



AEROPORTO GUGLIELMO MARCONI di BOLOGNA S.p.A.

REALIZZAZIONE DEL NUOVO PIAZZALE DI SOSTA AEROMOBILI III LOTTO



AEROPORTO G. MARCONI di BOLOGNA S.p.a.
Direzione Infrastrutture

Responsabile Unico del Procedimento
Ing. Domenico Terra

Post Holder Progettazione Infrastrutture e Sistemi
Ing. Giancarlo Guarrera

Post Holder Manutenzione Infrastrutture
Ing. Leonardo Marchi

Post Holder Movimento e Terminal
Dott.ssa Laura Nobili

Post Holder Manutenzione Sistemi
Ing. Marco Rossetto

ONEWORKS:

One Works s.p.a
Via A. Sciesa, 3 - 20100 Milano, Italia
T +39 02 655913.1 - F +39 02 655913.60
milano@one-works.com

Progettazione:
Progettista:
Ing. Gianluigi Santinello

Project Manager:
Ing. Massimo Gallina

Collaboratori:
Geom. Mirco Neri
Ing. Katia Tiozzo
Ing. Carlotta Godenzoni
Ing. Giuseppe Perta



PROGETTO DEFINITIVO

ELABORATO:

Relazione Geologica

n° ELABORATO:

R.02.01.00

E.009	1.35	PD	OC	R	3	2							
CODICE WBS	OPERA	FASE	ARG	DOC	NUM	REV	Cover.dwg						
CODICE ENAC							SETTORE:	SI					
7													
6													
5													
4													
3													
2		REVISIONE POST VERIFICA_2°FASE					GIU 18	LCR	MGA	GSA			
1		REVISIONE POST VERIFICA					MAG 18	LCR	MGA	GSA			
0		EMISSIONE					APR 18	LCR	MGA	GSA			
REV.	DESCRIZIONE						DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO			

1	PREMESSA	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3	INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO	4
3.1	RIFERIMENTI GEOGRAFICI E VINCOLISTICA	4
3.2	ASPETTI GEOLOGICI STRUTTURALI	6
3.3	Aspetti geomorfologici	10
3.4	Aspetti idrogeologici	12
4	INDAGINI GEOGNOSTICHE	19
4.1	Pozzetti esplorativi	21
4.2	Prova penetrometrica statica (CPT)	21
5	RISULTATI OTTENUTI	22
6	MODELLO GEOLOGICO	25
7	SUBSIDENZA	26
8	MODELLAZIONE SISMICA	31
8.1	Rischio sismico	31
8.2	Progettazione sismica	34
8.3	Verifica del fenomeno di liquefazione	37
9	ASPETTI GEOLOGICO-TECNICI PRELIMINARI	38
9.1	Progetto	38
9.2	California Bearing Ratio (CBR)	38
9.3	Stabilizzazione con calce e cemento	40
10	CONCLUSIONI	46

1 PREMESSA

La presente relazione, richiesta dalla Direzione Infrastrutture dell' Aeroporto G.Marconi di Bologna, valuta gli aspetti geologici e geologico tecnici riguardanti la realizzazione del nuovo piazzale aeromobili 3° Lotto dell'Aeroporto di Bologna-Borgo Panigale "Guglielmo Marconi" (LIPE). I parametri indicati nel capitolo di riferimento (Aspetti geologico-tecnici preliminari), permettono di stabilire le caratteristiche dei terreni tali da poter realizzare le infrastrutture in progetto.

Per ottenere un riconoscimento di massima dei profili stratigrafici e per determinare le proprietà meccaniche del terreno e i parametri geotecnici necessari ai fini del progetto, sono state realizzate n. 12 prove penetrometriche statiche (CPT), spinte alla profondità da 4.80 m a 8.20 m dal p.c. (vedi tabella allegata al capitolo di riferimento).

Per un'analisi e ispezione diretta del terreno in profondità, e per la valutazione delle sue caratteristiche geologiche e geotecniche, sono stati eseguiti n.12 pozzetti esplorativi, spinti alla profondità da 2 m a 2.5 m dal p.c., e per ciascuno, prelevato n.1 campione disturbato (per un totale quindi di 12 campioni), identificativo della litologia, per l'esecuzione di specifiche analisi di laboratorio (in allegato) atte a individuare le proprietà dei vari terreni presenti nel sottosuolo (fisiche e meccaniche) e la portanza.

Vengono di seguito riportati i dati delle prove in situ (Stratigrafie dei pozzetti esplorativi, CPT, Analisi di laboratorio) eseguite dalla GEOPROBE S.r.l., fornite dal Dott. Geol. Graziano Grimandi.

Si allegano alla presente relazione:

1. Rapporto di prova relativo alle esecuzioni delle prove CPT
2. Stratigrafie e documentazione fotografica.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

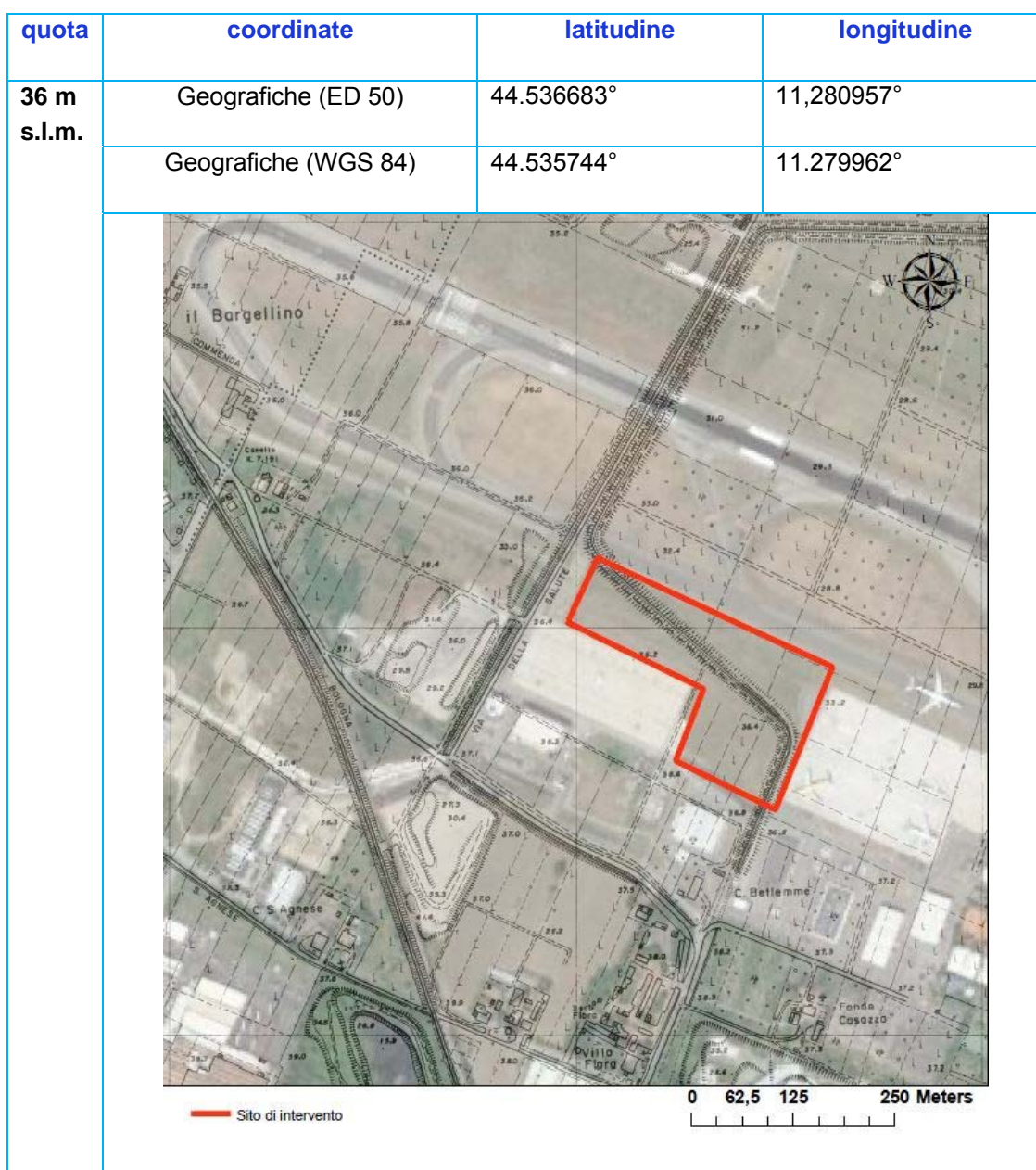
La stesura del seguente rapporto è stata compiuta in ottemperanza alle disposizioni contenute nelle normative di riferimento di seguito elencate:

- D.M. 11 Marzo 1988. "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- Circ. Min. LL.PP. n. 30483, 24 Settembre 1988. Istruzioni relative alle Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- AGI (Associazione Geotecnica Italiana). Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche, Giugno 1977.
- A.S.T.M. American Society For Testing and Materials.
- A.A.S.H.O. Adopted by The American Association of State Highway and Transportation Officials.
- B.S.I. British Standard Institution.
- C.N.R. UNI Ente Nazionale di Unificazione.
- NAVFAC DM- 7.1 MAY 1982 IISOIL MECHANICS¹¹ Design Manual 7.1 Department of the navy.
- EUROCODE 7 GEOTECHNICS, DESIGN- Dicembre 1987.
- Decreto del Ministero delle Infrastrutture del 14 gennaio 2008 ("Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni" pubblicate in Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008, Supplemento Ordinario n. 30).

3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO

3.1 RIFERIMENTI GEOGRAFICI E VINCOLISTICA

L'area in esame è situata nella porzione settentrionale del Comune di Bologna, in corrispondenza del settore aeroportuale dell' Aeroporto di Bologna - Borgo Panigale "Guglielmo Marconi" (LIPE). Vengono di seguito riportati i riferimenti geografici del sito di intervento e, evidenziato in rosso, il sito di interesse.



La particella edilizia interessata dai lavori in oggetto e le aree adiacenti risulta esterna :

- Al PAI (Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico, AUTORITÀ di BACINO DEL FIUME RENO, TAVOLA "B.2" "Aree passibili di inondazione e sezioni trasversali di riferimento") per ciò che concerne il rischio idraulico (Fig.1).
- Alla Carta della franosità del comune di Bologna e al PAI (Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico, RISCHIO DA FRANA E ASSETTO DEI VERSANTI, *Carta del rischio nel territorio del bacino montano, tavole 1.2 e 1.4 e Carta del rischio delle attitudini alle trasformazioni edilizio-urbanistiche nel territorio del bacino montano, tavole 2.2 e 2.4*) per quanto concerne il rischio da frana e assetto dei versanti. La porzione settentrionale del comune di Bologna non sembra essere interessata, essendo esterna alla cartografia PAI e alla Carta della franosità, e ubicandosi in area di pianura, alla tipologia di rischio in questione.

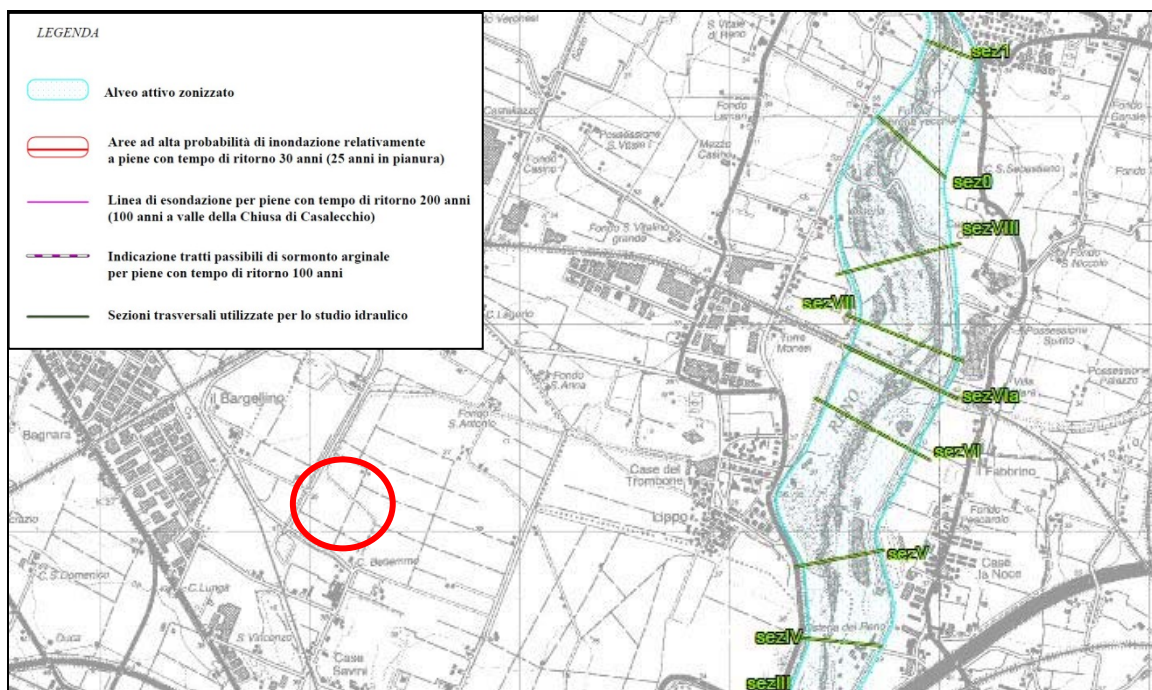


Fig.1 - Estratto fuori scala del PAI 2002 (AUTORITÀ di BACINO DEL FIUME RENO, TAVOLA "B.2", Rischio idraulico), in rosso il sito d'intervento

3.2 ASPETTI GEOLOGICI STRUTTURALI

La formazione della pianura bolognese, nella quale è situato il territorio in esame, è legata all'evoluzione tettonico-sedimentaria del bacino padano.

Le prospezioni geofisiche ed i sondaggi effettuati dall'Agip per la ricerca di idrocarburi hanno individuato nel sottosuolo padano strutture profonde, sviluppatasi in un lasso di tempo compreso tra il Miocene superiore ed il Pleistocene, geneticamente connesse alla tettonica di embricazione che ha caratterizzato l'evoluzione strutturale dell'Appennino. I fronti dei sovrascorrimenti sepolti, che interessano le stesse unità litologiche per lo più di origine marina che è possibile osservare in affioramento nel margine collinare, sono marcati da pronunciate pieghe anticlinali asimmetriche, vergenti a N-NE, con asse orientato mediamente NW-SE, fra le quali si segnalano le pieghe della cosiddetta Dorsale Ferrarese.

L'indagine geofisica ha inoltre evidenziato la presenza di un importante sistema di faglie che esplica tuttora la sua attività a carattere compressivo, noto in letteratura come "sovrascorrimento pedeappenninico": esso costituisce l'elemento morfo-strutturale di separazione tra la fascia collinare in sollevamento e l'antistante pianura interessata dalla subsidenza. Il significato cinematico attribuito a tale lineamento concorda con il generale sovrascorrimento degli elementi appenninici al di sopra di quelli padani summenzionati. La pianura bolognese è quindi compresa tra il sistema tettonico del "sovrascorrimento pedeappenninico" ed il fianco meridionale delle pieghe della Dorsale Ferrarese.

Il colmamento del bacino bolognese si è realizzato principalmente in seguito all'attività sedimentaria dei corsi d'acqua appenninici: procedendo dal basso verso l'alto si rinvengono dapprima sedimenti di origine marina, successivamente sedimenti transizionali (lagunari e costieri) ed infine depositi di origine francamente continentale che costituiscono le alluvioni quaternarie. Le variazioni di spessore e dei caratteri deposizionali, registrate dalla successione litostratigrafica, sono riconducibili a fenomeni tettonici e glacio-eustatici che hanno controllato la sedimentazione all'interno del bacino e hanno condizionato la potenzialità deposizionale dei vari corsi d'acqua. Il riempimento del bacino marino ed il successivo passaggio alla sedimentazione continentale non si sono verificati in maniera continua e progressiva, ma sono stati il risultato di eventi tettonico - sedimentari parossistici, separati nel tempo da periodi di forte subsidenza bacinale e movimenti ridotti delle strutture compressive.

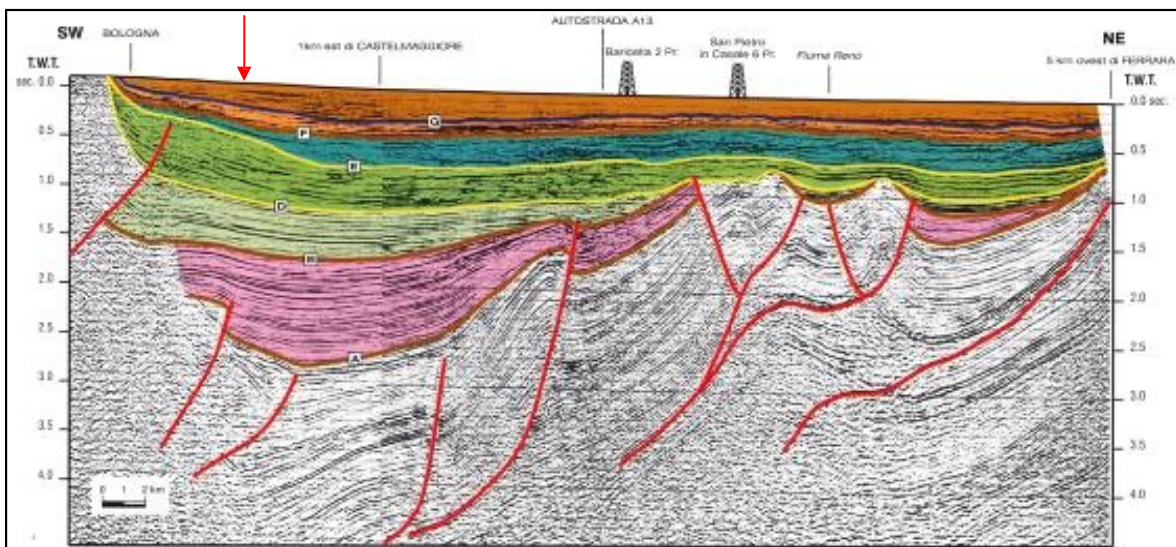


Fig. 2 - Profilo sismico interpretato (cortesia AGIP, tratto da Regione Emilia Romagna – ENI – AGIP, 1998 : Riserve idriche sotterranee della Regione Emilia Romagna, a cura di G. Di Dio)

Facendo riferimento alla sezione di fig.2 ed alla successione geologico-stratigrafica riportata nella pubblicazione da cui è tratta (Regione Emilia-Romagna, ENI-AGIP, 1998: “Riserve idriche sotterranee della Regione Emilia-Romagna”. A cura di G. Di Dio), lo schema di riferimento per la pianura bolognese è costituito dalla successione di tre diverse sequenze deposizionali:

- Supersistema del Pliocene medio-superiore: costituisce la base dei gruppi acquiferi del bolognese (età da 3,6 a 2,2 milioni di anni) (in rosa nella sezione)
 - Supersistema del Quaternario marino: caratterizzato dalla presenza di 4 complessi acquiferi, depositatisi nel periodo compreso tra 2,2 e 0,65 milioni di anni (in verde e blu nella sezione)
 - Supersistema Emiliano-Romagnolo, che rappresenta la successione quaternaria continentale (in arancio nella sezione). Questa è litologicamente caratterizzata da **ghiaie con scarse sabbie e peliti**.
 - orizzonte inferiore: segnalato alla profondità di 280 m dal p.c., con spessore di 20÷25 m;
 - orizzonte superiore : denominato Unità di Fossolo, è situato ad una profondità di circa 120÷140 m dal p.c., con spessori variabili tra 20 m e 30 m (identificato con la lettera G nella sezione di fig. 2). Allo stato attuale la scarsità dei dati relativi all'orizzonte inferiore suggerisce di utilizzare solamente il livello superiore come marker stratigrafico; è così possibile distinguere due unità principali (si veda la fig. 3):
1. Unità Alluvionale Inferiore, posta al di sotto dell'Unità di Fossolo e spessa oltre 200 m in corrispondenza del F. Reno;
 2. Unità di Borgo Panigale, posta al di sopra dell'orizzonte pelitico e caratterizzata da un tenore in ghiaie più elevato di quello dell'unità inferiore.

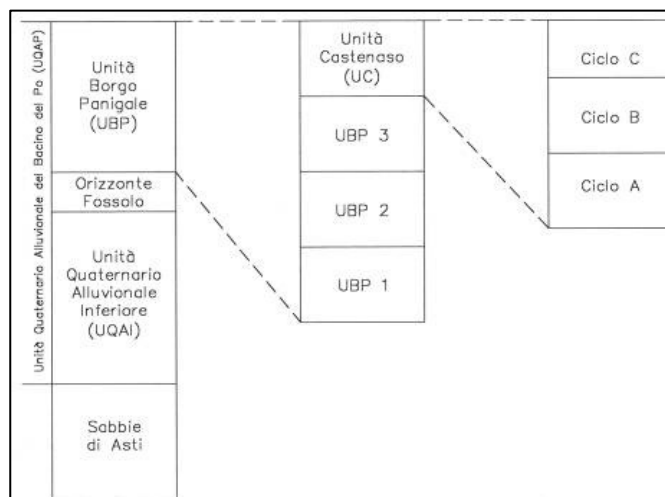


Fig. 3 - Successione geologico-stratigrafica del Quaternario continentale (da Amorosi A. e Farina M. : “Stratigrafia della successione quaternaria continentale della pianura bolognese mediante correlazioni di dati di pozzo”, in Atti del 1° Congresso Europeo di cartografia geologica regionale - Bologna, giugno 1994 - Vol. 5

L'Unità di Borgo Panigale può essere a sua volta suddivisa in 4 cicli di 30-40 m di spessore, nei quali le ghiaie sono separate da orizzonti limosi ed argillosi dello spessore di 5-10 metri. I cicli sono indicati dal basso verso l'alto come Unità BP1, BP2, BP3 e BP4; il ciclo più recente (BP4) è definito come Unità di Castenaso (UC).

L'orizzonte pelitico che corrisponde alla porzione superiore dell'Unità BP3, su cui poggia l'Unità UC "di Castenaso", è posto alla profondità di circa 40 m dal p.c. e mostra uno spessore variabile tra 12 e 20 m.

L'Unità di Castenaso è suddivisibile a sua volta in 3 cicli (dal basso: A, B e C). I singoli cicli presentano una base netta, spesso erosiva sui depositi sottostanti, caratterizzata dal passaggio rapido dai sedimenti fini (argille e limi), che costituiscono la porzione sommitale del ciclo sottostante, ai depositi prevalentemente grossolani (ghiaie e sabbie), che rappresentano la porzione basale del ciclo superiore.

L'alternanza di livelli grossolani e fini all'interno dell'Unità di Castenaso riflette lo sviluppo delle fasi di progradazione e di arretramento dei sistemi di conoide alluvionale in cui sono stati depositati tali materiali.

L'esame della fig. 4 evidenzia il risultato delle diverse fasi sedimentarie, le quali comportano la deposizione di materiali grossolani o fini a seconda della diversa energia deposizionale: nelle zone prossime alla fascia collinare si sviluppano prevalentemente i depositi grossolani (ghiaie e sabbie) delle conoidi pedeappenniniche, mentre proseguendo verso nord le lenti grossolane si trovano immerse in una massa prevalentemente costituita da sedimenti fini (argille e limi).

L'esame delle sezioni di fig. 2 e fig. 4 consente di rilevare come l'area di studio (la cui posizione è stata identificata con una freccia rossa) sia posta in corrispondenza di una zona caratterizzata dalla presenza di rilevanti spessori di materiali sedimentari di origine continentale, interessata dai depositi prevalentemente argilloso-limosi e ghiaioso-sabbiosi.

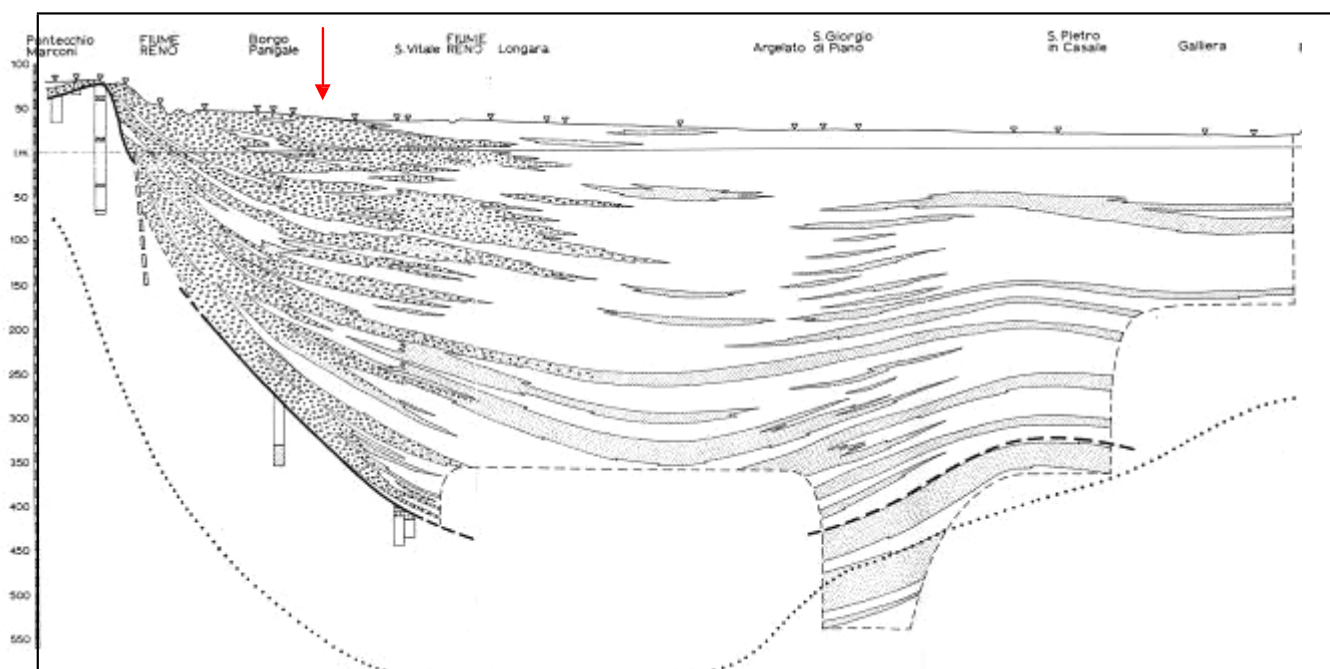


Fig. 4 - Sezione geologica longitudinale (sud-nord) da F. Francavilla et alii: "Nota preliminare sulla idrogeologia delle province di Bologna, Forlì, Ravenna e Rovigo" in Quaderni dell'I.R.S.A., 28 (10), 1976

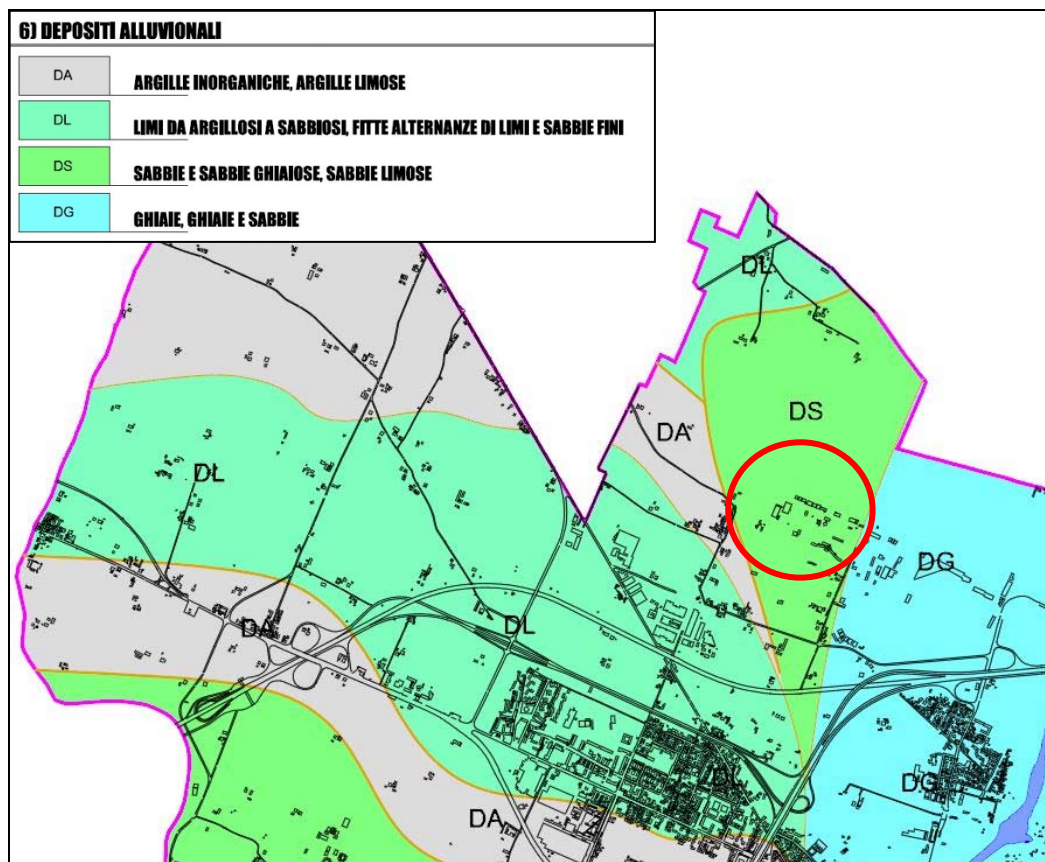


Fig. 5 - Estratto non in scala della Tavola 2 “litologia superficiale” del comune di Bologna

Il sito di intervento si va a collocare in corrispondenza delle “**Sabbie limose**” (indicate con il codice “DS” nella Tavola. 2 “Litologia superficiale”) rappresentate in fig. 5.

Come osservabile dai pozzetti esplorativi (vedi stratigrafie allegate), il settore di intervento è caratterizzato da un primo strato (da 0 a -1m dal p.c.) di limi argillosi, con qualche ciottolo, a consistenza plastica, mentre tra - 1m e -2.50 m, si rinvengono i limi sabbiosi, in accordo quindi con la carta litologica di fig.5

3.3 Aspetti geomorfologici

Osservando la distribuzione dei depositi quaternari, sulla base delle loro differenti caratteristiche sedimentologiche, morfologiche e tessiture è possibile suddividere la pianura bolognese in tre fasce (alta, media e bassa), procedendo da sud verso nord.

La brusca variazione dei parametri idrodinamici, al passaggio tra la fascia collinare e quella di pianura, costringe i corsi d'acqua ad adattarsi a nuove condizioni di equilibrio; queste vengono raggiunte mediante il rilascio dei clasti causato dalla minor capacità di trasporto della corrente. Le modalità di questo processo si riflettono sulla distribuzione granulometrica dei sedimenti depositati: i primi a venire rilasciati sono i più grossolani, mentre quelli a tessitura fine vengono trasportati in zone più a valle.

In maniera del tutto analoga a quanto avviene attualmente, nelle aree di alta pianura, situate immediatamente a ridosso degli sbocchi vallivi in pianura, si verificava quindi l'accumulo di materiali detritici grossolani (sabbie e ghiaie), sotto forma di corpi lenticolari, sovrapposti e giustapposti, costituenti le conoidi alluvionali pedecollinari. Le intercalazioni di depositi argillosi e limosi, sempre presenti, sono riconducibili a riempimenti delle aree di interconoide da parte di correnti fluviali a bassa energia di trasporto. Le modalità deposizionali potevano essere complicate da migrazioni laterali del corso d'acqua che determinavano lo spostamento della porzione attiva della conoide; in altri casi un aumento della capacità erosiva poteva provocare l'asportazione di materiale già deposto con conseguente formazione di incisioni all'interno della conoide. La media e la bassa pianura sono invece caratterizzate dalla presenza dei dossi fluviali: strutture sviluppate in senso longitudinale, anche per distanze di parecchi chilometri, che si dipartono dalle porzioni distali delle conoidi e che si sono originate in seguito alla deposizione di sedimenti all'interno del canale fluviale. I dossi corrispondono a momenti della vita del fiume caratterizzati da condizioni di energia di trasporto medio-elevata e rappresentano dei corpi prismatici allungati costituiti da materiali generalmente a tessitura sabbiosa o sabbioso limosa. In occasione di un eccessivo accrescimento in altezza del dosso e/o di momenti di piena fluviale, potevano verificarsi rotte e diversioni del corso d'acqua, con abbandono del precedente alveo fluviale ed impostazione di una nuova direttrice di scorrimento in aree topograficamente più favorevoli. La formazione dei canali di rotta, essendo legata a momenti di elevata energia di trasporto della corrente, determinava generalmente la deposizione di materiali a tessitura media o medio-fine. Gli spazi tra i dossi venivano progressivamente colmati mediante tracimazioni periodiche del corso d'acqua dalla struttura sopraelevata del dosso, con conseguente deposizione di materiali a tessitura fine (limi e argille), corrispondenti alle caratteristiche di energia bassa o bassissima della corrente di trasporto fluviale. Le aree di pianura alluvionale venivano così interessate dalla presenza di vaste zone paludose, che fungevano da punto di recapito delle acque della rete idrica superficiale. Le acque si accumulavano in tali zone poiché non trovavano una ulteriore via di sfogo, sia in senso verticale, a causa della presenza di livelli superficiali impermeabili (argille e limi), che in senso orizzontale, in quanto esse corrispondevano alle aree topograficamente meno elevate. L'ampiezza delle aree paludose non era fissa, ma variava in funzione delle portate di afflusso idrico e dell'evaporazione. A partire dall'epoca romana i fenomeni descritti hanno subito delle modificazioni dovute alla realizzazione di opere di regimazione dei corsi d'acqua e di bonifica delle aree depresse. I corsi d'acqua artificiali hanno dato luogo a strutture morfologiche simili a quelle originatesi in seguito alla libera diversione dei fiumi, ma di dimensioni inferiori, mentre la morfologia degli alvei precedentemente attivi si è generalmente ben conservata.

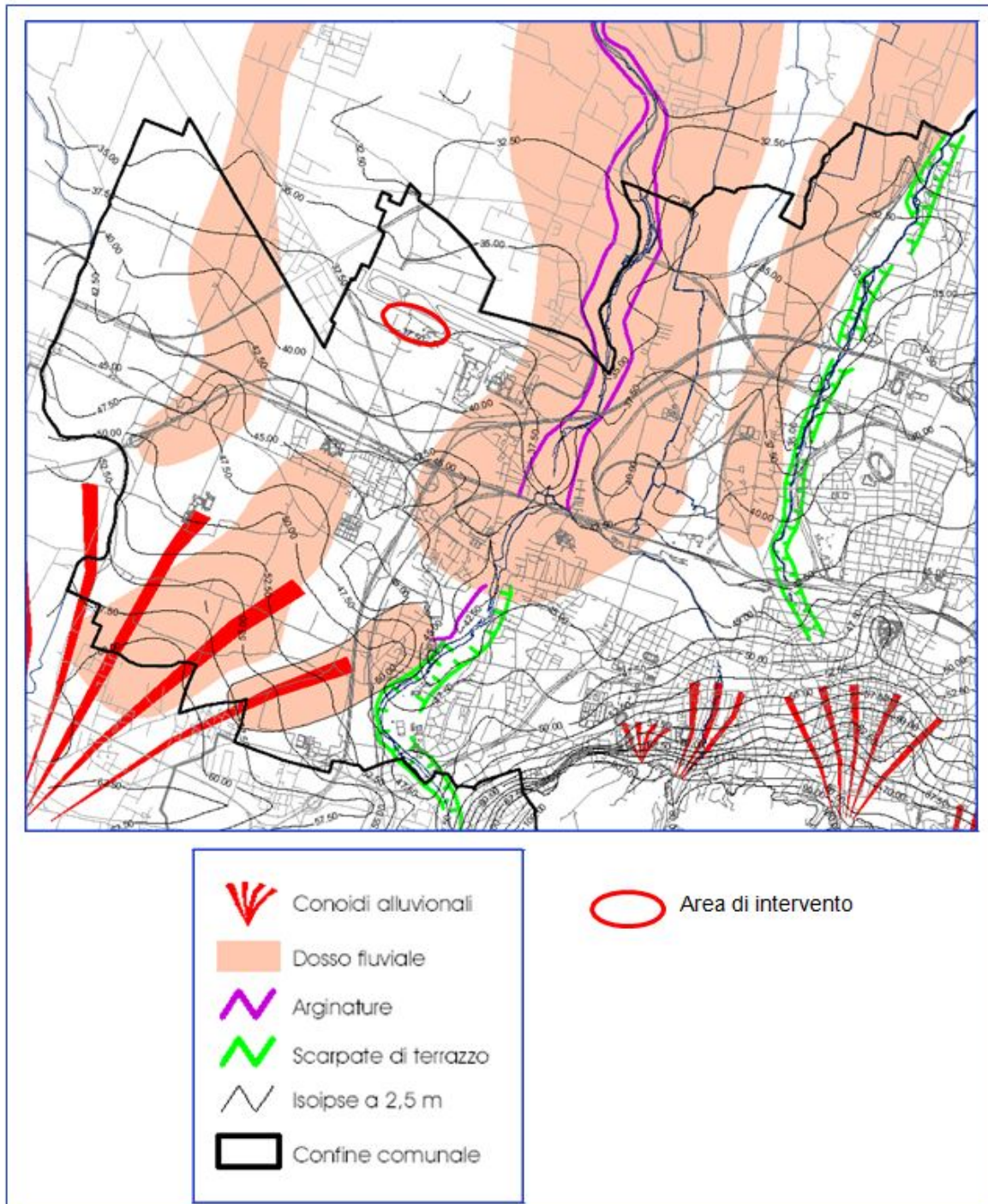


Fig. 6 - Carta geomorfologica di pianura, allegato n.1 della Relazione geologica-idrogeologica del PAE (Piano comunale delle attività estrattive) del comune di Bologna.

3.4 Aspetti idrogeologici

Il settore in esame (Fig.7) si colloca in corrispondenza della porzione centro – settentrionale del territorio comunale, nell'ambito della alta-media pianura bolognese, in sinistra idrografica del Fiume Reno. Le quote topografiche variano da 39 e 35 m s.l.m. procedendo in direzione SW-NE.

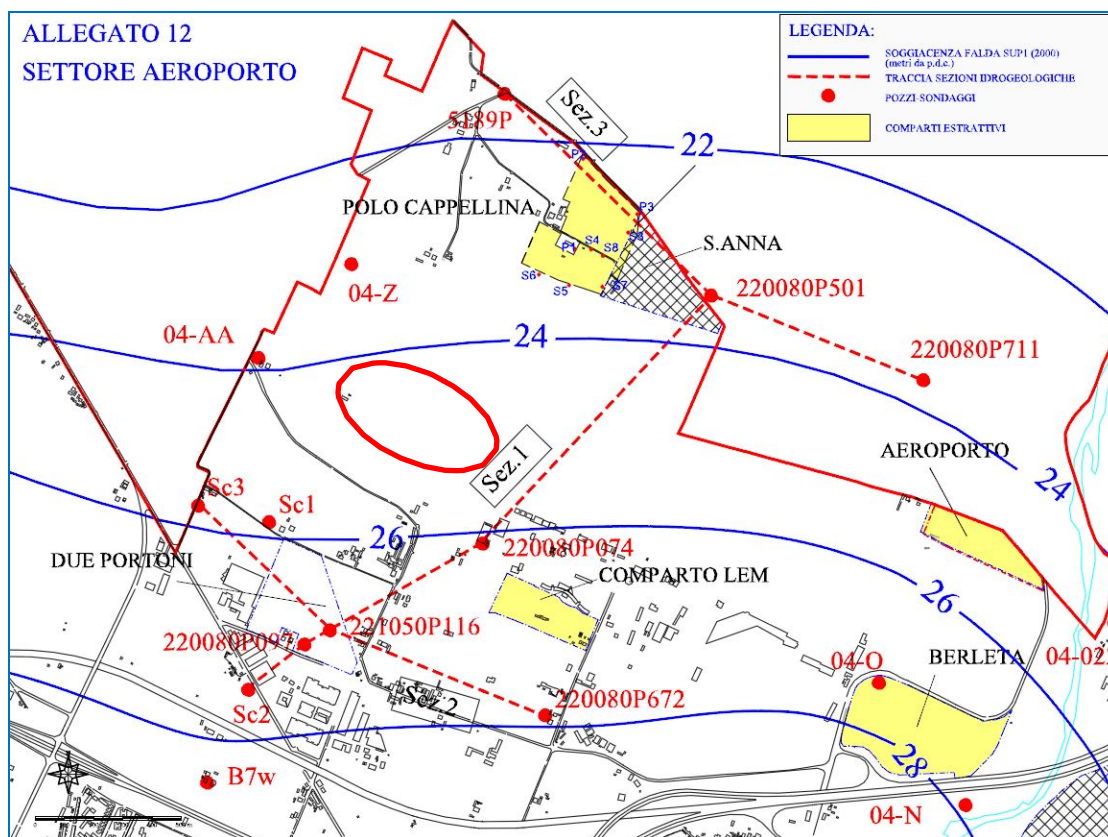


Fig. 7 - Estratto non in scala dell'allegato n.12 della Relazione geologica-idrogeologica del PAE (Piano comunale delle attività estrattive) del comune di Bologna. Cerchiata in rosso, l'area d'indagine.

Recenti studi (Regione Emilia-Romagna, ENI-AGIP, 1998: "Riserve idriche sotterranee della Regione Emilia-Romagna". A cura di G. Di Dio) hanno individuato nel sottosuolo della pianura emiliano-romagnola tre Gruppi Acquiferi separati da barriere di permeabilità di estensione regionale, che diventano sempre più importanti procedendo verso nord. Tali Gruppi sono stati informalmente denominati A, B, C (a partire dal piano campagna). Il Gruppo A è attualmente sfruttato in modo intensivo, il Gruppo B è sfruttato solo localmente, il Gruppo C, isolato rispetto alla superficie per gran parte della sua estensione, è raramente sfruttato. L'esame della sezione geologica n°8 ovest riportata nello studio citato in precedenza consente di verificare gli spessori e l'importanza dei diversi acquiferi nell'area di studio.

Il Gruppo acquifero A è segnalato fino alla profondità di circa 160 m dal p.c. ed è caratterizzato dalla presenza di alcuni strati di ghiaia e sabbia dello spessore variabile tra 20 m e 50 m l'uno, separati da livelli di argilla e limi. I depositi di questo acquifero sono riconducibili ad un'età compresa tra 350.000-450.000 anni e l'attuale. L'esame della carta delle isopache dei depositi poroso-permeabili appartenenti a questo acquifero (corrispondente alla tav. 2 del suddetto studio) evidenzia che tale gruppo si sviluppa in maniera significativa in corrispondenza del dosso dell'attuale percorso del F. Reno lungo un'asse passante a sud di Ferrara, con andamento nordovest-sudest, mentre è limitata nella zona ad esse interposta.

Il Gruppo acquifero B, anch'esso costituito dall'alternanza di livelli di ghiaia e sabbia, più potenti, e di argilla e limo, è presente fino alla profondità di circa 300 m dal p.c.. I depositi di questo acquifero sono riconducibili ad un'età compresa tra 650.000 e 350.000-450.000 anni. In questo caso gli acquiferi si sviluppano ad ovest dell'Autostrada Bologna-Padova, in corrispondenza dell'area deposizionale del Reno.

Il Gruppo acquifero C, possiede uno spessore notevole (circa 230 m) ed è posto superiormente al limite tra acqua dolce e acqua salmastra, che viene convenzionalmente considerato come la base del sistema degli acquiferi sfruttabili. Contrariamente a quanto visto per i due Gruppi precedenti, gli acquiferi in questo caso si sviluppano maggiormente nella zona ad ovest del F. Reno, con andamento nordovest-sudest.

I diversi gruppi acquiferi (Gruppo Acquifero A, Gruppo Acquifero B e Gruppo Acquifero C) sono separati da due acquitardi principali spessi circa 20-30 m, oltre ad ulteriori acquitardi di rango inferiore, dello spessore di 8-15 m. In particolare uno di questi, il più prossimo alla superficie, è stato ampiamente caratterizzato, a seguito della sua particolare rilevanza sul sistema idrologico.

Analizzando in dettaglio la struttura geologica in verticale, sono state identificate le seguenti unità idrogeologiche, schematizzate nella tabella sottostante:

- Acquifero A1

- Acquitardo ALFA

- Acquifero A2, A3, A4 (denominato A234)

- Acquitardo DELTA

- Acquifero B

- Acquitardo EPSILON

- Acquifero C

Acquiferi			Acquitardi	Falde
A	A1	A1c		Sup3 - Sup4
		A1b		Sup2
		A1a		Sup1
			Alfa	
	A2			Profonda
	A3			
	A4			
			Delta	
B				
			Epsilon	
C				

Acquifero A1

Rappresenta l'acquifero posto più in superficie. Presenta una geometria cuneiforme, mostrando spessori minimi di 24-28 m verso il margine collinare e massimi di 65-70 m a nord. Tale acquifero contiene un articolato complesso di falde superficiali ed è ben documentato anche per quanto riguarda i valori di permeabilità.

Acquitardo ALFA

Questo acquitardo costituisce un elemento di suddivisione all'interno del Gruppo Acquifero A. Presenta spessori molto variabili, pari a 1-3 m nelle zone più prossime all'apice di conoide, aumentando rapidamente a 8-12 m in corrispondenza dei campi pozzo "Borgo Panigale" e "Tiro a Segno" gestiti da Seabo; spessori maggiori (12-15 m) si segnalano ancora più a nord. I depositi sono prevalentemente limoso-argillosi, con locali intercalazioni grossolane. L'acquitardo ALFA ha la funzione di separare le falde superficiali da quelle profonde, le quali hanno condizioni piezometriche tra loro differenziate e stato chimico differente. Le falde superficiali sono direttamente connesse a ricarica diretta e a fenomeni di contaminazione, mentre le condizioni delle falde profonde sono strettamente in relazione con le attività di prelievo idrico.

Acquifero A2+A3+A4 (A234)

La restante parte dell'acquifero A, costituita dalle sottunità A2, A3 e A4, viene considerata come una unica unità geologica, pur presentando all'interno due acquitardi, denominati BETA e GAMMA, di rango analogo all'acquitardo ALFA. Lo spessore complessivo varia da 40 a 160 m, aumentando omogeneamente verso nord. La falda contenuta (falda profonda), presenta livelli piezometrici molto diversi.

Acquitardo DELTA

Corrisponde all'acquitardo compreso tra gli acquiferi A e B. Sulla base di 105 dati log, è stata determinata la geometria del tetto e della base. Lo spessore è compreso tra 20 e 25 m (23 m in corrispondenza dei campi pozzo "Borgo Panigale" e "Tiro a Segno"). I depositi sono prevalentemente limoso-argillosi, con locali intercalazioni grossolane.

Acquifero B

L'acquifero B è stato descritto grazie alle conoscenze concentrate quasi esclusivamente intorno ai principali centri di pompaggio. Lo spessore complessivo varia da 15 m a 150 m (valore medio pari a circa 90 metri), aumentando omogeneamente verso nord. Una marcata riduzione dello spessore totale dell'acquifero (da ubicarsi nel centro storico di Bologna) è connessa a motivi di attività tettonica. Il Gruppo Acquifero B è sede di una falda confinata (falda profonda).

Acquitardo EPSILON

Corrisponde all'acquitardo compreso tra gli acquiferi B e C. Lo spessore è variabile tra 15 e 25 m nell'area in esame. I depositi sono prevalentemente limoso-argillosi, con locali intercalazioni grossolane.

Acquifero C

La sua geometria è difficilmente descrivibile sulla sola base dei dati disponibili. Il Gruppo Acquifero C è sede di una falda confinata.

Per individuare l'andamento della **falda profonda** (contenuta negli acquiferi A2, A3 e A4) sono stati analizzati i dati dei pozzi della Rete di controllo dell'acquifero regionale gestita da A.R.P.A.. In particolare sono state esaminate le informazioni derivanti dai pozzi della suddetta rete di controllo individuati nella fig. 8 ed i cui dati sono riportati nella seguente tabella.

L'osservazione della tabella evidenzia come la profondità del tetto della falda profonda sia posta ad oltre 50-60 m dal p.c. Ciò concorda con il dato riportato nell'Atlante Ambientale del Comune di Bologna; tale fonte riporta infatti una profondità della falda profonda superiore a -15 m s.l.m., equivalenti ad una profondità di oltre 50 m dal p.c.

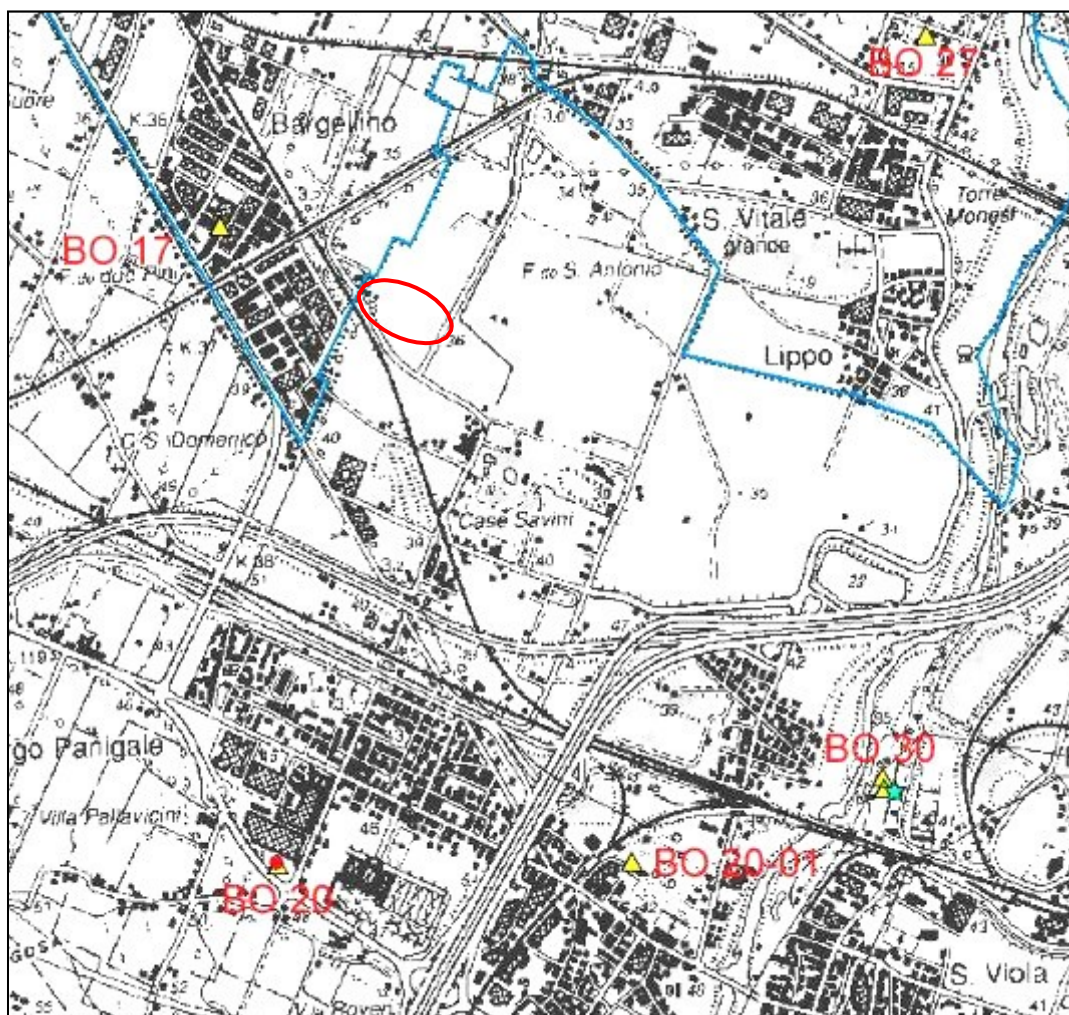


Fig. 8 – Ubicazione dei pozzi della rete di controllo ARPA

Pozzo	Profondità (m)	Acquiferi	Range Piezometria	Misura ottobre 2007 Quota m s.l.m.	Misura ottobre 2007 Prof. m dal p.c.
BO 17	75	A2	-14,51/-2,95	-10,35	47,65
BO 27	451	A2,A3,A4,B,C	-25,00/-7,51	-20,00	50,58
BO 20	131	A3,A4	-27,24/-6,46	-11,46 (Aprile 2007)	58,89 (Aprile 2007)
BO 30	335	A2,A3,A4,B	-22,66/-4,21	-22,16	61,98
BO 20-01	325	B,C	-21,96/-5,10	-20,46	62,46

Tabella riassuntiva dei dati piezometrici dei pozzi della rete di controllo A.R.P.A.

Successivi studi ed analisi svolte da parte dell'Unità Ambiente del Comune di Bologna hanno individuato la presenza nei primi 50 metri di profondità dal p.c. di alcune falde superficiali contenute nei tre corpi di ghiaia corrispondenti alla porzione inferiore dei cicli A, B e C dell'Unità di Castenaso (UC in fig. 3).

Per quanto concerne le caratteristiche delle **falde superficiali**, si è fatto riferimento alla pubblicazione di Farina et alii ("Il complesso idrogeologico superficiale nel contesto della città di Bologna" in Il Geologo dell'Emilia-Romagna, Anno III, n° 1 - 1998) ed ai dati riportati nell'Atlante Ambientale 2002 del Comune di Bologna.

Le falde superficiali individuate nel suddetto lavoro sono contenute nei corpi ghiaiosi presenti all'interno della cosiddetta Unità di Castenaso. Tali acquiferi si comportano come corpi acquiferi parzialmente indipendenti e generalmente risultano parzialmente saturi, localmente appaiono in pressione ed in certe posizioni risultano totalmente insaturi.

Le falde sono state definite rispettivamente, dalla più profonda alla più superficiale, SUP1, SUP2 e SUP3. Una quarta falda (SUP4) è contenuta nei depositi più superficiali costituiti da sabbie fini e/o limi ed argille più o meno sabbiose; in questo caso non è riconoscibile un vero e proprio corpo acquifero, ma la falda è contenuta in corpi semipermeabili variamente articolati e non chiaramente distinguibili.

La **falda SUP1** è contenuta nei livelli ghiaioso-sabbiosi posti ad una profondità variabile tra 25 m e

45 m dal p.c., con spessori variabili tra 3-8 m (nella conoide del Savena) fino ad oltre 15 m (nelle parti depocentrali del conoide del Reno). L'acquifero interessa sia la conoide del Savena che quella del Reno, le quali sono separate da un'area di interconoide a prevalente composizione limoso-argillosa, in corrispondenza della quale è posto il centro storico di Bologna. In relazione a tale distribuzione litostratigrafica, la falda si suddivide in due bacini idrogeologici principali (Reno ad ovest e Savena ad est), separati dallo spartiacque rappresentato dalla citata zona di interconoide. Gli assi di drenaggio sotterraneo corrispondono sostanzialmente agli assi depocentrali delle conoidi; sono stati misurati gradienti idraulici medi dell'ordine di 3-3,5 per mille, mentre il flusso nelle aree laterali agli assi di drenaggio, confluyente in essi, mostra un gradiente più elevato, compreso tra 4 e 5 per mille.

La **falda SUP2** è contenuta in un acquifero costituito da corpi lenticolari ad elevata tabularità, con larghezze di diversi chilometri; anche questi depositi grossolani si interrompono in corrispondenza dei depositi fini di

interconoide, mantenendo però una correlazione con i corpi grossolani isolati delle conoidi minori (Ravone e Aposa). Il regime piezometrico della falda SUP2 è caratterizzato dalla presenza di una falda libera su quasi tutto il territorio bolognese; condizioni di falda in pressione sono segnalate solamente nella porzione nord-est del Comune e nell'area di interconoide.

L'area in esame si colloca in corrispondenza di un settore interessato dalla presenza del complesso delle falde superficiali ed, in particolare della falda Sup1. La fig 9 mostra l'andamento delle curve di ugual soggiacenza della falda Sup1 dal p.c. ricostruite sulla base dell'interpolazione dei dati disponibili, unitamente ai punti di controllo esistenti nell'intorno dell'area di interesse. I valori di soggiacenza in corrispondenza del settore in esame risultano compresi fra 22 e 28m dal piano campagna e crescenti in direzione NE-SW.

Nell'area in esame, dai dati in possesso dallo scrivente e da dati bibliografici, è possibile collocare la falda (fig.9) in una profondità compresa tra **- 24m e - 26 m dal p.c.** La superficie piezometrica si colloca quindi a una profondità tale da escludere il fenomeno della liquefazione (vedi capitolo di riferimento).

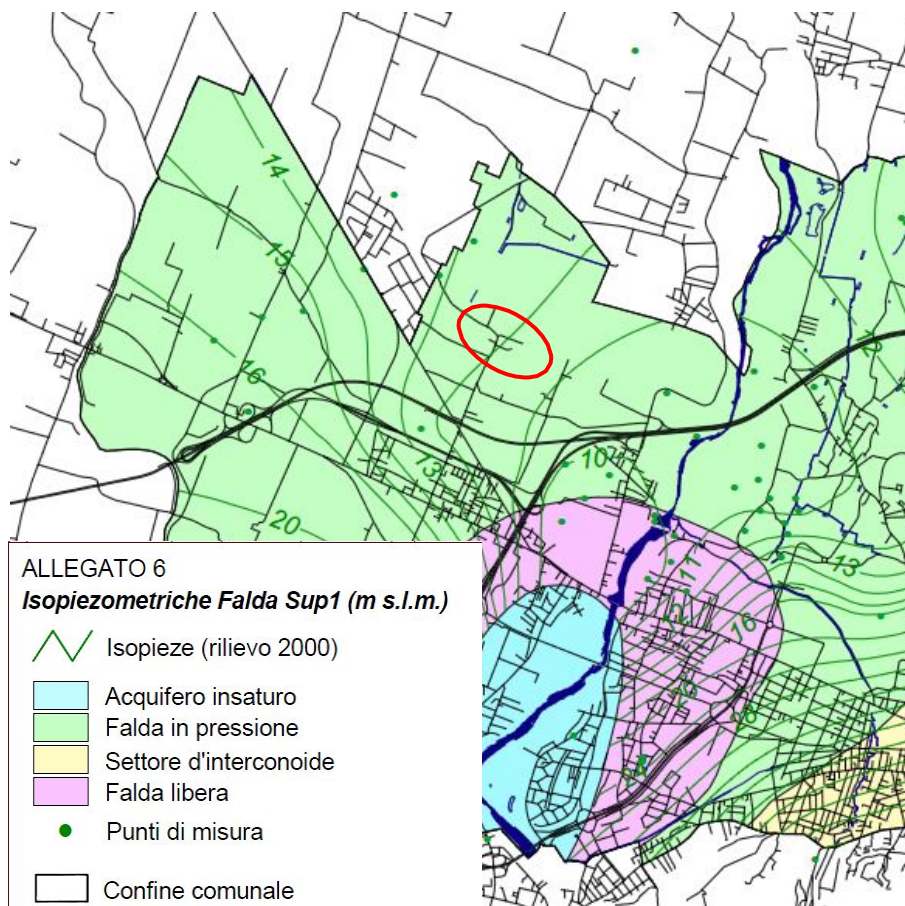


Fig. 9 - Estratto non in scala dell'allegato n.6 della Relazione geologica-idrogeologica del PAE (Piano comunale delle attività estrattive) del comune di Bologna. Cerchiata in rosso, l'area d'indagine

4 INDAGINI GEOGNOSTICHE

A supporto del progetto esaminato nella presente relazione vengono riportate una serie di indagini finalizzate a descrivere le caratteristiche geotecniche dei terreni.

Le indagini effettuate comprendono:

- N. 12 pozzetti esplorativi, al fine di valutare visivamente le caratteristiche tessiturali e geotecniche dei materiali. Per ogni pozzetto è stato prelevato n.1 campione disturbato (per un totale di n.12 campioni) e effettuate relative prove di laboratorio:
 - a) determinazione di limite liquido e plastico secondo la Normativa UNI/CEN ISO/TS 17892-12;
 - b) analisi granulometrica per vagliatura secondo la Normativa UNI/CEN ISO/TS 17892-4;
 - c) contenuto in acqua secondo la Normativa UNI/CEN ISO/TS 17892;
 - d) classificazione di una terra secondo la Normativa UNI 11531-1.

Su n. 2 campioni ottenuti dalla miscelazione di campioni omogenei sono state eseguite, da parte del laboratorio terre Sinergia S.r.l., le seguenti analisi di laboratorio:

- a) contenuto in sostanza organica;
- b) contenuto in solfati solubili in acido secondo la Normativa UNI EN 1744-1;
- c) determinazione del consumo iniziale di calce secondo la normativa ASTM C 6276- SACA;
- d) valore di Blu sui terreni argillosi secondo la Normativa ASTM C837-09;
- e) prova di compressione semplice non confinata in condizioni di pre e post saturazione secondo la Normativa CNR BU 36-73;
- f) prova di costipamento Proctor con energia AASHTO T180 (modificato) e sottoposto a immersione secondo la Normativa CNR BU 69-78;
- g) determinazione del rigonfiamento volumetrico;
- h) determinazione dell'indice di portanza C.B.R. post saturazione secondo la Normativa UNI EN 13286-47.

- **N. 12** prove penetrometriche statiche (C.P.T.), al fine di identificare con una misura indiretta una successione stratigrafica lungo una verticale e la stima di molti parametri geotecnici sia in terreni a grana fine che in terreni a grana grossa (ghiaie escluse).

Le prove penetrometriche e i pozzetti esplorativi sono stati effettuati dalla GEOPROBE S.r.l, la stessa ha fornito anche i dati e le elaborazioni delle prove effettuate.

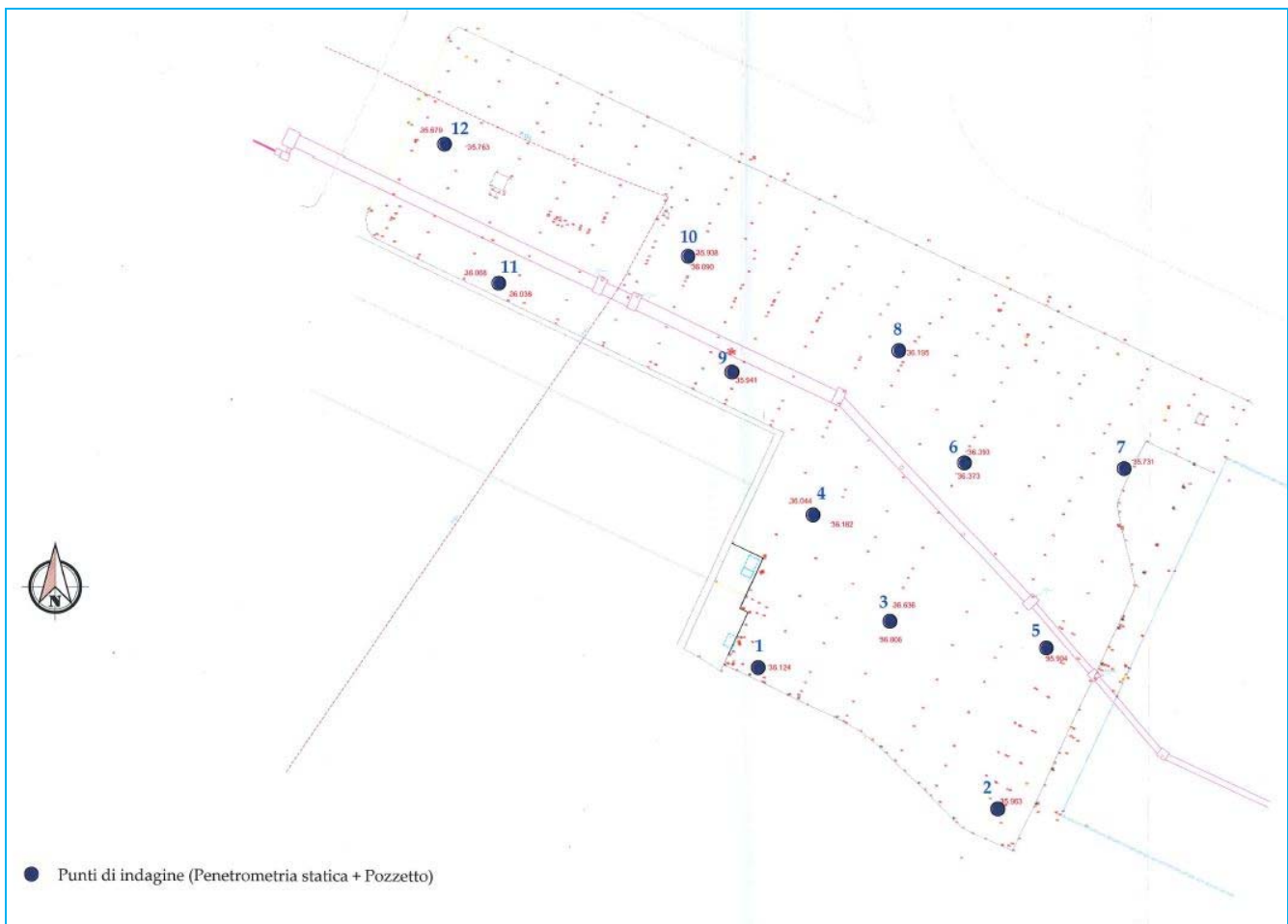


Fig. 10 - Ubicazione delle indagini (non in scala)

4.1 Pozzetti esplorativi

Sono stati realizzati n.12 pozzetti esplorativi, eseguiti mediante l'impiego di trivelle elicoidali del diametro di 250 mm mosse da propulsore idraulico montato sull'autocarro Mercedes.

Per ogni pozzetto, a profondità significative, sono stati prelevati campioni compositi, debitamente conservati in sacchetto in PET, da sottoporre ad analisi di laboratorio; le profondità di campionamento in corrispondenza dei punti di prelievo sono state effettuate confrontando le quote dell'attuale p.c. e quella di progetto.

Pozzetto	Profondità campione (m da p.c.)
1	1,20
2	1,00
3	1,70
4	1,00
5	1,00
6	1,30
7	0,90
8	1,20
9	0,90
10	1,00
11	1,00
12	0,80

4.2 Prova penetrometrica statica (CPT)

La prova penetrometrica statica (o C.P.T., Cone Penetration Test) consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica di tipo Begeman sormontata da un manicotto di frizione. L'infissione avviene alla velocità costante di 2 cm/sec con la spinta di un gruppo di pistoni idraulici. Durante l'infissione un manometro registra ogni 20 cm la resistenza che il terreno oppone alla discesa della punta e del manicotto. Vengono in tal modo registrati due parametri: la **Resistenza di punta**, in kg/cm² (nelle tabelle indicata con **qc**), rilevata dalla punta conica, e l'**Attrito laterale**, in kg/cm² (indicata con **fs**), rilevata dal manicotto di frizione. Dal rapporto di questi due valori (Rp/Rl), attraverso delle correlazioni empiriche elaborate sulla base di un elevato numero di prove penetrometriche tarate su carotaggi continui, si risale con buona approssimazione alla colonna stratigrafica del terreno esaminato. I dati penetrometrici vengono poi elaborati da un programma di calcolo per ricavare i parametri geotecnici del terreno necessari a determinarne la capacità portante e a stimare l'entità dei cedimenti. L'intervallo di lettura di 20 cm, dovuto a ragioni strumentali, non permette di individuare stratificazioni di spessore inferiore a quel valore.

Gli strati che offrono una maggior resistenza di punta tendono ad essere di granulometria grossolana, quelli che offrono una elevata resistenza laterale sono in genere più compatti e più coesivi, e quindi di granulometria fine.

5 RISULTATI OTTENUTI

Sulla base dei risultati delle indagini geognostiche, è possibile distinguere il terreno secondo le unità geotecniche indicate nella tabella successiva:

U.G.	Profondità m da p.c.		Litologia prevalente	qc MPa	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)	Dr (%)
	da	a						
0	0,00	0,40+1,40	A/R	-	-	-	-	-
A	0,80+1,40	2,00+3,00	LAS	2,0+7,5	19,3+20,0	100+>250	0	0
B	2,00+3,00	4,40+6,80	LS	1,0+3,4	19,0+19,5	50+145	0	0
B1	3,00+4,80	4,60+5,20	LSG/S	4,1+17,6	18,5+18,6	0	33+41	40+94
B2	2,00	4,20	LS	0,7+0,9	18,9+19,0	35+45	0	0
C	4,40+6,80	fine indag.	GS/S	3,6+>10,0	18,5+18,6	0	31+44	33+100

A/R =terreno di alterazione e/o di riporto;

LAS =limi argillosi e/o sabbiosi;

LS = limi debolmente sabbiosi;

LSG/S =limi sabbiosi e/o viceversa con ghiaietto;

GS/S =ghiaie in matrice sabbiosa e sabbie.

Come evidenziato in precedenza all'interno dell'area in esame sono stati eseguiti n. 12 pozzetti, nel corso dei quali sono stati prelevati campioni di terreno da sottoporre ad analisi di laboratorio.

I terreni prelevati sono stati classificati secondo la Normativa UNI 11531-1, previa determinazione del limite liquido e plastico secondo la Normativa UNI/CEN ISO/TS 17892-12 e analisi granulometrica per vagliatura secondo la Normativa UNI/CEN ISO/TS 17892-4. I risultati vengono riportati nella tabella di seguito:

Pozz. N.	Prof. (m da p.c.)	Litolo- gia	LL %	LP %	IP %	w %	Passante vaglio (%)			Class. UNI 11531-1
							10	40	230	
1	1,20÷2,00	LA	50	23	27	15,9	98,79	97,04	83,50	A7-6
2	1,00÷2,00	LS	35	18	17	13,6	99,76	96,32	73,95	A6
3	1,70÷2,50	LS	54	23	31	16,3	99,83	99,06	87,81	A7-6
4	1,00÷2,00	LS	48	22	26	14,3	99,34	97,79	77,18	A7-6
5	1,00÷2,00	LS	37	18	19	12,3	99,17	95,05	69,88	A6
6	1,30÷2,20	LAS	48	21	27	16,8	99,32	97,26	80,07	A7-6
7	0,90÷1,90	LAS	35	19	16	16,3	98,49	95,80	68,60	A6
8	1,20÷2,00	LS	46	19	27	14,1	98,41	94,69	73,20	A7-6
9	0,90÷1,90	LS	39	18	21	13,4	98,60	94,45	73,29	A6
10	1,00÷2,00	LSA	45	20	25	13,6	99,62	97,94	75,75	A7-6
11	1,00÷2,00	LA	55	21	34	18,5	98,59	96,40	82,04	A7-6
12	0,80÷1,80	LS	34	18	16	11,5	91,71	85,68	61,37	A6

Dalla tabella si evidenzia come i campioni n. 2, 5, 7, 9 e 12 appartengono al gruppo A6, che comprende litotipi poco compressibili caratterizzati da ritiro o rigonfiamento elevato e da permeabilità scarsa, mentre gli altri campioni appartengono al sottogruppo A7-6 che comprende litotipi fortemente compressibili e fortemente plastici, caratterizzati da ritiro o rigonfiamento molto elevato e da permeabilità molto scarsa.

In considerazione del diverso grado di plasticità rilevato nei campioni analizzati sono state realizzate due miscele, la prima utilizzando i terreni classificati A7-6 (miscela 1) e la seconda quelli classificati A6 (miscela 2).

Su entrambe le miscele sono stati determinati l'indice di blu di metilene (MIB), il contenuto in sostanza organica (SOR) e in solfati (SO₃) e il consumo iniziale di calce (CIC). I valori ottenuti vengono riportati nella tabella di seguito:

Mix	MIB	SOR	SO ₃	CIC
N.	(ml/g) x 100	%	%	%
1	400	2,6	0,04	3,00
2	348	1,4	0,20	3,00

Alla miscela 1 ottenuta dai terreni classificati A7-6 è stato aggiunto il 4 % di calce (CaO) ed alla miscela 2 ottenuta dai terreni classificati A6 il 3 % di calce e il 2 % di cemento.

Ogni campione è stato suddiviso in 5 provini, ognuno dei quali è stato sottoposto ad una prova di compressione semplice non confinata pre-saturazione e a una prova di costipamento "Proctor modificato" mediante 25 colpi per strato, alla stagionatura per un periodo di 7 giorni; su ulteriori due provini è stata inoltre eseguita una prova di compressione semplice non confinata post-saturazione.

I risultati hanno evidenziato una densità secca massima di 1,836 g/cm³ per la prima miscela e 1,901 g/cm³ per la seconda miscela e un valore di umidità ottima rispettivamente di 12,40 % per la miscela trattata con calce al 4% e di 11,45 % per quella trattata con calce al 3%.

Per quanto concerne il rigonfiamento, le analisi hanno evidenziato una variazione di volume dopo immersione pari al 0,7+0,8 % nella miscela con calce al 4%, e pari al 0,8+1,0 % nella miscela con calce al 3%. Per quanto concerne il rigonfiamento, le analisi hanno evidenziato una variazione di volume dopo immersione pari al 0,7+0,8 % nella miscela con calce al 4%, e pari al 0,8+1,0 % nella miscela con calce al 3%. Le prove di compressione semplice non confinata per la miscela con calce al 4% hanno evidenziato una pressione di rottura pari a 796 kN/m² e 834 kN/m², mentre per la miscela al 3% i valori sono risultati pari a 604 kN/m² e 621 kN/m².

Come si evince dalle analisi eseguite, entrambe le miscele mostrano buone caratteristiche meccaniche e adeguato comportamento all'immersione in acqua, sia in termini di rigonfiamento volumetrico, sia in termini di riduzione della resistenza a compressione.

6 MODELLO GEOLOGICO

L'indagine eseguita ci consente di ricostruire con discreta precisione la litologia del primo sottosuolo e di valutare le caratteristiche fisico meccaniche dei terreni attraversati. Schematicamente possiamo ricostruire la seguente successione stratigrafica:

Al tetto, al di sotto di un orizzonte di terreno di alterazione e/o di riporto dello spessore medio di 0,40+1,40 m, sono inizialmente presenti dei limi argillosi e/o sabbiosi di colore da beige giallo ocraceo a marrone di consistenza da plastico dura a dura ($q_c = 2,0+4,7$ MPa; $R_f = 2,4+5,6$ %) e localmente molto dura ($q_c = 5,0+7,5$ MPa; $R_f = 2,3+2,7$ %) di umidità da media a scarsa, con sottili intercalazioni francamente sabbiose di medio addensamento ($q_c = 5,7+9,6$ MPa; $R_f = 1,5+2,0$ %).

I campioni prelevati all'interno dei suddetti terreni risultano caratterizzati da una plasticità media ($I_p = 16+34$), di compressibilità media ($LL = 34+55$) e consistenza semisolida ($I_e = 1,07+1,30$); il contenuto in acqua varia da 11,5% a 16,8%.

Da una profondità media di 2,00+3,00 m si evidenziano dei limi debolmente sabbiosi di colore beige di consistenza plastica, plastico dura ($q_c = 1,0+3,4$ MPa; $R_f = 2,4+6,6$ %;) e localmente (CPT 9) plastico tenera ($q_c = 0,7+0,9$ MPa; $R_f = 5,0+6,6$ %) con intercalazioni limoso sabbiose e/o viceversa con ciottoli di natura ghiaiosa ($q_c = 4,1+17,6$ MPa; $R_f = 0,6+2,1$ %), ed umidità medio scarsa.

Suddetti terreni sono sopportati da ghiaie in matrice sabbioso limosa a tratti prevalente, di addensamento da medio ad elevato ($q_c = 3,6+>10,0$ MPa; $R_f = 0,5+2,0$ %), il cui tetto è stato evidenziato a profondità variabili da 4,40 m a 6,80 m.

All'interno dei suddetti terreni, sino alla profondità indagata, non è stata rilevata la presenza di una falda freatica di superficie o di circolazioni idriche localizzate; indagini limitrofe hanno evidenziato come il livello statico della prima falda freatica si rileva costantemente a profondità superiori ai 20,00 m.

7 SUBSIDENZA

La zona del bolognese è interessata da un accentuato fenomeno di subsidenza, l'origine del quale è legata a due cause principali, i cui effetti si sovrappongono:

- cause naturali, da connettere all'evoluzione geologica del territorio in senso geodinamico;
- interventi antropici, da mettere soprattutto in relazione all'estrazione di fluidi dal sottosuolo.

Per la pianura bolognese è stato calcolato un tasso di subsidenza per cause naturali dell'ordine di 1-2 mm/anno, mentre dal 1950 ai giorni nostri sono stati misurati abbassamenti del piano campagna superiori al metro e mezzo. La situazione della Bassa bolognese è assai meno preoccupante, in quanto vengono segnalati valori di abbassamento dell'ordine di 3-4 mm/anno, ampiamente compatibili con quelli relativi alle sole cause naturali.

Fanno eccezione le zone poste in corrispondenza dell'asse della dorsale del Fiume Reno; le livellazioni topografiche svolte negli ultimi 25 anni dall'ex Ufficio Speciale del Genio Civile per il Reno, dal Comune di Bologna e dall'Autorità di Bacino forniscono dati significativi:

- il punto di maggior abbassamento è situato in corrispondenza del Ponte di Bonconvento ed è pari a 2,6 m in 25 anni (circa 10 cm/anno);
- nel tratto compreso tra Trebbo di Reno e Bagno di Piano si sono manifestati gli abbassamenti più rilevanti, pari ad oltre 1 m (circa 4 cm/anno);
- nel periodo precedente (1953-1971) l'abbassamento medio annuo del territorio era stato di circa 3 cm/anno (55 cm in 20 anni).

Una recente pubblicazione della Provincia di Bologna ("La subsidenza nel territorio della Provincia di Bologna", gennaio 2001) illustra i risultati delle campagne di rilievi topografici effettuate in corrispondenza delle seguenti reti di controllo della subsidenza attive sul territorio della Provincia di Bologna e gestite da diversi Enti:

- la Rete dell'I.G.M.I. (Istituto Geografico Militare Italiano);
- la Rete Grande e la Rete di Raffittimento del Comune di Bologna;
- la Rete dell'Autorità di Bacino del Reno;
- la Rete Regionale;
- la Rete Provinciale.

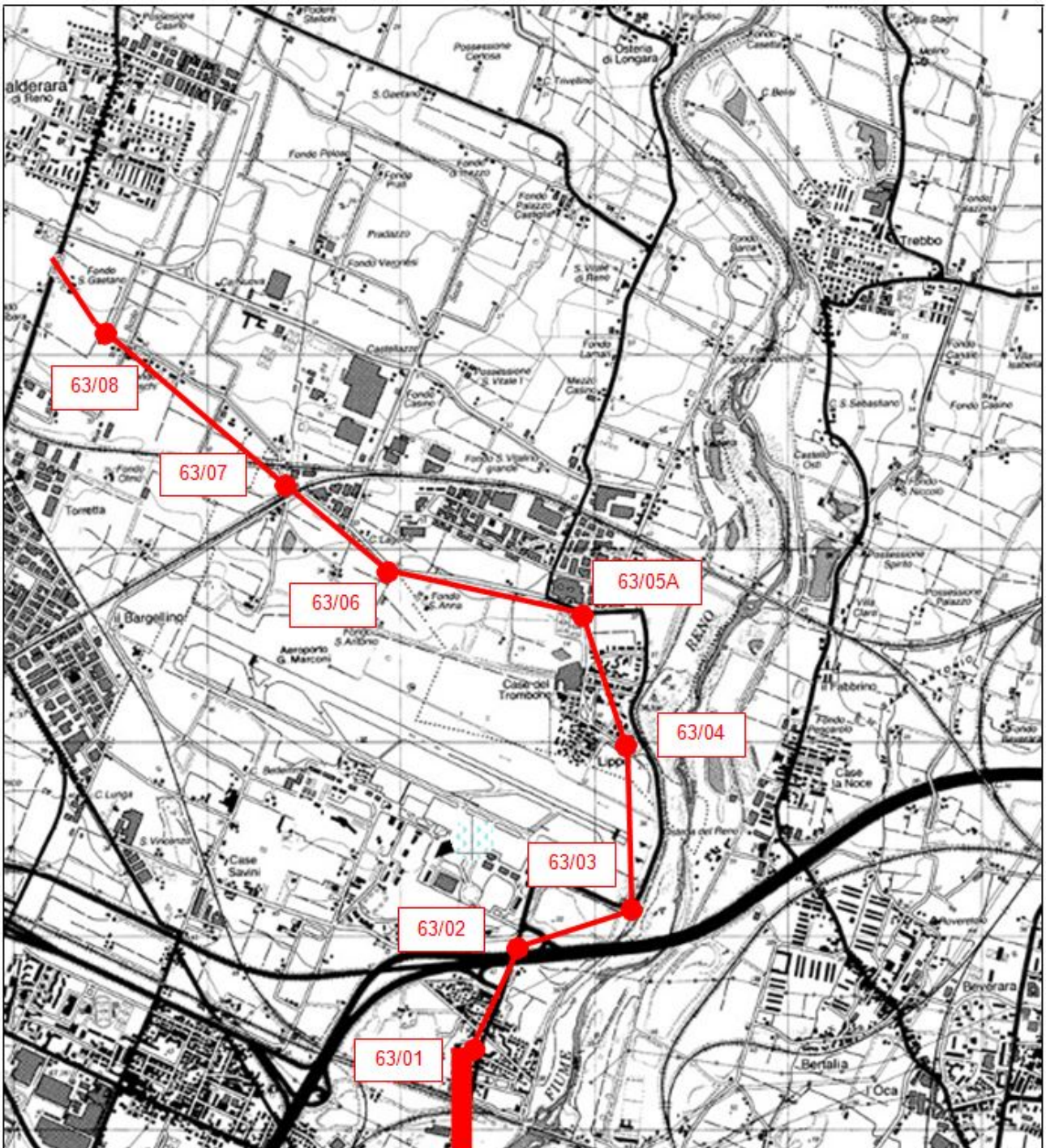


Fig. 11 - Linea di livellazione della rete di controllo della subsidenza, cerchiata in rosso l'area di intervento

Linea rossa = linea 277 Borgo Panigale – Calderara di Reno

L'esame della pubblicazione della Provincia consente di evidenziare la presenza della linea denominata 277 (con i caposaldi 63/01+63/08; si veda la fig. 11) che congiunge le località Calderara e Borgo Panigale. I capisaldi 63/02 e 63/03 sono i più vicini all'area di intervento.

Nella seguente tabella vengono riassunti i dati riferiti ai caposaldi della suddetta linea riportati nella pubblicazione citata. In particolare sono fornite :

- i nomi dei capisaldi secondo la codifica del Comune di Bologna;
- le coordinate Nord ed Est Gauss Boaga (fuso Ovest);
- la variazione di quota tra la misura 1999 e le precedenti 1983, 1987 e 1992;
- la velocità di abbassamento calcolata tra coppie successive di rilievi.

caposaldo Comune	Nord (m)	Est (m)	99-83 (m)	99-87 (m)	99-92 (m)	83/87 (cm/anno)	87/92 (cm/anno)	92/99 (cm/anno)
63\01	493217	1682383	-0.268	-0.173	-0.087	2.5	1.8	1.2
63\02	493273	1682584	-0.308	-0.197	-0.096	2.9	2.1	1.3
63\03	493297	1683128	-0.210	-0.140	-0.071	1.8	1.5	1.0
63\04	493381	1683122	-0.350	-0.240	-0.130	2.9	2.3	1.8
63\05	493457	1682751				3.6		
63\05A	493450	1682958						2.2
63\06	493469	1682086	-0.329	-0.196	-0.081	3.5	2.4	1.1
63\07	493518	1681369				5.5	4.4	
63\08	493587	1680574	-0.645	-0.421	-0.198	5.8	4.7	2.7

L'esame della tabella consente di osservare come l'area di intervento mostri valori di abbassamento variabili tra 21 e 30 cm nell'arco di 16 anni.

La velocità annuale di abbassamento mostra una tendenza alla diminuzione nei periodi più recenti, passando da valori di 1,8÷2,9 cm/anno a 1,0÷1,3 cm/anno. Si conferma quindi la tendenza alla diminuzione quantitativa del fenomeno della subsidenza.

In fig. 12 viene fornita la cartografia, tratta dalla pubblicazione citata in precedenza, relativa alla velocità di abbassamento del suolo nel periodo 1992÷1999, dall'esame della quale si conferma il dato riportato in tabella: nell'area di intervento la velocità di abbassamento della subsidenza è compresa tra 1,0 e 1,5 cm/anno

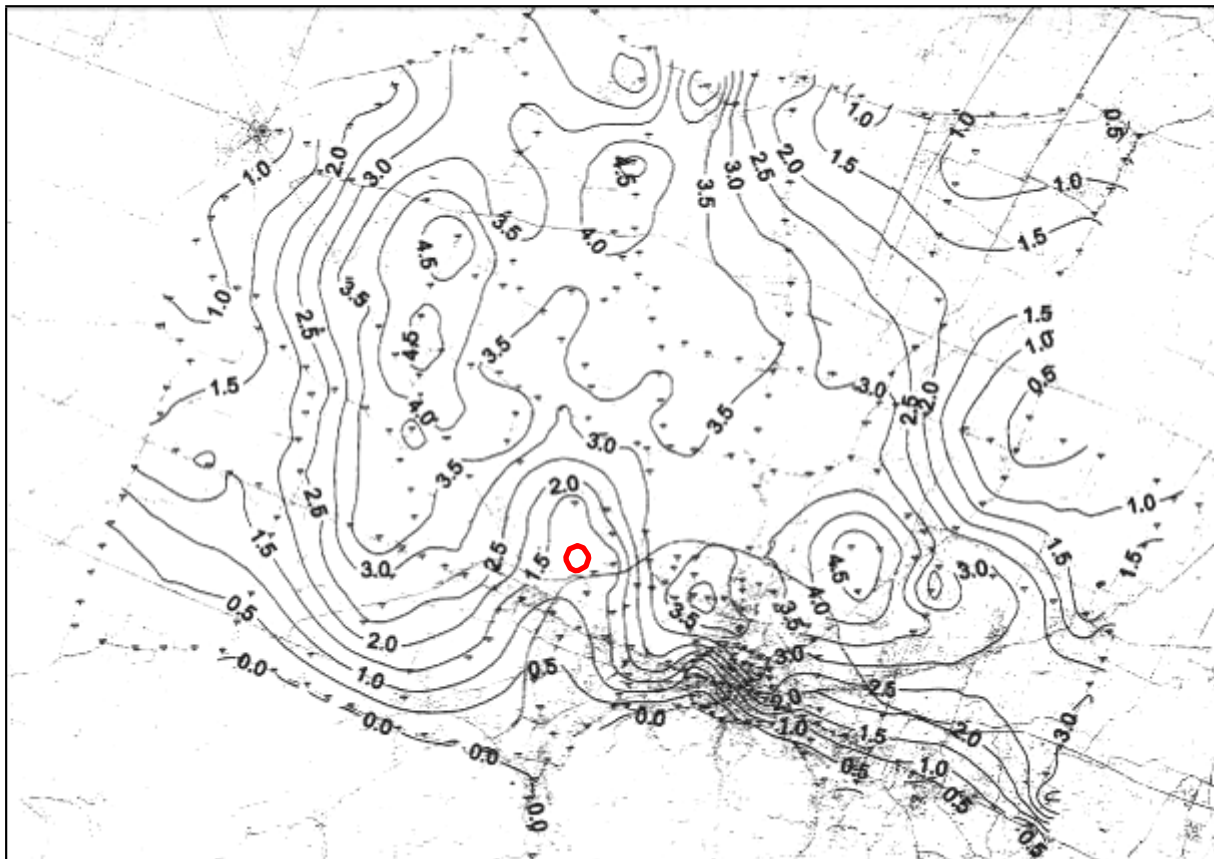


Fig. 12 - Velocità di abbassamento del suolo nel periodo 1992-1999 (in cm/anno) (Tratta da: Provincia di Bologna “La subsidenza nel territorio della Provincia di Bologna” – gennaio 2001)

Questo andamento in diminuzione della subsidenza è stato recentemente confermato anche per il periodo compreso tra il 2002 ed il 2006: in un convegno organizzato da ARPA e Regione Emilia-Romagna sono stati illustrati infatti i risultati dei monitoraggi più recenti, evidenziati nelle cartografie riportate in fig. 13 e 14.

L'esame di tali cartografie evidenzia come nell'area di studio si passi da valori di abbassamento medio di circa 10÷15 mm/anno nel periodo 1992-2000 a valori di circa 5÷10 mm/anno nel periodo 2002 – 2006.

Il fenomeno della subsidenza, pur essendo particolarmente rilevante nella zona del bolognese, appare in costante diminuzione; si sottolinea comunque che tale fenomeno, proprio per la sua dimensione “regionale”, non incide negativamente sull'attività edificatoria prevista.

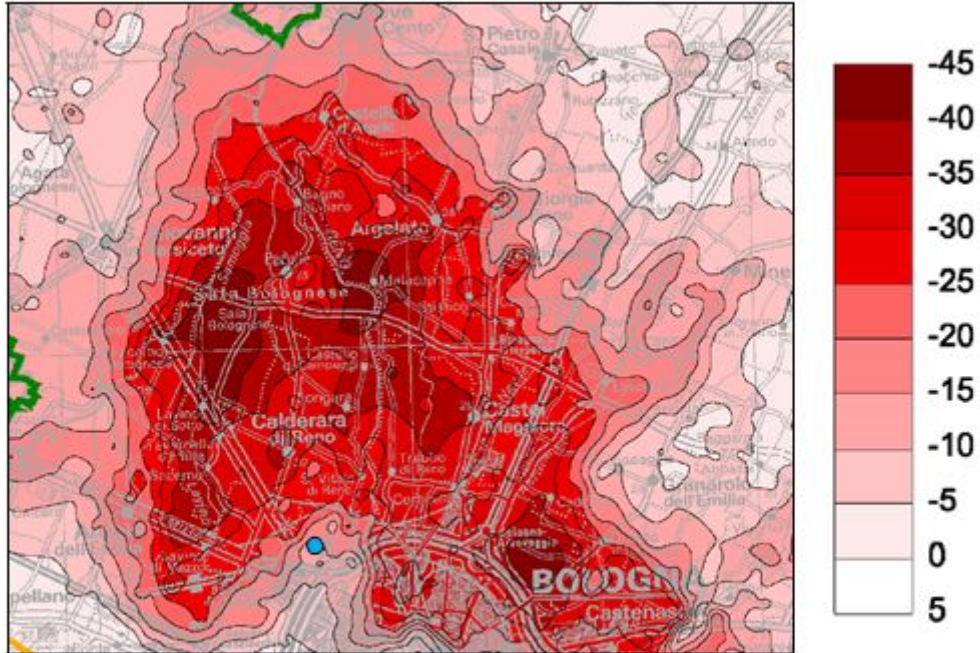


Fig. 13 : Carta delle velocità di movimento verticale del suolo – periodo 1992-2000
(mm/anno) (da ARPA e Regione Emilia-Romagna, 2007)

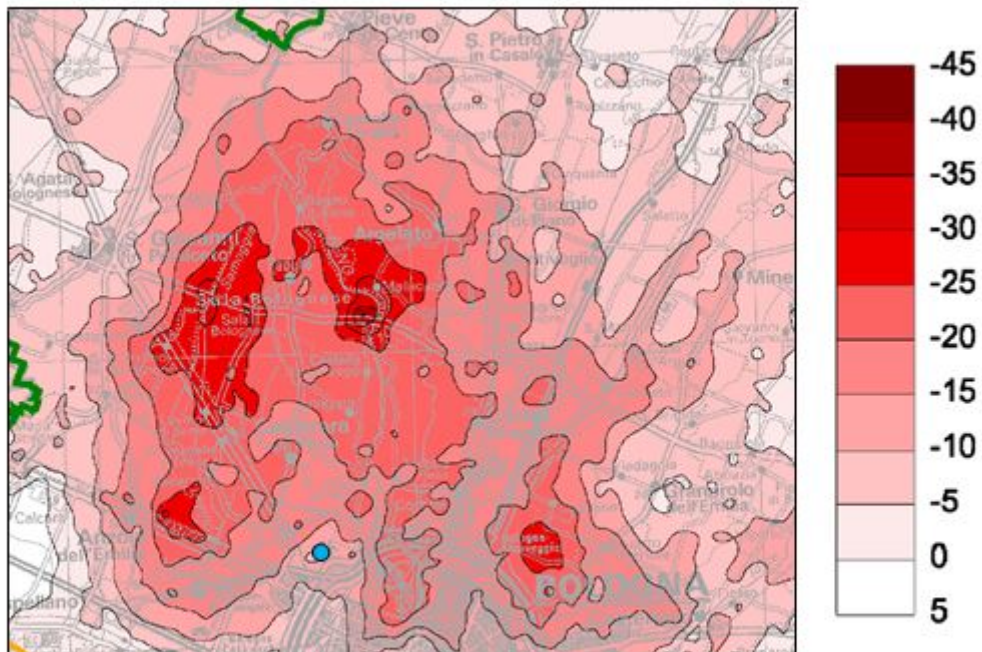


Fig. 14 : Carta delle velocità di movimento verticale del suolo – periodo 2002-2006
(mm/anno) (da ARPA e Regione Emilia-Romagna, 2007)

8 MODELLAZIONE SISMICA

8.1 Rischio sismico

Sulla base della normativa vigente in materia fino a poco tempo fa (L. 2.2.1974, n° 64; DM 3.3.1975; Del. Reg. del 24.3.1983), il Comune di Bologna non compariva nell'elenco delle località sismiche di I^a e di II^a categoria (evidenziato in rosso nella fig. 15).

L'esame della carta degli epicentri, distinti per classi di magnitudo, verificatisi nel territorio emiliano-romagnolo a partire dal 1100 (si veda la fig. 16, tratta dal C.P.T.I. - Catalogo Parametrico "unificato" dei Terremoti Italiani) evidenzia infatti la sostanziale mancanza di fenomeni sismici di una particolare gravità nell'area di studio. Una limitata attività sismica si è verificata nel passato in corrispondenza degli assi delle Pieghe sepolte ferraresi, di quelle minori tra Budrio ed Argenta e del fronte delle Pieghe interne ravennate. In Emilia i terremoti di maggiore intensità si sono verificati in corrispondenza del rilievo appenninico, lungo i fronti di sovrascorrimento del Macigno, e della fascia al margine della pianura (da Modena fino a Forlì), in cui gli ipocentri si collocano in prevalenza a profondità non molto elevate (da 5-10 km a 20 km circa).

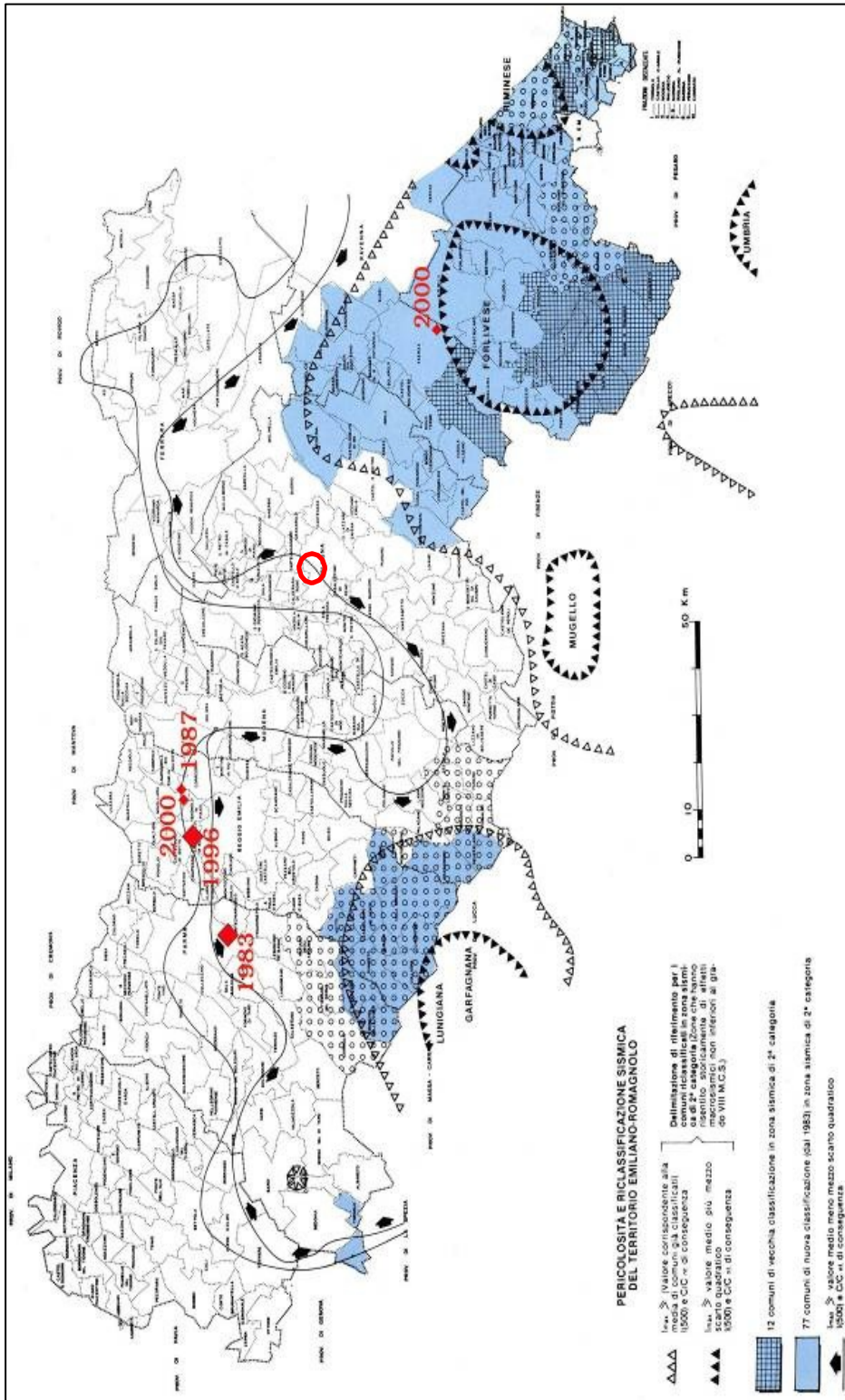


Fig. 15 - Pericolosità e riclassificazione sismica del territorio emiliano-romagnolo (dal sito della Regione Emilia-Romagna)

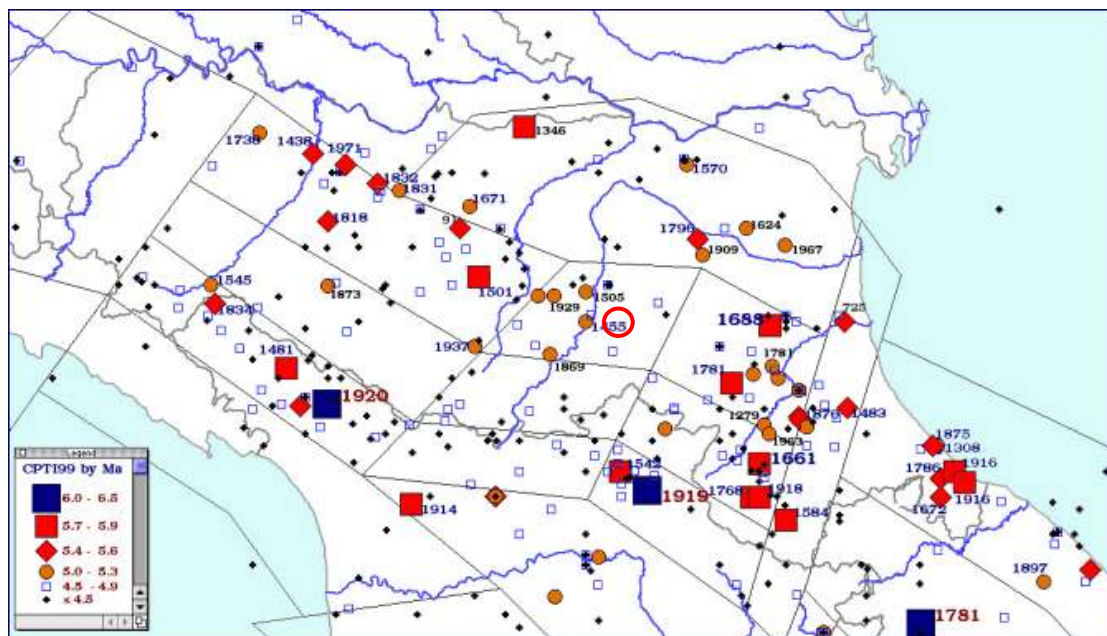


Fig. 16 - Mappa degli epicentri dei terremoti della Regione Emilia - Romagna per classi di magnitudo (C.P.T.I., 1999)

Viene segnalata la faglia “Borgo Panigale – Bologna”, dal portale GEOMAPVIEWER, selezionando il catalogo ITHACA (Fig.17). Si tratta di un thrust nord vergente appartenente alle strutture sepolte del sottosuolo padano.



Fig. 17

Dal punto di vista sismico l'area è caratterizzata da un basso livello di sismicità di fondo con una maggiore concentrazione di eventi lungo la catena appenninica e lungo i fronti dei sovrascorrimenti della Pianura Padana.

8.2 Progettazione sismica

Con Ordinanza n. 3274/2003 il Comune di Bologna (BG) è stato inserito tra le zone 3.

In merito all'Ordinanza n. 3519/2006¹ la località oggetto dell'intervento risulta compresa tra punti con accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (riferita a suoli rigidi caratterizzati da $V_{S30} > 800$ m/s) di $a_g = 0.150 - 0.175$ g (cod. ID 16729, ID 16730, ID 16508, ID 16507).



Fig.18 - Vertici della maglia di appartenenza (a_g) in riferimento all'Ordinanza n. 3519/2006

¹ Ordinanza n. 3519 del 28.04.2006 della Presidenza del Consiglio dei Ministri (Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone)

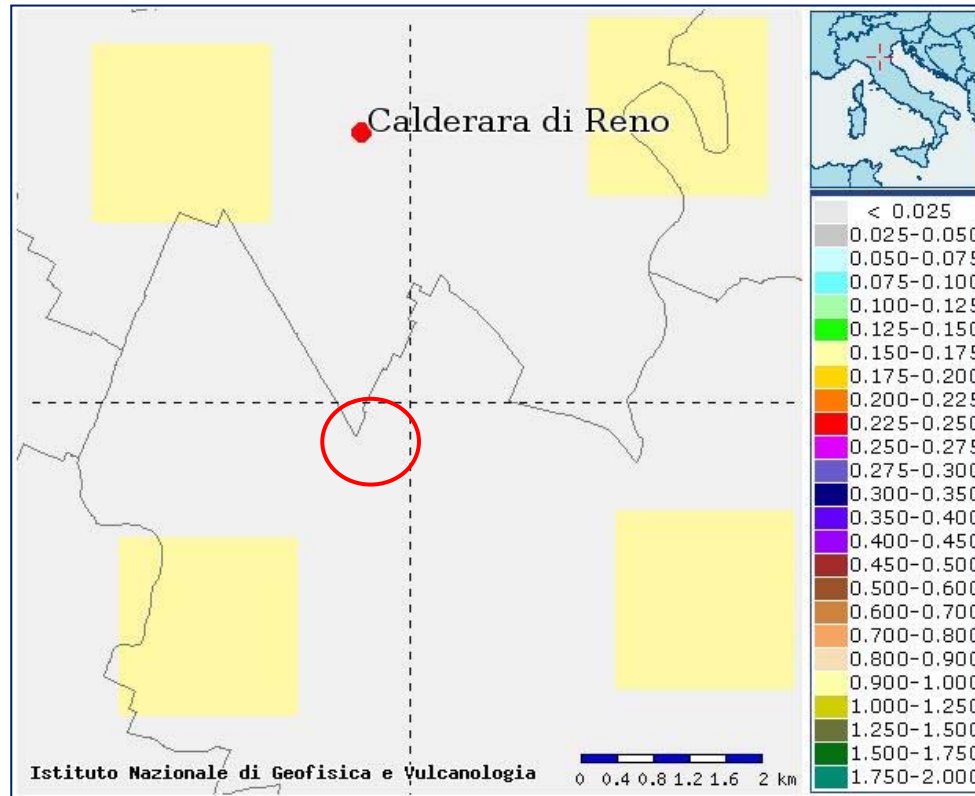


Fig.19 – Mappa interattiva INGV

I terreni di fondazione, in base ai risultati ottenuti nel capitolo 5 (valori di C_u in tabella) possono essere inseriti nella **categoria di sottosuolo C** (*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina) e, per quanto riguarda le condizioni topografiche, nella **categoria T1** (pendii con inclinazione media $i < 15^\circ$).

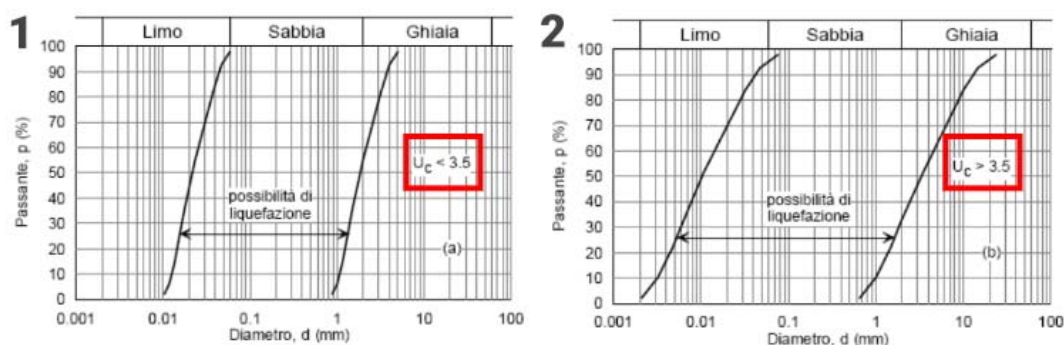
Di seguito vengono riportati stati limite, parametri e coefficienti sismici riferiti ad una edificio di **Classe IV – $C_u=2$** (*Funzioni pubbliche o strategiche importanti [...]*) e di **Vita nominale** pari a **50 anni**, come definiti dalle NTC 2018. La Vita nominale deve comunque essere stabilita in fase progettuale (≥ 50 anni secondo le NTC 2018) (p.to C.2.4.1 della Circolare n.617/09).

Stato Limite	Tr [anni]	a _g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	60	0.069	2.482	0.275
Danno (SLD)	101	0.085	2.489	0.284
Salvaguardia vita (SLV)	949	0.211	2.430	0.304
Prevenzione collasso (SLC)	1950	0.268	2.430	0.311
Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.021	0.026	0.082	0.098
kv	0.010	0.013	0.041	0.049
Amax [m/s ²]	1.014	1.256	2.880	3.439
Beta	0.200	0.200	0.280	0.280

8.3 Verifica del fenomeno di liquefazione

Ai sensi del paragrafo 7.11.3.4.2 delle NTC08, la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo Libero) minori di $0,1g$;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nel grafico sottostante nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.



Nel caso in esame la verifica della possibilità che si inneschi il fenomeno della liquefazione può essere omessa in quanto:

- a) la profondità media stagionale della falda è superiore a 15 m dal piano campagna, come evidenziato nell' *Allegato n.12* della Relazione geologica-idrogeologica del PAE (Piano comunale delle attività estrattive) del comune di Bologna, dove si rileva la falda alla profondità di circa **24 m** dal p.c. ;

9 ASPETTI GEOLOGICO-TECNICI PRELIMINARI

9.1 Progetto

Il progetto in esame, richiesto dalla Direzione Infrastrutture dell' Aeroporto G.Marconi di Bologna, prevede la realizzazione del nuovo piazzale aeromobili 3° Lotto dell'Aeroporto di Bologna-Borgo Panigale "Guglielmo Marconi" (LIPE).

L'intervento in progetto riguarda un sito praticamente pianeggiante dove sono distribuiti depositi costituiti *da limi sabbiosi con ciottoli*.

9.2 California Bearing Ratio (CBR)

In termini stradali si intende per sottofondo il piano di appoggio della sovrastruttura: dalle sue caratteristiche dipende il dimensionamento della sovrastruttura stessa. La portanza del sottofondo sta a indicare l'attitudine a sopportare un numero prefissato di ripetizioni di carichi senza subire deformazioni di entità tale da ammalorare la sovrastruttura stessa. Pur potendo ricorrere a modelli matematici per definire tale portanza, in generale sono largamente diffusi e utilizzati sistemi basati su prove empiriche (CBR, prove di cariche con piastre) tuttora affidabili e di determinazione abbastanza semplice.

Il **CBR** determina la portanza attraverso una punzonatura su un campione del terreno, preventivamente costipato in una fustella. Si misura il carico $p_{2,5}$ che determina la penetrazione di un pistone del diametro di 50 mm, avanzante alla velocità di 1 mm ogni 50s, fino a una profondità di 2,5 mm. Si misura poi il carico p_5 necessario per raggiungere la profondità di 5 mm. Si calcolano i due rapporti, in %:

$$\text{CBR}_{2,5} = (p_{2,5}/70) \times 100$$

$$\text{CBR}_5 = (p_5/105) \times 100$$

E si assume come valore dell'indice CBR il rapporto più alto, purchè la differenza sia contenuta. I carichi di riferimento di 70 e 105 daN/cm² sono relativi a un terreno campione di elevata capacità portante. Nel diagramma di fig. 20 sono rappresentate qualitativamente l'andamento delle curve affondamenti-pressioni per un terreno granulare (A) e per un terreno fine sabbio-limoso (B). La prova può essere condotta sia su un terreno preventivamente coperto da un piatto forato, dopo quattro giorni di immersione della fustella in acqua. La prova a saturazione è preferibile qualora si tema che il terreno in sito possa essere imbibito di acqua per capillarità.

Valori orientativi del CBR

L'indice CBR è generalmente compreso nei seguenti valori:

Argille molto plastiche	3 - 5
Argille mediamente plastiche	4 - 8
Argille sabbiose poco plastiche	6 - 10
Sabbie argillose	15 - 40
Ghiaie sporche o male assortite	10 - 40
Ghiaie ben assortite	40 - 80
Pietrischi	80 e più

Quando il CBR è minore di 10, il terreno è inaffidabile come sottofondo ed è opportuno approfondire lo scavo della trincea con funzione di bonifica, aumentando lo spessore della fondazione della sovrastruttura.

In considerazione del diverso grado di plasticità rilevato nei campioni analizzati sono state realizzate due miscele:

- Stabilizzazione a calce e cemento utilizzando i terreni classificati A7-6 (miscela 1);
- Stabilizzazione a calce utilizzando i terreni classificati A6 (miscela 2).

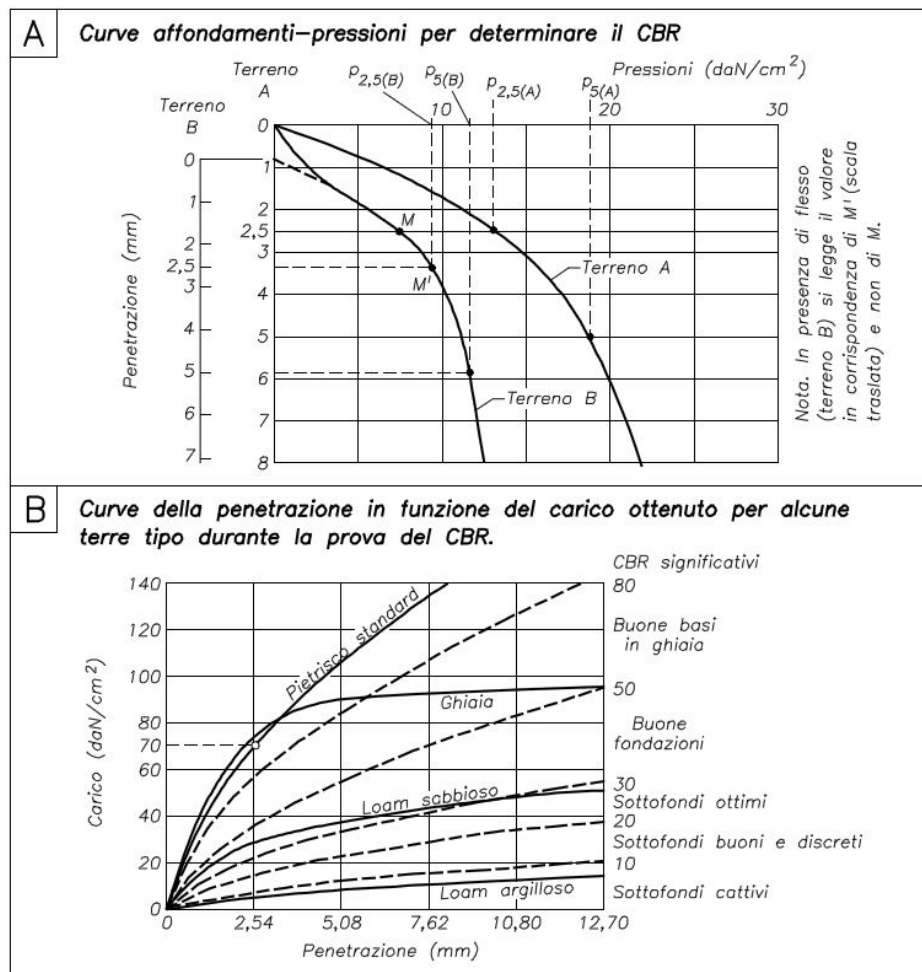


Fig 20: Curve affondamenti-pressioni per un terreno granulare (A) e per un terreno fine sabbioso (B)

9.3 Stabilizzazione con calce e cemento

La tecnica di stabilizzazione a calce-cemento consiste nel trattamento di terreni di natura prevalentemente argillosa, mediante la miscelazione con additivi minerali e aggiunta di acqua, in quantità e con modalità tali da modificare, mediante reazioni chimico fisiche, le caratteristiche meccaniche di resistenza e di portanza della miscela risultante.

La stabilizzazione delle terre con calce e/o cemento consente l'utilizzo di materiali argillosi e/o limosi classificati come non idonei per la realizzazione di rilevati stradali, attraverso opportuno trattamento in sito del materiale naturale. Tale trattamento permette di rendere "stabile nel tempo" il materiale argilloso stabilizzato, rendendolo del tutto insensibile alle azioni dell'acqua (rigonfiamenti e ritiri) ed alle azioni del gelo-disgelo, trasformando l'argilla in materiale permanentemente "consolidato" al fine di supportare i futuri carichi agenti.

La stabilizzazione a calce e/o cemento si applica ogni qualvolta si debbano consolidare strati di materiali prevalentemente argillosi, sia presenti in sito che terreni di riporto al fine di ottenere piani di posa e/o rilevati con elevate e stabili capacità portanti.

La metodologia si può applicare a:

- Formazione di piani di posa per strade, ferrovie, autostrade, aeroporti e altre opere infrastrutturali.

→ Parcheggi, urbanizzazioni e piazzali industriali.

- Argini e bacini per canali, bonifiche e discariche.
- Piste ciclabili e per impiantistica sportiva in genere.
- Piste e piazzali per cantieri e per manifestazioni fieristiche.

L'effetto calce sulla terra si esplica nei seguenti modi:

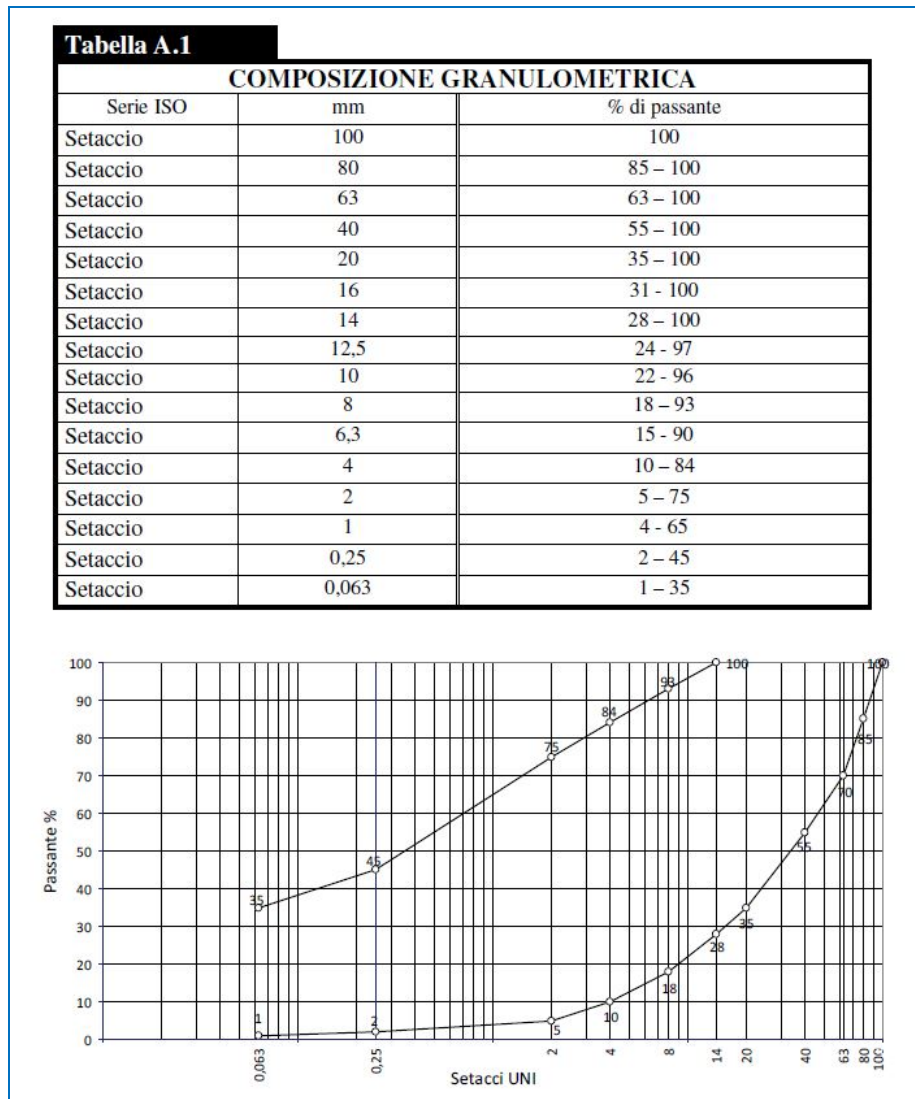
- immediato e fortissimo abbattimento dell'affinità all'acqua delle argille;
- drastica riduzione dell'indice di plasticità e di rigonfiamento con notevole incremento dell'indice CBR;
- aumento del grado di lavorabilità delle terre fini plastiche;
- grande incremento delle resistenze all'erosione ed all'azione gelo-disgelo;
- eliminazione di possibile contaminazione dello strato trattato ad opera di particelle fini argillose presenti nei terreni naturali sottostanti non trattati;
- indurimento lento ma graduale e costante dato dallo svilupparsi delle reazioni pozzolaniche cementanti nei minerali argillosi e nei componenti silicei presenti nelle terre, una volta intimamente poste a contatto con la calce.

In breve, tutto ciò sta a significare che vi è un notevole incremento della capacità portante della terra trattata, sia a breve che ancor più a lungo termine, in quanto le reazioni pozzolaniche innescate dalla calce, continuano nel tempo.

La tecnica consiste nella miscelazione, con idonee macchine stabilizzatrici (es. pulvimixer), di calce e cemento. L'intervento può essere realizzato direttamente sullo strato (o sugli strati) esistente, ovvero su materiali precedentemente fresati e rimossi, per consentire la stabilizzazione a calce del sottofondo, e successivamente riportati per realizzare la nuova fondazione (stabilizzata). La stessa tecnica può essere applicata per il trattamento di materiali di primo impiego non idonei (caratterizzati da comportamento plastico, oppure con scarso potere coesivo) per strati di fondazione stradale.

L'impiego della calce, in aggiunta al cemento, è necessario nei casi in cui il materiale da stabilizzare presente indice di plasticità $IP > 6$.

Il materiale da trattare è generalmente costituito dalla vecchia fondazione, eventualmente integrata con una parte dei sovrastanti strati di conglomerato bituminoso (fresato) e dal terreno di sottofondo. Possono altresì essere impiegate le terre da scavo, aggregati naturali e/o di riciclo. La granulometria della miscela da trattare deve rientrare nel seguente fuso granulometrico riportato in Tabella:



Il terreno in sito può essere trattato con calce e/o legante idraulico quando presenta un contenuto di materiale organico non superiore al 3% e una percentuale di solfati (SO₃), determinata secondo le norme UNI EN 1744-1, non superiore allo 0,3%.

I **cementi** impiegati dovranno essere qualificati in conformità al Regolamento prodotti da costruzione 305/2011/CPR con dichiarazione di prestazione (DoP). Ciascuna fornitura dovrà essere accompagnata dalla marcatura CE attestante la conformità all'appendice ZA della norma europea armonizzata UNI EN 13282-1 (Rapid gardening hydraulic road binders) e UNI EN 13282-2 (Normal gardening hydraulic road binders).

Deve essere usato legante idraulico resistente ai solfati (SR 0), a basso calore d'idratazione. La Direzione Lavori può autorizzare l'impiego di cementi diversi a seguito di motivata richiesta presentata dall'Impresa.

La **calce** impiegata deve essere prodotta e qualificata in conformità al Regolamento prodotti da costruzione 305/2011/CPR con dichiarazione di prestazione (DoP). Ciascuna fornitura dovrà essere accompagnata dalla marcatura CE attestante la conformità all'appendice ZA della norma europea armonizzata UNI EN 459-1. La calce impiegata deve essere delle classi CL 90 o CL 80.

L'**acqua** deve essere esente da impurità dannose, oli, acidi, alcali, materia organica, frazioni limo-argillose e qualsiasi altra sostanza nociva. In caso di dubbio la Direzione Lavori richiederà la verifica di idoneità ai sensi della norma UNI EN 1008.

L'individuazione del dosaggio del legante (legante idraulico ed eventualmente della calce) e dell'umidità ottima di costipamento deve scaturire da specifici studi eseguiti presso i Laboratori Ufficiali o Autorizzati di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001.

Accettazione della miscela: L'Appaltatore è tenuto a presentare alla Direzione Lavori, almeno 15 giorni prima dell'inizio della posa in opera, i risultati ottenuti dalle predette prove e quindi la percentuale di calce che intende adottare. Acquisita l'approvazione della Direzione Lavori, potrà procedere all'impiego della miscela. Le miscele adottate dovranno possedere i requisiti riportati nella seguente tabella:

Tabella B.1		MISCELA STABILIZZATA A CALCE E CEMENTO			
Requisito	Norma	Simbolo	Unità di misura	Valori richiesti	Classi di resistenza
Resistenza a compressione a 28gg	UNI EN 13286-41	R _c	MPa	2.5 ≥ R _c ≤ 5	C 3/4 - C 5/6
Resistenza a trazione indiretta a 28gg	UNI EN 13286-42	R _t	MPa	≥ 0.25	
Modulo di rigidezza a 28 gg – 124ms (*)	UNI EN 12697 – 26 Appendice C	S	GPa	3,0 – 8,0	Categoria T2 – T4

(*) Su provini confezionati con 100 rotazioni della pressa giratoria

In ogni caso la quantità di calce aggiunta non dovrà mai essere inferiore al 2,0% in peso, pena la rimozione dell'intero strato di materiale a totale onere e cura dell'Appaltatore.

Posa in opera: L'operazione di miscelazione dovrà essere preceduta da quella di frantumazione degli strati esistenti mediante passate successive di idonea fresa o della stessa macchina stabilizzatrice.

Nel caso di riporto di materiali in precedenza fresati, oppure di integrazione si dovrà procedere allo spianamento in modo da realizzare in modo costante lo spessore previsto in progetto.

Terminata l'operazione, si dovrà stabilire l'umidità del materiale in sito, procedendo con metodi speditivi, ed eseguendo le verifiche in più punti ed a più profondità.

Nel caso che i valori si discostano dal valore di umidità ottima, determinato a seguito delle prove di laboratorio sopra descritte e concordato con la Direzione Lavori, in valore assoluto maggiore del ± 2

%, si dovrà areare il materiale in caso di eccesso di umidità, oppure ad annaffiare se troppo asciutto, per raggiungere il grado di umidità desiderato.

Acquisita l'umidità ottima o comunque compresa nel range sopra definito, si procederà alla stesa del cemento, mediante impiego di spanditore a dosaggio volumetrico regolato in funzione della velocità di avanzamento, tale da raggiungere la percentuale prevista in sede di progetto della miscela. Ultimata la stesa del cemento si procederà alla miscelazione che dovrà essere realizzata con una o due passate di pulvimixer. Qualora il materiale a causa della sua plasticità richiedesse il pre-trattamento a calce si procederà con le stesse modalità indicate per il cemento, adottando il dosaggio previsto nel progetto della miscela, salvo eventuali modifiche (di dosaggio) ordinate dalla Direzione dei Lavori. Dopo la miscelazione della calce con una o due passate di pulvimixer si passerà alla stesa del cemento cui seguirà la miscelazione, lo spianamento mediante grader, per ottenere andamenti plano-altimetrici regolari, e la compattazione, con rullo vibrante, di peso superiore a 12 ton, e rullo gommato di peso superiore a 15 ton, fino a raggiungere densità del secco pari (o superiori) al 98% di quelle ottenute in laboratorio con la prova AASHO modificata.

Lo spandimento del cemento ed eventualmente della calce dovrà interessare una superficie non superiore a quella che potrà essere trattata nella stessa giornata lavorativa e non dovrà mai essere effettuato in presenza di forte vento per garantire la sicurezza del personale operante, che dovrà comunque essere dotato di maschere protettive, e l'esattezza del dosaggio della miscela. Le modalità operative indicate e le macchine impiegate comporteranno la creazione di giunti trasversali e longitudinali. I giunti longitudinali ottenuti dalla lavorazione di strisce contigue devono essere sovrapposti per almeno 15 cm. Nei giunti trasversali la miscela già costipata va ripresa in tutte quelle zone nelle quali il contenuto di cemento e/o calce, lo spessore, o il grado di compattazione siano inadeguati e/o disomogenei.

Le riprese dovranno essere eseguite all'inizio della successiva giornata lavorativa, nello strato indurito, in modo da presentare superficie verticale, per evitare che si manifestino successive fessurazioni. La lavorazione (stabilizzazione) non dovrà, di norma, essere eseguita con temperature ambiente inferiori a 5°C e superiori a 25°C, né sotto la pioggia. Potrà tuttavia essere consentita a temperature comprese tra i 25°C e i 30°C a condizione che lo strato di protezione con emulsione bituminosa sia realizzato immediatamente dopo la miscelazione e la compattazione. Le condizioni ideali di lavoro si hanno con temperature di 15°C ÷ 18°C ed umidità relative del 50% circa; temperature superiori saranno ancora accettabili con umidità relative anch'esse crescenti; comunque è opportuno, anche per temperature inferiori alla media, che l'umidità relativa dell'ambiente non scenda al di sotto del 15%, in quanto ciò potrebbe provocare ugualmente una eccessiva evaporazione.

Strati eventualmente compromessi dalle condizioni meteorologiche, o da altre cause, dovranno essere rimossi e sostituiti a totale cura e spese dell'Impresa.

La superficie finita, controllata a mezzo di un regolo di m 4,00 di lunghezza, disposto secondo due direzioni ortogonali, non dovrà scostarsi dalla sagoma di progetto di oltre 1 cm e tale scostamento non potrà essere che saltuario. Qualora si riscontri un maggior scostamento dalla sagoma di progetto, non è consentito il ricarico superficiale e l'Impresa dovrà rimuovere lo strato per il suo intero spessore a sua totale cura e spese.

Una volta ultimate le operazioni di costipamento e finitura, qualora lo strato trattato non venga ricoperto entro 24 ore con uno strato di conglomerato bituminoso sarà opportuno stendere a protezione dello strato ultimato un velo di emulsione bituminosa a lenta rottura in ragione di 1,5 Kg/mq saturata con sabbia, o, in alternativa, mantenere umida la superficie dello strato con almeno tre

irrorazioni di acqua al giorno. Il transito di cantiere potrà essere ammesso sullo strato a partire dal terzo giorno dopo quello in cui è stata effettuata la stabilizzazione e limitatamente ai mezzi gommati.

10 CONCLUSIONI

Preso in considerazione quanto detto, vista la caratterizzazione geologica e idrogeologica del sito, non si riscontrano specifiche pregiudiziali di carattere geologico alla realizzazione dei lavori in progetto, fatte salve le prescrizioni sopra riportate e di cui dovrà tener conto in modo particolare la relazione geotecnica di progetto, come prescritta dal DM del 14 gennaio 2008 ("Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni").

Si consiglia altresì:

- di seguire tutte le indicazioni descritte nel presente lavoro;
- di verificare, a scavi aperti, le omogeneità delle caratteristiche geologiche-geotecniche adottate e l'eventuale presenza di acqua (metodo "osservazionale" indicato nel Testo Unico sulle Costruzioni).