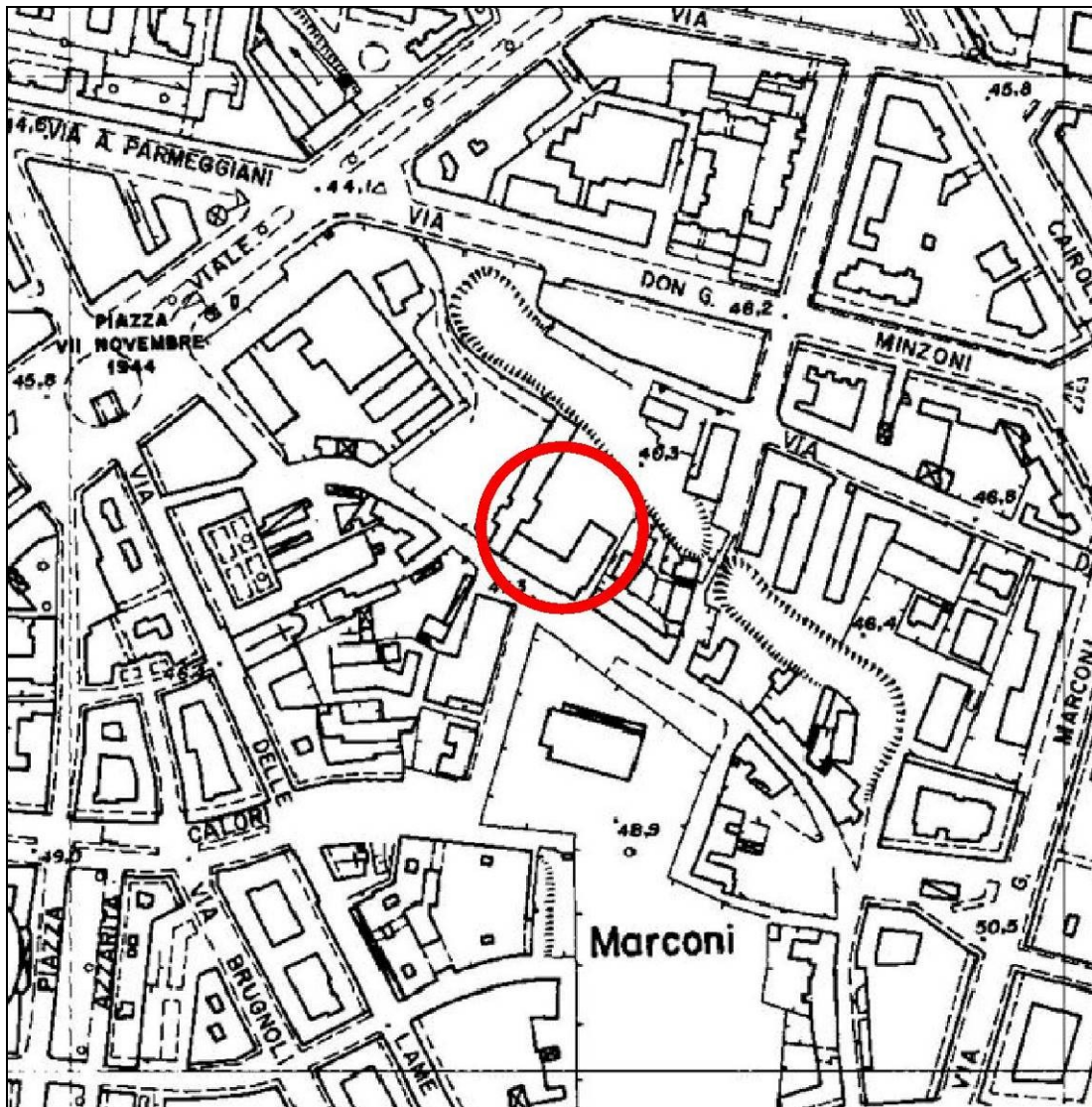
1.	PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO	3
2.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOMORFOLOGICO	7
3.	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	9
4.	CLASSIFICAZIONE SISMICA	12
4.1	Classificazione nazionale	12
4.2	Classificazione regionale	14
5.	INDAGINE GEOGNOSTICA	17
5.1	INDAGINE SISMICA	17
5.2	INDAGINE GEOTECNICA	19
6.	CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE E DEI CEDIMENTI PREVEDIBILI	20
6.1	Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)	20
6.2	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)	23
7.	CONCLUSIONI	25

ALLEGATI

- UBICAZIONE INDAGINI
- STRATIGRAFIE SONDAGGI
- DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA INDAGINI

1. PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO

La presente relazione, redatta su incarico dell’Agenzia del Demanio illustra i risultati di uno studio geologico di un’area situata in via Azzo Gardino 61 nel comune di Bologna.

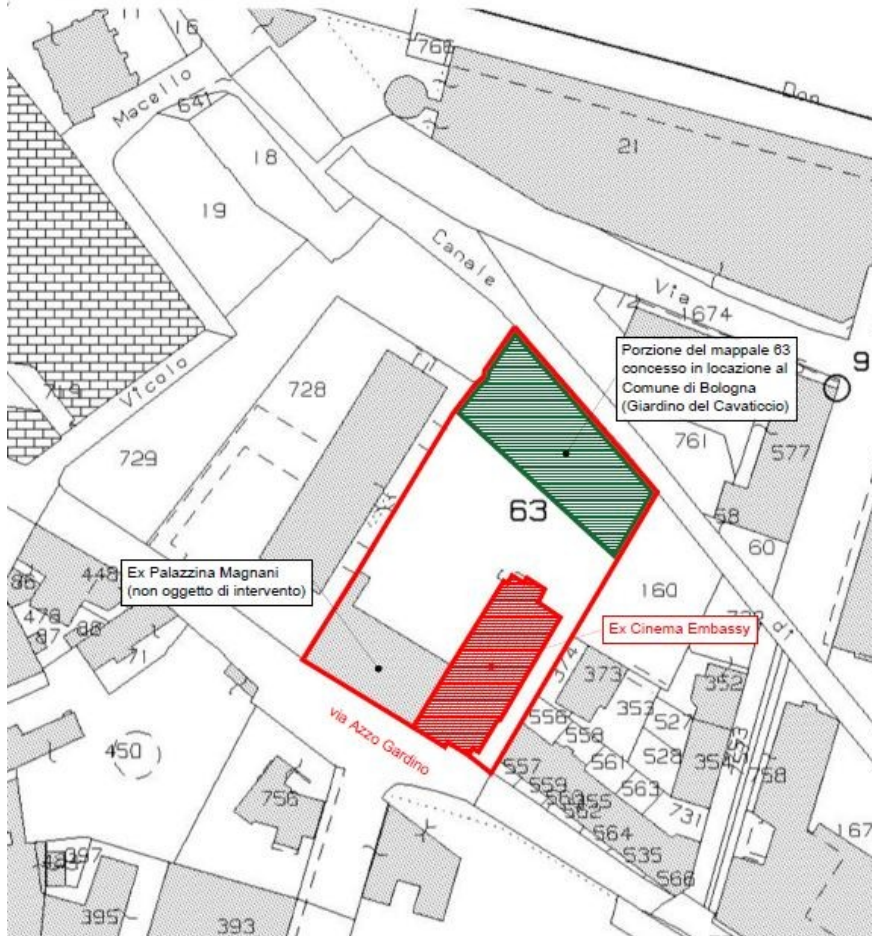


Corografia area di studio (estratta da Carta Tecnica Regionale)

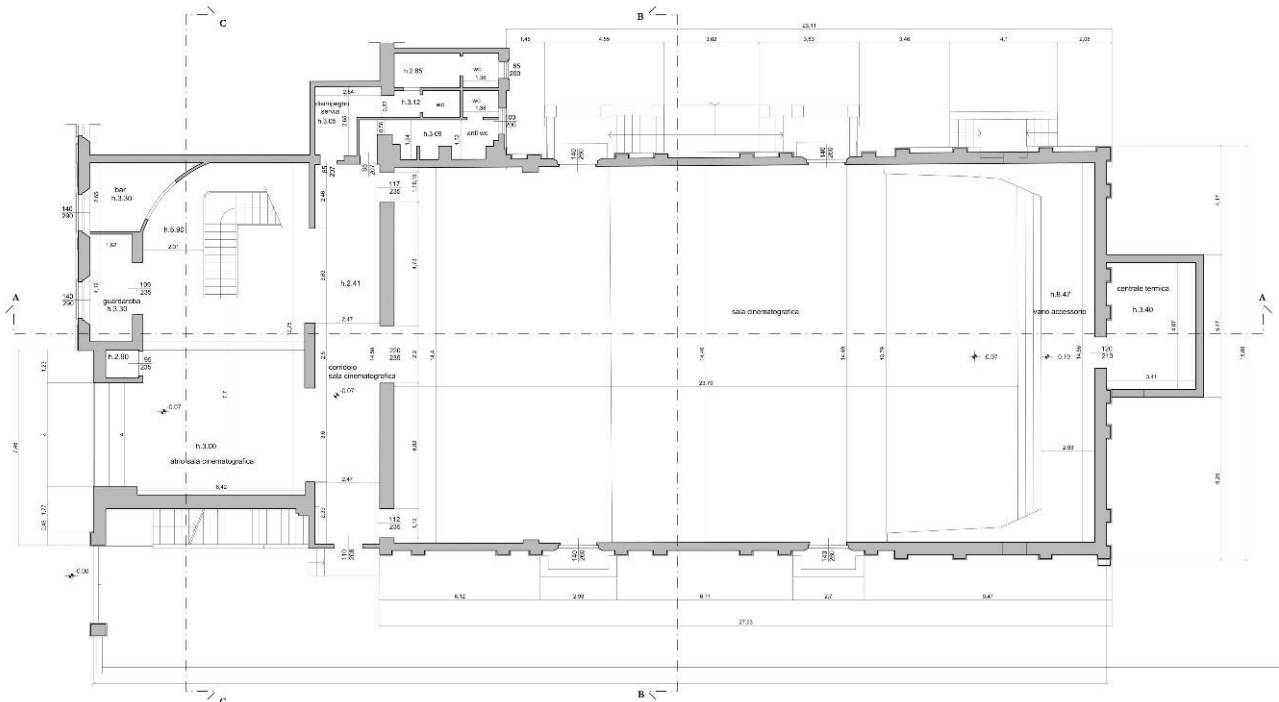
Nell’area in esame è previsto il recupero architettonico e la messa a norma dell’edificio denominato “ex Cinema Embassy”, in cui è in progetto la nuova sede regionale dell’Agenzia del Demanio.

L’area oggetto di studio è individuata al mappale 63 foglio 158 del catasto comunale di Bologna.

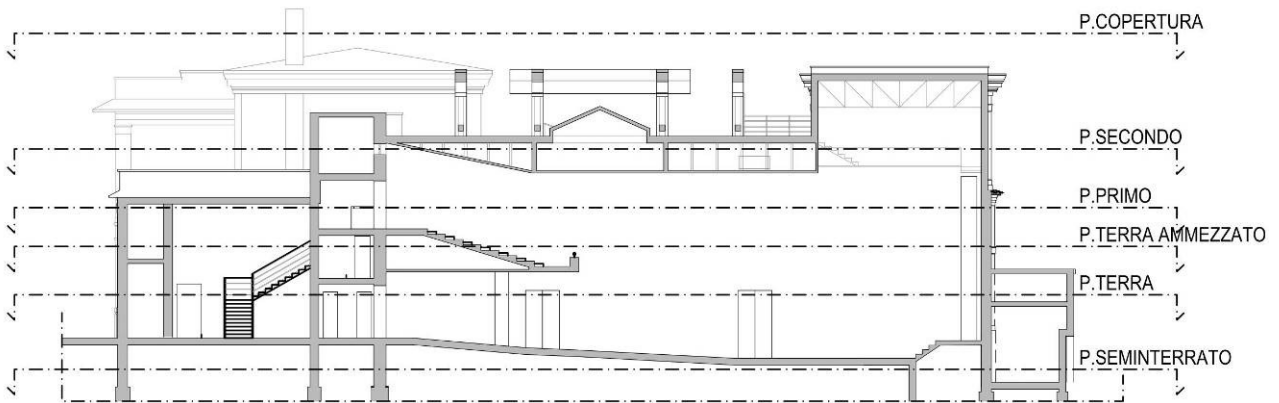
INDIVIDUAZIONE DEL BENE SU ESTRATTO DI MAPPA CATASTALE
FOGLIO 158 MAPPALE 63



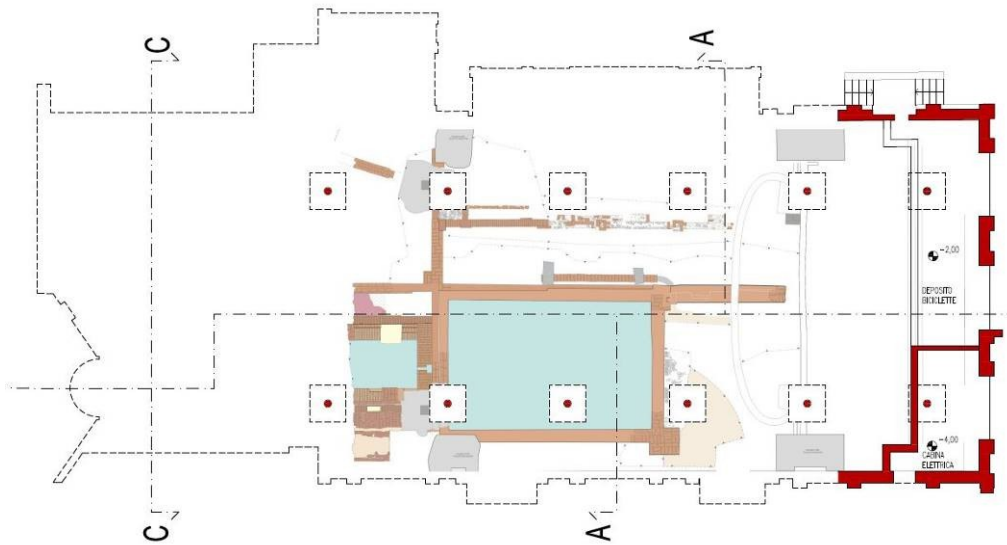
Estratto mappa catastale



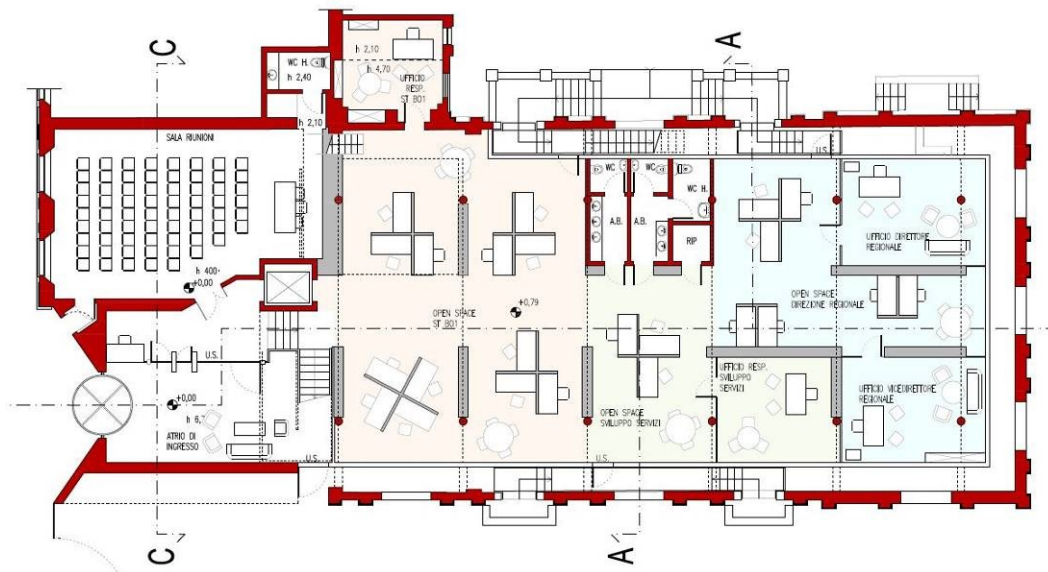
Pianta piano terra (stato di fatto)



Sezione edificio oggetto di studio



Pianta piano terra (interrato)



Pianta piano terra (progetto)

Nel mese di giugno 2007 è stata realizzata dalla società Gea Srl (con sede in viale Carlo Felice 89 a Roma) un'indagine geologica nell'area oggetto di studio, consistita nell'esecuzione di 2 sondaggi a carotaggio continuo spinti fino a 30 m di profondità con esecuzione di prove SPT e prelievo di campioni, 4 trincee ispettive per l'ispezione delle fondazioni, 3 carotaggi inclinati in corrispondenza dei plinti di fondazione e un'indagine georadar condotta a livello del solaio di calpestio dell'ex cinema.

Sulla base dei risultati delle suddette prove si sono individuati i parametri geotecnici dei terreni, secondo le nuove Norme Tecniche Costruzioni (D.M. 14/01/2008) e alla Circ. 617/09.

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOMORFOLOGICO

Estratto da *Studio per una corretta analisi dei recenti fenomeni di dissesto degli edifici a Bologna dovuti a crisi del sistema delle fondazioni* di Franceschini M (TELEIOS srl.) - Carbonella R., Zanna A. (GEOTEA srl.) -

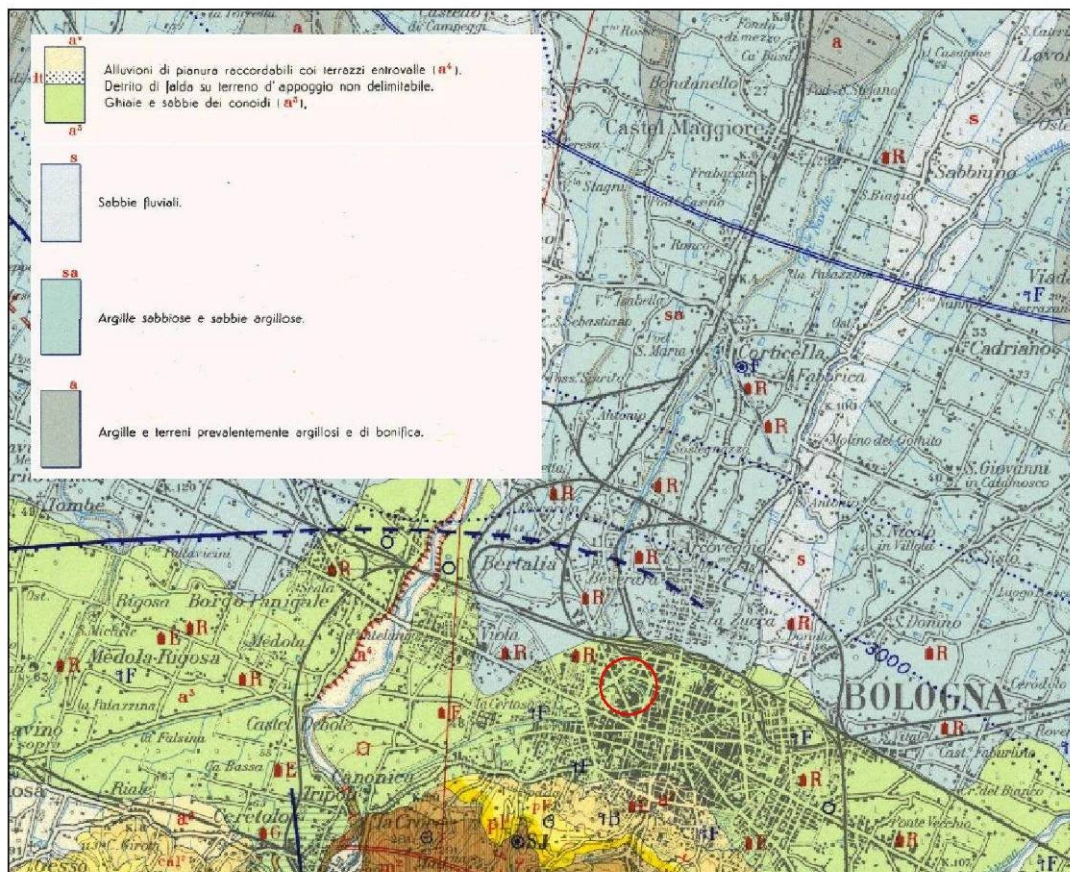
La pianura bolognese è caratterizzata da depositi alluvionali di origine continentale che si impilano sulle successioni marine affioranti nelle aree collinari pedeappenniniche; tali successioni sono dislocate in profondità da un sistema di faglie poste in direzione estovest all'incirca in corrispondenza del margine collinare. La geomorfologia dell'area risente sensibilmente della presenza delle conoidi dei due fiumi principali: il Reno a ovest e il Savena a est. Nella parte centrale del territorio urbano sono presenti conoidi di altri corsi d'acqua di minore importanza; esse sono molto meno pronunciate, presentando tuttavia degli apparati la cui geometria è ancora oggi sufficientemente ricostruibile anche se in larga parte obliterata dalla intensa urbanizzazione.

Il sottosuolo della città è comunque caratterizzato da un esteso corpo ghiaioso formatosi per coalescenza delle varie conoidi, la cui profondità ed il suo spessore sono assai variabili a seconda dei punti considerati.

Più lontano dal margine collinare cominciano gli sfrangiamenti laterali del corpo ghiaioso che danno origine a lobi di affioramento che diventano particolarmente evidenti all'altezza della via Emilia.

I terreni che affiorano nel primo strato del sottosuolo (entro i primi 3-5 m dalla superficie) del Comune sono essenzialmente argille, limi, sabbie e ghiaie. I limiti tra i diversi litotipi non sono sempre nettamente distinguibili a causa dei complessi meccanismi sedimentari che li hanno deposti e a causa delle difficoltà che la presenza del tessuto urbanizzato della città determina nella risoluzione dei passaggi litologici orizzontali.

Dal punto di vista idrogeologico, nel sottosuolo di Bologna sono state riconosciute varie falde acquifere organizzate in un sistema multifalda. Di queste, quella più prossima alla superficie è costituita, solitamente, da corpi semipermeabili sabbioso limosi, costituenti piccoli acquiferi con tempi di persistenza brevi. La sua quota dalla superficie è molto variabile e risponde alla complessa conformazione dei corpi semipermeabili che la contengono.”



Estratto carta geologica d'Italia – Foglio 87 Bologna

L'area di studio è ubicata nel settore nord-occidentale della città di Bologna ad una quota media di circa 50 m slm.

Da un punto di vista geologico-stratigrafico nell'area affiorano depositi di natura alluvionale; si tratta principalmente di alternanze di ghiaie, sabbie, limi e argille sedimentate nel periodo Olocene. Lo spessore locale di questi depositi è di circa 7 metri. L'aspetto morfologico generale è quello caratteristico di un'ampia pianura alluvionale, colmata, in tempi recenti, da sedimenti continentali in facies fluviale e fluvio-lacustre.

3. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

(Estratto RELAZIONE GEOLOGICA PROGETTO DEFINITIVO BOLOGNA - PORTOMAGGIORE LOTTO 4A GALLERIA S.VITALE SOCIETA' COGEO)

I conoidi bolognesi costituiscono corpi isolati e separati lateralmente da grandi estensioni di depositi argilloso-limosi a bassa permeabilità e verticalmente da setti di più ridotta potenza. Nella parte apicale dei conoidi la struttura idrogeologica dell'area bolognese può essere schematizzata come un unico acquifero, in cui i conoidi sono collegati da interdiggazioni di materiali più grossolani. Il risultato di tutto ciò è la presenza di falde sovrapposte di cui la più alta è alimentata dalle acque di subalveo dei corsi d'acqua e dalle acque meteoriche, la seconda da infiltrazioni provenienti dall'apice dei conoidi.

Nella figura seguente vengono riportate le isolinee delle due falde più superficiali secondo Elmi et alii (1984).

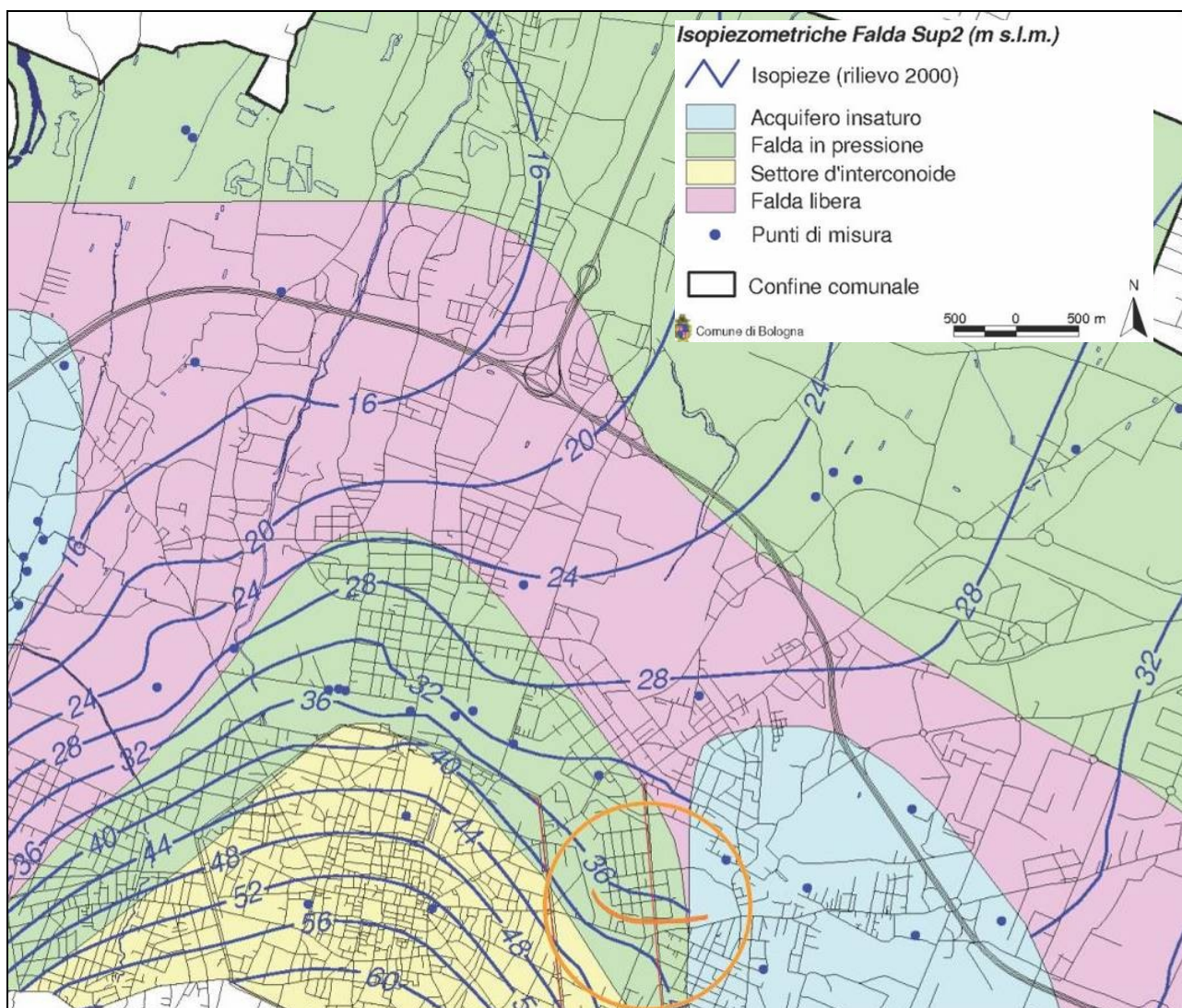
La falda superficiale, non interessata da prelievi massicci, è relativamente stabile, salvo le oscillazioni stagionali.

La falda profonda invece è soggetta a forti abbassamenti, dell'ordine di 2 m annui.

La falda superficiale è rinvenibile con più continuità nel settore est del territorio nei pressi del conoide dell'Aposa e del Savena, sino all'alveo del Canale Navile; verso ovest tale falda si perde, drenata dal grande lobo ghiaioso del Reno.

La falda superficiale presenta le minori profondità in corrispondenza dell'apice del conoide del Savena e nell'area del centro storico, si approfondisce verso NO mentre tende a approssimarsi alla superficie topografica verso NE (zona delle risorgive).

Nell'area in esame la superficie della falda freatica è situata ad una profondità compresa tra 4.0 e 5.0 m da p.c..



Acquiferi

Ad integrazione di quanto riportato nel paragrafo 4.4, e seguendo gli approfondimenti condotti nell'ambito del progetto di ricerca W-Sahara (Il Comune di Bologna e Seabo S.p.A. sono attualmente impegnati nel progetto denominato Stochastic Analysis of Well Head Protection and Risk Assessment) si può arrivare alla seguente descrizione dettagliata del sistema acquifero del sottosuolo della città di Bologna. Sono state identificate le seguenti unità idrogeologiche:

- Acquifero A1
- Acquifero Alfa
- Acquifero A2, A3, A4
- Acquifero Delta
- Acquifero B
- Acquifero Epsilon
- Acquifero C

La Figura 6.2 fornisce uno schema di comparazione fra la nomenclatura utilizzata in letteratura nell'ambito della definizione delle unità geologiche riconosciute, cui si è fatto riferimento in precedenza, e la denominazione delle unità idrogeologiche proposta più recentemente [Farina et al., 2001a].

Sistema Acquifero		Acquitardi	Falde
A	A1	A1c	SUP3-SUP4
		A1b	SUP2
		A1a	SUP1
			Alfa
A2		Delta	
A3			
A4			
B			Epsilon
C			

Acquifero A1

Rappresenta l'acquifero più superficiale. È stato descritto tramite 53 log di sondaggi geognostici e 232 log di pozzi. Di geometria cuneiforme, presenta spessori variabili da 24-28 m in prossimità del margine collinare a 65-70 m nelle zone più distali. Il rapporto $[(gh+sb)/tot]$ fra spessore cumulato delle ghiaie (gh) e lo spessore totale (tot) varia da 0.6 a 0.8 in corrispondenza del conoide del Fiume Reno. Lateralmente ad esso raggiunge rapidamente valori inferiori a 0.2. L'Acquifero A1 ospita un articolato complesso di falde superficiali. L'andamento areale dello spessore di A1 e del rapporto (ghiaie e sabbie)/tot sono riportati nelle tavole in Allegato.

Unità idrogeologiche superficiali

La struttura delle unità superficiali, contraddistinta come precedentemente descritto, dall'alternanza verticale di corpi a granulometria grossolana e fine, rappresenta una condizione favorevole per l'individuarsi di un acquifero multifalda.

All'interno dell'Unità A1 sono stati riconosciuti tre corpi ghiaioso-sabbiosi, denominati A1a, A1b, A1c [Farina et al., 1998]. Si tratta di corpi acquiferi parzialmente saturi, localmente in pressione, totalmente insaturi in corrispondenza di specifiche localizzazioni. Le falde in essi contenute sono denominate, dalla più profonda alla più superficiale, SUP1, SUP2 e SUP3, e sono ospitate all'interno dei corpi acquiferi A1a A1b e A1c rispettivamente. Un'ulteriore falda, denominata SUP4, è contenuta nei depositi sabbioso fini siltoso-argillosi localizzati in corrispondenza degli spessori più superficiali. In quest'ultimo caso non è chiaramente riconoscibile un corpo acquifero permeabile, delimitato da intervalli a bassa permeabilità. L'acquifero appare infatti costituito da corpi semipermeabili difficilmente circoscrivibili.

Viene di seguito fornita una descrizione della principale unità idrogeologica più superficiale (SUP3 e SUP4), contenuta nel corpo acquifero A1c, che è quella che potrebbe interessare le opere in progetto (vedi allegato cartografico n° 8).

Unità SUP3 e SUP4. Corpo acquifero: Ciclo A1c

Il corpo acquifero A1c costituisce il corpo grossolano più prossimo al piano campagna. le sue dimensioni sono meno rilevanti rispetto ai corpi A1a e A1b, nonostante la struttura a corpi ghiaiosi coalescenti mantenga una larghezza comunque considerevole e pari anche a 4-5 Km.

La falda contenuta all'interno dell'unità descritta (SUP3) presenta solitamente una minore continuità rispetto alla falda sottostante.

L'allegato mostra il complesso andamento della superficie piezometrica ricostruita per la falda SUP4. Si riscontra una totale assenza di falda superficiale all'interno di un ampio settore assiale ai conoidi del F: Reno e del T. Savena, legata alla mancanza di orizzonti a granulometria fine di spessore e continuità sufficienti ad interrompere la continuità dei depositi ghiaiosi superficiali. La situazione descritta si rileva lungo il tracciato del F: Reno in corrispondenza di un settore di larghezza pari a circa 3-4 Km, individuabile da Casalecchio al confine comunale settentrionale. Nell'ambito del conoide del T. Savena tale situazione si riscontra all'interno di un settore ampio circa 3 Km.

La morfologia della superficie piezometrica della falda SUP4 evidenzia, inoltre, la depressione prodotta dal drenaggio esercitato dal Canale Navile nella parte occidentale del comune fino entro il limite del centro storico. Tale funzione di drenaggio porta a situazioni di depressione allungata nel senso del corso di acqua. E' però plausibile ammettere che tale andamento delle isolinee venga accentuato dai numerosi vuoti di ex cava ivi presenti. Si osserva, inoltre, l'effetto di ricarica operata dal paleoalveo del Savena che determina la formazione di un possibile spartiacque. Misure dirette del livello della falda più superficiale.

Durante le operazioni di sondaggio eseguite dal 09/09/03 al 12/09/03 la falda più superficiale è stata rinvenuta nell'area in oggetto ad una profondità variabile fra i 12.2 m di Via Bentivoglio, ai 15.1 m di Via S.dal Ferro fino ai 28.1 m dal p.c. di Via Triachini, presso la località S.Vitale. Queste misure sono state confermate sia dalle prove geognostiche svolte in aree limitrofe che dalle misure dei pozzi freatici del comune.

Le misure sono riferite al livello statico e quindi localmente possono non corrispondere alla profondità di limitate venute d'acqua in uno scavo in condizioni a breve termine. Per avere un quadro più preciso della profondità della falda superficiale si sono eseguite nel tempo diverse misure nel sondaggio di Via Bentivogli (sondaggio S1).

4. CLASSIFICAZIONE SISMICA

Le azioni sismiche attese in un certo sito si prevedono, su base probabilistica, tramite la pericolosità sismica che è funzione delle caratteristiche di sismicità regionali e del potenziale sismogenetico delle sorgenti sismiche; la valutazione della pericolosità sismica porta poi alla valutazione del rischio sismico di un sito in termini di danni attesi a cose e persone come prodotto degli effetti di un evento sismico.

La pericolosità sismica valutata all'interno di un sito deve essere stimata come l'accelerazione orizzontale massima al suolo in un dato periodo di tempo, definendo i requisiti progettuali antisismici per le nuove costruzioni nel sito stesso.

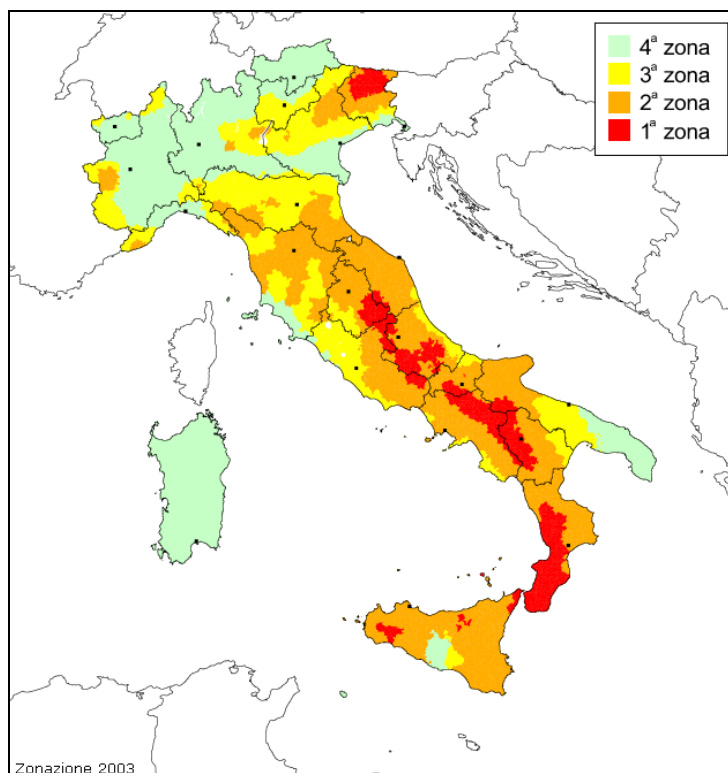
4.1 Classificazione nazionale

OPCM 20 marzo 2003

Sulla base del documento *Proposta di riclassificazione sismica del territorio nazionale* elaborato dal Gruppo di Lavoro costituito dalla Commissione Naz. Di Previsione e Prevenzione dei Grandi Rischi (23 aprile 1997) e successive precisazioni, sono state individuate in tutto il territorio nazionale 4 zone sismiche, secondo valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni. La valutazione di a_g è stata calcolata con metodologie internazionali aggiornate periodicamente con procedure trasparenti e riproducibili.

La zonizzazione sismica dell'intero territorio nazionale è stata effettuata secondo l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/03 pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n. 105 dell'8/05/03 Supplemento Ordinario n. 72: *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*. Costituiscono parte integrante dell'ordinanza:

- ✓ Allegato 1 - *Criteri per l'individuazione delle zone sismiche – individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*
- ✓ Allegato 2 - *Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici*
- ✓ Allegato 3 - *Norme tecniche per il progetto sismico dei ponti*
- ✓ Allegato 4 - *Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazioni e di sostegno dei terreni.*



La classificazione è stata eseguita secondo quanto contenuto al paragrafo 3.2.2 delle NTC08 e della relativa circolare applicativa.

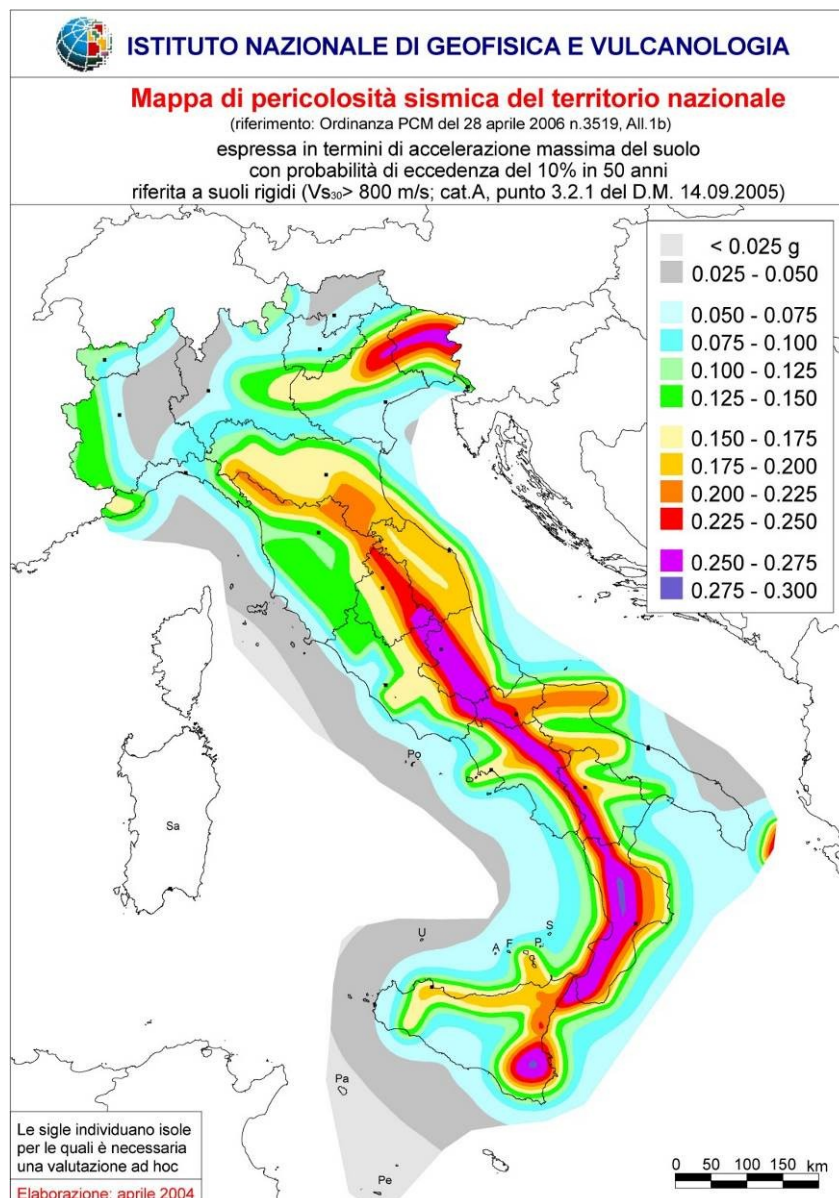
Secondo questa zonizzazione (vedasi figura di seguito riportata) il comune di Bologna si trova in zona 3 (colore giallo).

OPCM 28 aprile 2006

L'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28/04/06 pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale dell'11/05/06 Serie Generale Anno 147° - n. 108 (*Criteria generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*) adotta come riferimento ufficiale una nuova mappa di pericolosità sismica e definisce i criteri generali per la classificazione delle zone sismiche. Costituiscono parte integrante dell'ordinanza:

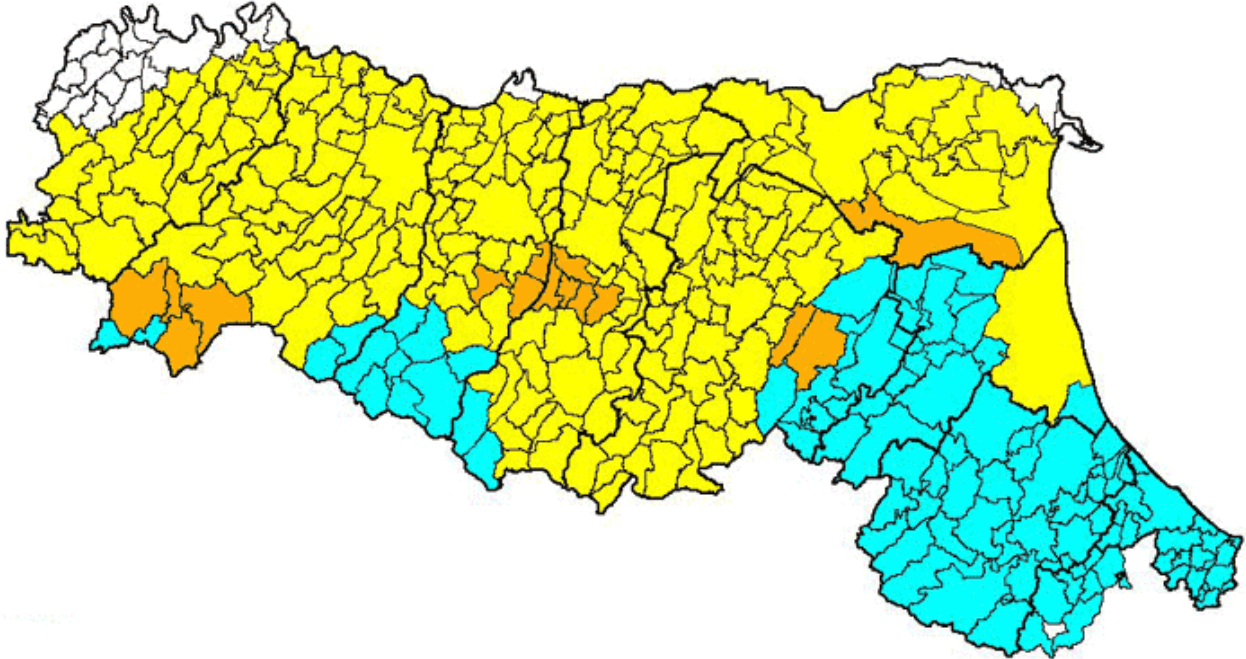
- ❖ Allegato 1A - *Criteri per l'individuazione delle zone sismiche e la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*
- ❖ Allegato 1B - *Pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale.*

La mappa, riportata nell'Allegato 1B (vedasi figura di seguito riportata), rappresenta graficamente la pericolosità sismica espressa in termini di accelerazione massima del suolo (a_g), con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi ($V_{S30} > 800$ m/s).



4.2 Classificazione regionale

Riclassificazione sismica dell'Emilia-Romagna, Ordinanza del PCM n. 3274 / 2003 (Allegato 1, punto 3 "prima applicazione").



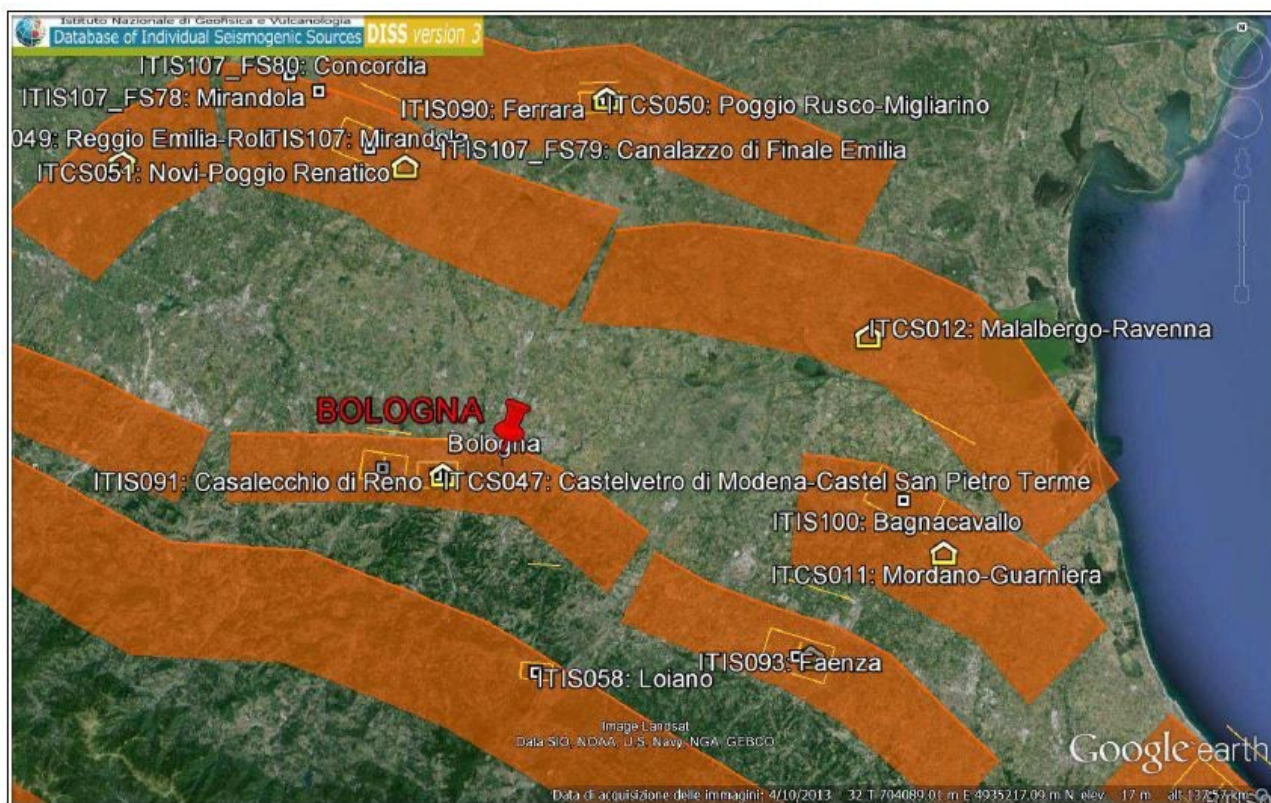
Secondo la classificazione della Regione Emilia Romagna il comune di Bologna si trova in **zona 3**.

Estratto da Relazione geologica e sismica, Allegato 5 al Piano Operativo Comunale della città di Bologna,

Il catalogo CPTI, divulgato nel 1999, è frutto del lavoro sinergico di diversi gruppi di ricerca (GNDT, INGV e SSN) e rappresenta un catalogo parametrico dei terremoti nel territorio italiano e il primo prodotto comune di riferimento per le stime di "rischio". Il database DISS 3.1 costituisce invece la versione più aggiornata e disponibile di DISS, relativamente alla localizzazione, alla distribuzione e alle informazioni note delle sorgenti sismogeniche nel contesto italiano nazionale.

Per quanto detto, l'area di studio ricade nel margine avanzato della macro zona 913, cioè in una delle zone in cui è stato scomposto longitudinalmente l'arco appenninico settentrionale e centrale, da Parma fino all'Abruzzo. Questa zona include le sorgenti sismogeniche della porzione più esterna affiorante dell'arco appenninico settentrionale (Valensise e Pantosti, 2001), legata ad un regime tettonico debolmente compressivo in atto, con strutture prevalentemente a "thrust".

In questa zona si verificano terremoti prevalentemente compressivi, ma anche sisma per meccanismi trascorrenti; ad essa viene attribuita una magnitudo massima pari a $M = 5,9$.

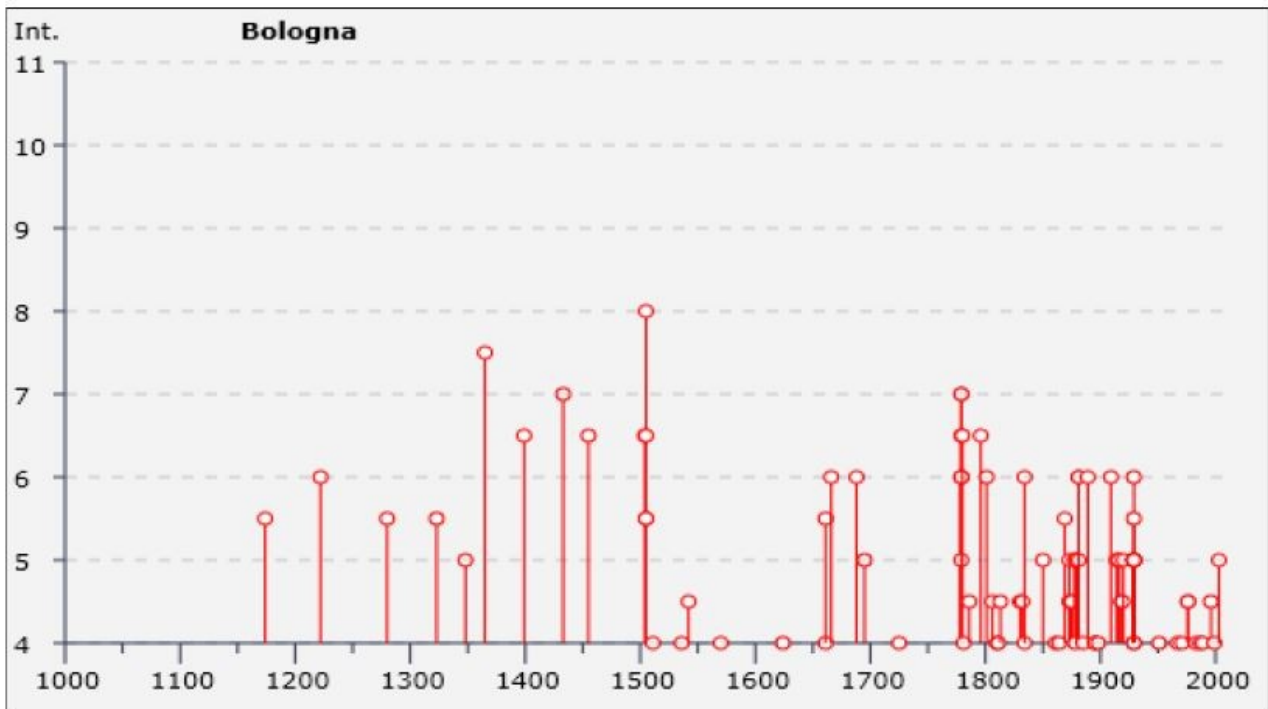


Localizzazione delle sorgenti sismogenetiche contenute nel database DISS (v. 3.1).
Foto aerea: Google Earth. Nel database DISS le sigle ITCS corrispondono alle “zone”; le sigle ITIS corrispondono alle “sorgenti” sismogenetiche.

Più nel dettaglio, l'area bolognese è interessata dalle seguenti fasce sismogenetiche note e incluse nella banca dati DISS (figura 5.2):

- la ITCS047 “Castelvetro di Modena – Castel San Pietro Terme”, che interessa i territori appenninici e pedeappenninici tra Modena e Bologna, con una magnitudo stimata di $M_w = 5,6$ che deriva dalle energie stimate dei terremoti più significativi modenese (1399) e bolognese (1455; 1505; 1929);
- la ITCS012 “Malalbergo-Ravenna”, che interessa la porzione di pianura bolognese nordorientale, ferrarese e ravennate; e caratterizzata da una magnitudo massima attribuita pari a $M_w = 5,6$ derivata dai terremoti più significativi (Classe-Ravenna del 725; Argenta del 1624; bassa padana del 1796, 1909 e 1967);
- ITCS051 “Novi-Poggio Renatico” che interessa la pianura bolognese nord-occidentale, ferrarese e modenese; e caratterizzata da magnitudo massima attribuita pari a $M_w = 5,9$ che deriva dal sisma di Ferrara del 1346 e da altri eventi storicamente segnalati, nonché confermata dai recenti eventi del 2012 (M_w fino a 5.9).

In conclusione, sia gli studi nazionali che quelli regionali attribuiscono al territorio studiato una pericolosità “media”, con terremoti locali moderatamente forti. La figura 5.3 riporta un grafico della distribuzione temporale dei terremoti più significativi che hanno coinvolto Bologna e la relativa intensità macrosismica stimata sulla base dei danni e degli effetti percepiti nel territorio in questione: i risentimenti più significativi sono riconducibili ai terremoti più vicini e raggiungono l'ottavo grado per il sisma del 1505 ($M_w = 5.6$) e superano il settimo per i sisma del 1365 ($M_w = 5.6$), del 1433 ($M_w = 4.7$), del 1779 ($M_w = 5.2$). I più recenti terremoti bolognesi avvenuti nel corso dell'800 e quello del 1929 non hanno causato danni particolarmente gravosi, spiegabile per il differente assetto urbanistico della città e per le diverse caratteristiche costruttive degli edifici più recenti.



Distribuzione dei terremoti significativi per il Comune di Bologna e macro intensità stimata (fonte: INGV – Database Macrosismico Italiano fino al 2006).

Nel maggio 2012 la Pianura Padana è stata interessata da una sequenza sismica che ha coinvolto una vasta porzione di territorio tra le Province di Reggio Emilia, Modena, Mantova, Bologna e Ferrara riattivando sorgenti sismogeniche comprese nelle zone complesse ITCS051 e ITCS050.

La prima forte scossa, di magnitudo locale $ML = 5.9$, è avvenuta il 20 maggio ed ha avuto epicentro tra Mirandola e Finale Emilia, seguita da altre forti scosse, di cui ben sette risultate di $ML > 5.0$; in particolare il forte sisma del 29 maggio ($ML = 5.8$) con epicentro tra Mirandola e Medolla e prossima alla sorgente ITIS107 "Mirandola". Il territorio di Bologna non ha subito effetti sismici significativi a seguito di tali eventi sismici.

5. INDAGINE GEOGNOSTICA

Nel mese di giugno 2007 è stata eseguita dalla Società GEA S.r.l. un'indagine geologica nell'area oggetto di studio, consistita nelle seguenti operazioni:

- 2 sondaggi geognostici (S1 ed S2) nel giardino di pertinenza del fabbricato, spinti ciascuno alla profondità di 30 metri dal piano di campagna, con esecuzione, in ciascun sondaggio, di 5 SPT (Standard Penetration Test) e prelievo di 5 campioni indisturbati da sottoporre a prove di terreno in laboratorio, per la caratterizzazione geologica, geotecnica e sismica dei terreni di fondazione. Il sondaggio S2 è stato attrezzato con un piezometro.
- 4 saggi ispettivi, di cui 3 a partire dal solaio di calpestio della sala dell'ex cinema, e 1 in aderenza alla muratura portante perimetrale, lato ovest, al fine di identificare la tipologia e le caratteristiche dimensionali di alcune fondazioni che supportano strutture in acciaio (pilastri e travi) realizzate all'interno della sala per modifiche strutturali intervenute nel corso degli anni.
- 3 carotaggi inclinati in fondazione, realizzati in aderenza alle murature portanti perimetrali, di cui, 2 nelle fondazioni in muratura, originarie del fabbricato e 1, in corrispondenza di uno dei plinti in calcestruzzo armato della struttura più recente, al fine di identificare la tipologia delle fondazioni e la profondità del piano di posa.
- Un'indagine con metodo georadar condotta a livello del solaio di calpestio dell'ex cinema, per la ricerca e la mappatura di eventuali strutture presenti sotto il solaio stesso, quali ad esempio strutture di fondazione e/o altre strutture murarie, eventuali cavità o comunque, corpi sepolti di forma qualsiasi, fino alla profondità di 2-2,5 metri circa.

Si veda negli allegati per l'ubicazione delle indagini eseguite.

5.1 INDAGINE SISMICA

quanto segue è stato estratto dalla relazione tecnica redatta dalla Società GEA Srl

I due sondaggi geognostici eseguiti nel giardino di pertinenza dell'ex cinema, sono stati ubicati in modo tale da essere rappresentativi del sottosuolo del fabbricato nel suo complesso. I sondaggi sono stati entrambi spinti fino alla profondità di 30 metri dal piano di campagna, sia per investigare un adeguato volume di terreno dal punto di vista geotecnico, sia per consentire attraverso le prove in sito (SPT) e quelle di laboratorio, la caratterizzazione sismica dei terreni sino a detta profondità (Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri N.3274 del 20/03/2003), mediante la definizione della categoria dei suoli attraversati e la stima della velocità delle onde "S" (V_s30).

Per la caratterizzazione sismica dei terreni si è fatto riferimento all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri N.3274 del 20/03/2003, che classifica il territorio del Comune di Bologna in zona sismica 3, "ai fini e per gli effetti di cui all'art. 18 della Legge n. 64/74 a bassa sismicità".

In applicazione dell'Ordinanza n. 3274, la stima della velocità delle onde S è stata eseguita prendendo in considerazione uno spessore di 30 metri a partire dal piano di campagna, avendo cura di rilevare alle varie quote di sondaggio, i parametri necessari a detta stima, mediante prove in foro ed in laboratorio.

In relazione a quanto riportato sopra, sulla base dei valori di cui rilevati alle varie quote, sono state calcolate le relative V_s . In base alle caratteristiche litotecniche dei terreni sono stati distinti n° 4 strati (tabb. 1 e 2)

Tab. 1: sondaggio S1

Profondità da piano campagna (m)	cu rilevata dalle prove (Kg/cm ²)	Vs (m/s)	Vi (VS dell'iesimo strato) (m/s)	hi (h dell'iesimo strato) (m)
3	1,38	248	211	12,60
5	0,71	181		
6	1,04	214		
9	0,96	206		
12	0,96	206		
15	*		245	14,20
21	1,37	247		
24	1,33	243		
27	0,78	190	190	2,00
30	2,04	313	313	1,20

*: casi in cui non è stato possibile determinare il valore di cu

Tab. 2: sondaggio S2

Profondità da piano campagna (m)	cu rilevata dalle prove (Kg/cm ²)	Vs (m/s)	Vi (VS dell'iesimo strato) (m/s)	hi (h dell'iesimo strato) (m)
2	0,97	207	226	11,45
4	1,02	210		
8	0,99	209		
11	1,68	278		
14	0,55	186	232	14,35
17	*			
23	1,68	278		
26	0,92	202	202	1,50
28	*			
30	1,43	253	253	1,30

*: casi in cui non è stato possibile determinare il valore di Cu

è stata quindi applicata la formula

$$V_{so} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_i}}$$

dove:

30 = spessore dello strato indagato

hi = spessore in metri dello strato iesimo

Vi = velocità dell'onda di taglio iesima

Dalla cui applicazione risultano i seguenti valori di VS30:

S1 - VS30 = 227 m/s

S2 - VS30 = 240 m/s

Il profilo stratigrafico del piano di appoggio interessato da eventuali azioni sismiche, rientra nella categoria di suolo di fondazione "C" per la presenza di terreni argilloso limosi assimilabili ad "... argille di media consistenza, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da valori di Vs30 compresi tra 180 e 360 m/s ($70 < cu < 250$)" (O.P.C.M. N.3274 /2003 e NTC 2008), per cui tutta la formazione non rientra nei depositi classificati come "S1" ed "S2".

Nell'area di progetto non sono presenti discontinuità tettoniche o fratture, né indizi di attività legata a processi erosivi di massa con elevato grado di pericolosità. Le condizioni idrogeologiche, inoltre, non sono tali da provocare il rischio di liquefazione.

5.2 INDAGINE GEOTECNICA

quanto segue è stato estratto dalla relazione tecnica redatta dalla Società GEA Srl

Dallo studio diretto delle carote è stato riscontrato che, dopo i primi 60 - 100 cm, di terreni di riporto a matrice limoso-sabbiosa, con frammenti di laterizio, il pacco di terreni indagati mostra fino alla profondità di circa 29 m dal piano di campagna, una notevole omogeneità dal punto di vista delle caratteristiche litologiche e geotecniche, composto di limi con argilla, a luoghi debolmente sabbiosi, da moderatamente consistenti, talora plastici, a consistenti, a molto consistenti. In entrambi i sondaggi l'ultimo metro di carote è costituito da argille limose da consistenti a molto consistenti.

Il sondaggio S2 è stato inoltre dotato di tubazione piezometrica: la lettura effettuata ad oltre un mese di distanza dalla fine delle operazioni di cantiere (22/06/07), ha consentito di rilevare l'esistenza di una falda acquifera con livello statico a 8,0 m dal piano di campagna. Trattasi molto probabilmente di una falda sospesa di limitata estensione, dal momento che, in letteratura, la falda acquifera è stimata, nell'area in studio alla profondità di circa 25 - 30 m dall'attuale piano di campagna.

I terreni incontrati nel corso dell'indagine e che interessano le opere in progetto, precedentemente descritti in senso geologico - stratigrafico, sono stati considerati, dal punto di vista litotecnico, un unico litotipo a cui sono state assegnate caratteristiche fisico- meccaniche che rappresentano la media dei valori ottenuti dalle prove di laboratorio e da quelle in sito (SPT).

I parametri fisici e meccanici attribuiti all'unità sono riportati nella tabella che segue.

Parametri geotecnici

γ nat (kN/m ³)	ϕ°	c' (kN/m ²)	c_u (kN/m ²)	E (Mpa)	Ed (Mpa)
19,6	18-20	20,0	80-90	8	11

Dove: γ nat = peso di volume naturale; c' = coesione efficace; ϕ° = angolo d'attrito interno; c_u coesione non drenata; E modulo di Young; Ed modulo edometrico

6. CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE E DEI CEDIMENTI PREVEDIBILI

Secondo le NTC (D.M. 14/01/2008) la sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata. In particolare le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- **sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU):** capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera. Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso.
- **sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE):** capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio. Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.
- **robustezza nei confronti di azioni eccezionali:** capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Le opere strutturali devono essere verificate:

- per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

Le verifiche di sicurezza delle opere devono essere contenute nei documenti di progetto, con riferimento alle prescritte caratteristiche meccaniche dei materiali e alla caratterizzazione geotecnica del terreno, dedotta in base a specifiche indagini.

6.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

Le verifiche di sicurezza per gli stati limite ultimi (SLU) richiedono il rispetto della seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove

E_d è il valore di progetto dell'azione (o dell'effetto delle azioni)

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (ovvero la sua capacità portante)

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

ovvero:

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right],$$

con $\gamma_E = \gamma_F$ e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right].$$

Effetto delle azioni (E_d) e resistenza (R_d) sono espressi in funzione di:

- azioni di progetto $\gamma_F F_k$
- parametri di progetto X_k/γ_M
- geometria di progetto a_d .

L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \cdot \gamma_E$. Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione (Combinazione 1) è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione (Combinazione 2) è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

La verifica di stabilità globale in questo caso viene effettuata secondo l'Approccio 2 e sarà quindi effettuata solamente nei confronti dello SLU di tipo geotecnico (GEO) e tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabella 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta.

Approccio 2: A1+M1+R3

dove:

- A** rappresenta le azioni
- M** rappresenta la resistenza dei materiali (terreno)
- R** rappresenta la resistenza globale del terreno.

Azioni (A)

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I (Cap. 6 D.M. 14/01/2008). Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

Resistenze (M)

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- a. in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera (Cap. 6 D.M. 14/01/2008);
- b. in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera (Cap. 6 D.M. 14/01/2008);
- c. sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera (Cap. 6 D.M. 14/01/2008).

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \varphi'_k$	γ_M γ_φ	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici dei terreni

Valori caratteristici dei parametri geotecnici

La scelta dei valori caratteristici dei parametri geotecnici avviene in due fasi. La prima fase comporta l'identificazione dei parametri geotecnici appropriati ai fini progettuali. Identificati i parametri geotecnici appropriati, la seconda fase del processo decisionale riguarda la valutazione dei valori caratteristici degli stessi parametri.

Nella progettazione geotecnica, in coerenza con gli Eurocodici, la scelta dei valori caratteristici dei parametri deriva da una stima cautelativa del valore del parametro appropriato per lo stato limite considerato.

Nel caso in esame i valori caratteristici vengono ricavati, utilizzando la seguente formula:

$$x_k = \bar{x} \pm t_{n-1}^{0.95} \left(\frac{s}{\sqrt{n-1}} \right)$$

dove:

x_k è il valore caratteristico desiderato

\bar{x} (**con barra**), il valore medio (ignoto) della popolazione, ipotizzato essere uguale al valore medio del campione;

t è il valore della distribuzione di student ad n-1 gradi di libertà con probabilità $u = 95\%$

s è la deviazione standard del campione

n è il numero di dati

Quota imposta fondazioni (m)	Tipo di fondazione	Larghezza fondazione (m)	Φ_m (°)	Φ_k (°)	γ_m (T/m ³)	γ_k (T/m ³)	C_m (KN/m ²)	C_k (KN/m ²)
2.00/2.50	Plinto	2.0	20	18	1.95	1.80	20	18

dove

ϕ_m e γ_m rappresentano i valori medi

ϕ_k e γ_k i valori caratteristici.

Valori di progetto dei parametri geotecnici

Nel calcolo della capacità portante saranno utilizzati i parametri geotecnici di progetto ottenuti dividendo i valori caratteristici per i coefficienti parziali riportati nella colonna M1 (vedasi Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici dei terreni).

Si sono considerate fondazioni a plinto a base quadrata di lato pari a 2.0 metri, poste alla profondità compresa tra 2.0 e 2.5 metri rispetto alla quota piano pavimento.

Quota imposta fondazioni (m)	Tipo di fondazione	Larghezza fondazione (m)	Φ_k (°)	Φ_d (°)	γ_k (T/m ³)	γ_d (T/m ³)	C_k (KN/m ²)	C_d (KN/m ²)
2.00/2.50	Plinto	2.0	18	18	1.80	1.80	18	18

dove ϕ_d e γ_d rappresentano i valori di progetto.

Calcolo della capacità portante

Per il calcolo della capacità portante è stata utilizzata la formula di Meyerhof che, nel caso di carico verticale su un terreno prevalentemente incoerente con angolo di attrito $\phi > 10^\circ$, presenta la seguente espressione:

$$q_{ult} = q N_q S_q d_q + c N_c S_c d_c + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma$$

dove:

$S_c S_q S_\gamma$ sono fattori di forma

$d_c d_q d_\gamma$ sono fattori di profondità

Nc Nq Ny sono fattori di portata

Introducendo i valori dei parametri geotecnici di progetto nella formula di Meyerhof e tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nella tabella 6.4.1 si ottiene un valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico R_d pari a **2.10 kg/cm²**.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 6.4.1 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

Nel prossimo paragrafo si procederà alla verifica delle pressioni di contatto agenti sui terreni di fondazione in termini di cedimenti ammissibili. Tale trattazione viene sviluppata in relazione alla geometria della fondazione e alle caratteristiche geotecniche del terreno in esame, al fine di ottenere il valore di pressione che le nuove opere potranno esercitare sul terreno fondale senza determinare cedimenti superiori ai valori ammissibili per l'opera stessa.

Tale trattazione consentirà di ricavare il valore di pressione allo stato limite d'esercizio.

6.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Per effetto delle azioni trasmesse in fondazione, i terreni subiscono deformazioni che provocano spostamenti del piano di posa. Le componenti verticali degli spostamenti (cedimenti) assumono in genere valori diversi sul piano di posa di un manufatto. Si definisce cedimento differenziale la differenza dei cedimenti tra punti di una stessa fondazione, di fondazioni distinte con sovrastrutture comuni e di fondazioni distinte con sovrastrutture staticamente indipendenti. In base alla evoluzione nel tempo si distinguono i cedimenti immediati e i cedimenti differiti. Questi ultimi sono caratteristici dei terreni a grana fine, poco permeabili, e dei terreni organici. I cedimenti e gli spostamenti delle fondazioni e del terreno circostante possono essere valutati con metodi empirici o analitici. Nel caso di terreni a grana media o grossa, i parametri anzidetti possono essere valutati sulla base dei risultati di indagini geotecniche in sito.

Le verifiche relative alle deformazioni (cedimenti) e agli spostamenti si effettuano adoperando i valori caratteristici dei parametri. Pertanto, si assegnano valori unitari ai coefficienti delle azioni (A) e dei parametri di resistenza (M).

La combinazione delle azioni (SLE, Stato Limite d'Esercizio) da considerare è la Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$N_d = G_1 + G_2 + P + \Psi_{21}Q_{k1} + \Psi_{22}Q_{k2} + \Psi_{23}Q_{k3} + \dots$$

dove:

G_{i-esimo} = azioni permanenti

P = precompressione

Q = azioni variabili

Ψ = coefficienti di combinazione che dipendono dalla natura dell'azione e della categoria dell'edificio.

Allo stato attuale non sono noti i carichi dell'opera in progetto e quindi risulta impossibile sviluppare la verifica degli Stati Limite d'Esercizio, per la quale occorre conoscere i carichi che verranno a prodursi sugli strati di fondazione per ricavare l'entità dei cedimenti attesi e procedere alla verifica e confronto con i cedimenti ammissibili d'esercizio per l'opera in esame. Occorrerà, una volta noti i carichi, che il Progettista strutturale dell'opera ricavi la combinazione delle azioni di progetto tenendo conto delle condizioni di carico più severe, considerando distintamente l'incidenza dei carichi permanenti e variabili, ai quali attribuirà i rispetti coefficienti di riduzione previsti dal D.M. 14/01/008.

In questa fase si è proceduto alla determinazione della pressione massima esercitabile dalle opere di fondazione in progetto sui terreni affinché i cedimenti totali (a 50 anni dalla costruzione) risultino inferiori a 30 mm, (valore di riferimento per strutture in c.a. come quelle in progetto) e affinché i cedimenti differenziali risultino inferiori a 10 mm.

Calcolo dei cedimenti

I cedimenti sono stati calcolati secondo l'equazione basata sulla teoria dell'elasticità di Timoshenko e Goodier (1951):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) I_F \quad (1)$$

dove:

q_0 Intensità della pressione di contatto

B' Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ Parametri elastici del terreno.

I_1 e I_2 Coefficienti di influenza dipendenti da: L'/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson μ , profondità del piano di posa D ;

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da *Steinbrenner (1934)* (V. Bowles), in funzione del rapporto L'/B' ed H/B , utilizzando $B'=B/2$ e $L'=L/2$ per i coefficienti relativi al centro e $B'=B$ e $L'=L$ per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di *Fox (1948)*, che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di *Poisson* e del rapporto L/B .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} I_S I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Utilizzando i valori della pressione limite ricavati con il fattore di sicurezza $\gamma_R = 2.3$ previsto dalla normativa, per le fondazioni ipotizzate si otterrebbero cedimenti immediati e totali elevati non compatibili con le strutture in progetto.

Si consiglia pertanto di adottare un valore di pressione di esercizio P_E pari a **0.60 kg/cm²** con il quale si ottengono cedimenti immediati prossimi a 20 mm e cedimenti totali di poco inferiori a 30 mm.

7. CONCLUSIONI

L'area in esame sita in Via Azzo Gardino 61 nel comune di Bologna è caratterizzata dalla presenza, in affioramento, di depositi alluvionali di origine continentale.

Nell'area in esame è prevista la ristrutturazione dell'edificio esistente; a tal fine sull'area è stata effettuata nel giugno 2007 un'indagine geognostica costituita da sondaggi a carotaggio continuo con prove SPT in foro, trincee di ispezione e indagine georadar. In seguito a ciò è stata prodotta una relazione geotecnica ai sensi del DM 11/3/88.

Si consiglia, nel periodo precedente alla fase esecutiva, di effettuare un'indagine puntuale che sarà finalizzata alla caratterizzazione geotecnica specifica delle aree su cui sono previsti gli interventi strutturalmente più rilevanti.

Nel caso fossero previsti locali interrati si raccomanda di posizionare dei piezometri che possano consentire di rilevare con puntualità la quota della superficie freatica nonché di effettuare un monitoraggio periodico circa le oscillazioni della medesima superficie.

I calcoli hanno dimostrato che sarà possibile utilizzare fondazioni dirette isolate del tipo a plinto (B= 2.0 m) impostate ad una profondità di 2.0/2.5 m da p.c. utilizzando il valore della pressione di esercizio riportata nel capitolo 6.

L'intervento non interferirà con la falda freatica situata ad una profondità compresa tra 4 e 5 m da p.c.. (nel corso dell'indagine effettuata dalla società GEA la quota piezometrica è stata invece rilevata a circa 8.00 m da p.c.)


Nel caso poco probabile che si abbia la presenza di acqua di scorrimento ipodermico alla quota di imposta delle fondazioni, la messa in opera delle normali opere di impermeabilizzazione delle strutture interrate e la realizzazione di un vespaio aerato garantirà la salubrità delle opere in progetto.





Il tecnico incaricato
Dott. Geol. Filippo Valentini


ALLEGATO 1 - UBICAZIONE DELLE INDAGINI

LEGENDA

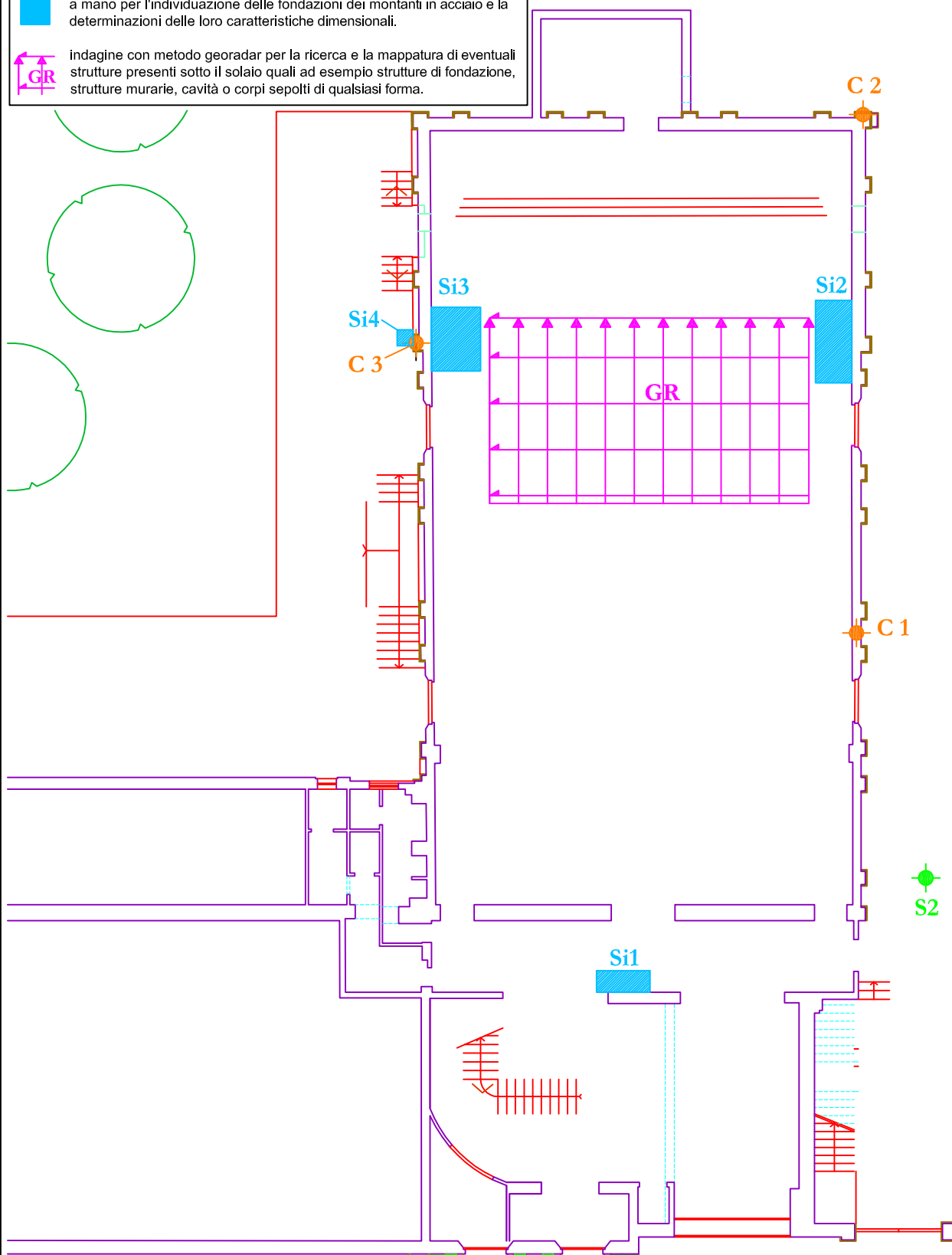
S  n° 2 Sondaggi geognostici con sistema a carotaggio continuo, spinti a profondità 30 m dal P.C., con prelievo di n° 5 campioni per le indagini di laboratorio ed esecuzione di n° 5 prove SPT, per la caratterizzazione geologica, geotecnica e sismica dei terreni. Il sondaggio S2 è stato attrezzato con piezometro per il rilievo di eventuali falde acquifere.

C  n° 3 carotaggi inclinati nelle murature perimetrali portanti, per l'identificazione della profondità del piano di imposta delle fondazioni e per la caratterizzazione del sottostante terreno di fondazione.

Si  n° 4 saggi ispettivi con l'utilizzo di un mini escavatore e mediante scavo a mano per l'individuazione delle fondazioni dei montanti in acciaio e la determinazione delle loro caratteristiche dimensionali.

GR  indagine con metodo georadar per la ricerca e la mappatura di eventuali strutture presenti sotto il solaio quali ad esempio strutture di fondazione, strutture murarie, cavità o corpi sepolti di qualsiasi forma.

S1



Pianta piano terra scala 1:200

Riferimento: Indagini geognostiche per ristrutturazione "ex cinema Embassy"	Sondaggio: S 1
Località: Via Azzo Gardino, 61 - Bologna.	Quota: --
Impresa esecutrice: GEA s.r.l.	Data: 18-19/06/2007
Coordinate:	Redattore: Dott. Geol. F. Mandolesi
Perforazione: rotazione a carotaggio continuo con aste 76 mm e carotiere s. diam 101 mm	

Ø mm	R v	A r	Pz	metri batt.	LITOLOGIA	Campioni	RP	VT	S.P.T.		RQD % 0 --- 100	prof. m	DESCRIZIONE	
									0 --- 100	N				
												0,6	Terreno di riporto a matrice limo sabbiosa, con frammenti di laterizio	
				1									Limo con argilla a luoghi debolmente sabbioso, beige più o meno scuro, da moderatamente consistente a consistente, a luoghi plastico; presenti concrezioni carbonatiche dal millimetro al centimetro di diametro medio. Presenti livelli pedogenizzati, di colore bruno: 2,5-3,2 m p.c.; 6,6-7,7 m p.c.; 10,5-11,7 m p.c	
				2										
				3					3-8-13	21				
				4										
				5					2-5-6	11				
				6	1) She < 6,00 6,60									
				7										
				8										
				9					4-6-8	14				
				10										
				11										
				12	2) She < 12,00 12,60									
				13								12,6	Limo con argilla, a luoghi debolmente sabbioso, beige, passante a grigiastro da 20,7 m p.c.; da consistente a molto consistente. Presenti concrezioni carbonatiche dal millimetro al centimetro di diametro medio. Presenti inoltre livelli pedogenizzati, di colore bruno: 14,3-15 m p.c.; 17,8-18,4 m p.c.	
				14										
				15	3) She < 15,00 15,60									
				16										
				17										
				18										
				19										
				20										
				21	4) She < 21,00 21,50									
				22										
				23										
				24					6-8-11	19				
				25								25,5	Limo con argilla, a luoghi sabbioso, beige, poco consistente, plastico.	
				26										
				27	5) She < 27,00 27,60								26,8	Limo con argilla, a luoghi sabbioso, beige scuro, passante a grigiastro da 27,6 m p.c.; consistente, talora plastico. Presente frammento di mollusco a 27,8 m p.c. e concrezioni carbonatiche dal millimetro al centimetro di diametro medio.
				28										
				29									28,8	Argilla con limo, grigio scura, da consistente a molto consistente. Presenti frammenti di molluschi e concrezioni carbonatiche dal millimetro al centimetro di diametro medio.
				30					24-27-27	54		30,0		

SONDA CMV MK 900
CASSE CATALOGATRICI N. 8

Riferimento: Indagini geognostiche per ristrutturazione "ex cinema Embassy"	Sondaggio: S 2
Località: Via Azzo Gardino, 61 - Bologna.	Quota: --
Impresa esecutrice: GEA s.r.l.	Data: 19-20/06/2007
Coordinate:	Redattore: Dott. Geol. F. Mandolesi
Perforazione: rotazione a carotaggio continuo con aste 76 mm e carotiere s. diam 101 mm	

Ø mm	R v	A r	Pz	metri batt.	LITOLOGIA	Campioni	RP	VT	Prel. % 0 --- 100	S.P.T.		RQD % 0 --- 100	prof. m	DESCRIZIONE
										S.P.T.	N			
				1									1,0	Terreno di riporto a matrice limo sabbiosa, con frammenti di laterizio
				2		1) She < 2,00 2,50				5-7-8	15			Limo con argilla a luoghi debolmente sabbioso, beige più o meno scuro, da moderatamente consistente a consistente, a luoghi plastico; presenti concrezioni carbonatiche dal millimetro al centimetro di diametro medio. Presenti livelli pedogenizzati, di colore bruno: 3,2-4 m p.c.; 4,7-5,1 m p.c.
				3										
				4										
				5										
				6										
				7										
				8		2) She < 8,00 8,50								
				9										
				10										
				11						10-11-14	25		11,5	Limo con argilla, a luoghi debolmente sabbioso , beige, passante a grigiastro da 19,6 m p.c. circa; da consistente a molto consistente. Presenti concrezioni carbonatiche dal millimetro al centimetro di diametro medio. Presenti inoltre livelli pedogenizzati, di colore bruno: 11,45-12,7 m p.c.; 13,6-13,85 m p.c.; 14,9-17 m p.c.; 18,9-19,6 m p.c.
				12										
				13										
				14		3) She < 14,00 14,50								
				15										
				16										
				17		4) She < 17,00 17,50								
				18										
				19										
				20										
				21										
				22										
				23						8-11-14	25			
				24										
				25									24,5	Limo con argilla, a luoghi sabbioso, beige, poco consistente, plastico.
				26									25,8	Limo con argilla, a luoghi sabbioso , prevalentemente grigiastro talora beige, consistente, talora plastico. Presenti concrezioni carbonatiche dal millimetro al centimetro di diametro medio.
				27						7-6-7	13			
				28		5) She < 28,00 28,50								
				29									28,7	Argilla con limo, grigio scura, da consistente a molto consistente. Presenti frammenti di molluschi e concrezioni carbonatiche dal millimetro al centimetro di diametro medio.
				30						8-10-12	22		30,0	

SONDA CMV MK 900
 CASSE CATALOGATRICI N. 8
 PIEZOMETRO TUBO APERTO FINO A F. FORO
 Lettura del 25 Luglio 2007: - 8 m p.c.

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

Sondaggio geognostico S1



esecuzione del sondaggio geognostico S1



prima cassetta di sondaggio (metri 0 – 4)



seconda cassetta di sondaggio (metri 4 – 8)



terza cassetta di sondaggio (metri 8 – 10)



quarta cassetta di sondaggio (metri 12 – 16)



quinta cassetta di sondaggio (metri 16 – 20)



sesta cassetta di sondaggio (metri 20 – 24)



settima cassetta di sondaggio (metri 24 – 28)



ottava cassetta di sondaggio (metri 28 – 30)



Fustelle dei campioni indisturbati

Sondaggio geognostico S2



esecuzione del sondaggio geognostico S2



prima cassetta di sondaggio (metri 0 – 4)



seconda cassetta di sondaggio (metri 4 – 8)



terza cassetta di sondaggio (metri 8 – 10)



quarta cassetta di sondaggio (metri 12 – 16)



quinta cassetta di sondaggio (metri 16 – 20)



sesta cassetta di sondaggio (metri 20 – 24)



settima cassetta di sondaggio (metri 24 – 28)



ottava cassetta di sondaggio (metri 28 – 30)



fustelle dei campioni indisturbati

Carotaggio in fondazione C1

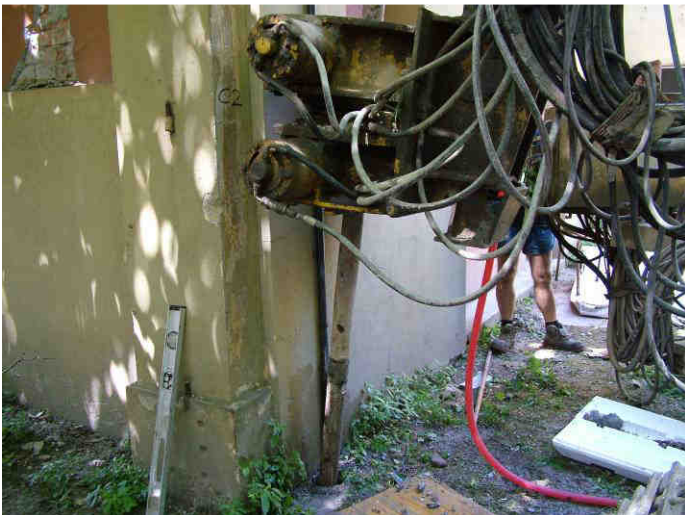


esecuzione del carotaggio C1



cassetta del carotaggio C1

Carotaggi in fondazione C2



esecuzione del carotaggio C2



cassetta del carotaggio C2

Carotaggi in fondazione C3



esecuzione del carotaggio C3



cassetta del carotaggio C3

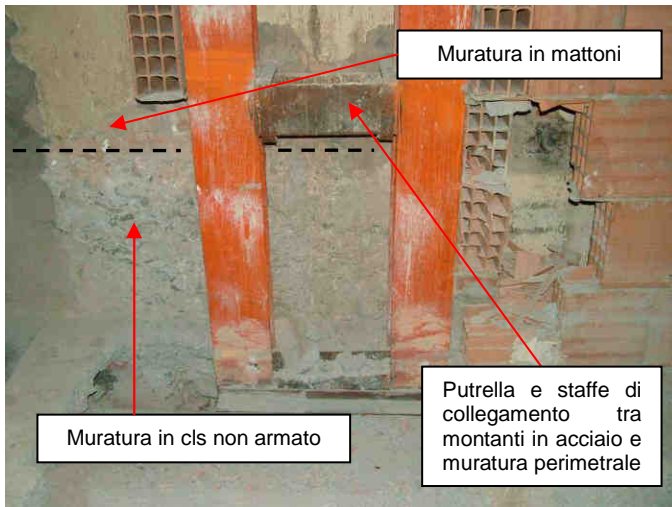
Saggio ispettivo Si1 (cfr. ALL. 3)



Saggio ispettivo Si2 (cfr. ALL. 3)



Saggio ispettivo Si3 (cfr. ALL. 3)



fase iniziale dello scavo, porzione fuori terra



esecuzione dello scavo



Saggio ispettivo Si4 (cfr. ALL. 3)

