

*Dott. Ing. Gilberto Dallavalle  
Piazza di Porta Maggiore n. 5 - 40139 Bologna  
mail: ceccoliassociati@ceccoliassociati.it - tel: 051 399542 - fax: 051 399512*

# **COMUNE DI BOLOGNA**

## **OSPEDALE BELLARIA VIA ALTURA N. 3 - BOLOGNA BUNKER PER RADIOTERAPIA**

### **PROGETTO DI MIGLIORAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO DENOMINATO "BUNKER PER RADIOTERAPIA"**

## **REL02**

### ***RELAZIONE GEOLOGICA E PROVE SPERIMENTALI SUL TERRENO DI FONDAZIONE***

**Il Committente:**

Azienda USL Bologna  
Via Castiglione n. 29 - Bologna  
Direttore Dipartimento Tecnico Patrimoniale  
dott. ing. Francesco Rainaldi

**Il tecnico incaricato:**

Dott. Ing. Gilberto Dallavalle  
Piazza di Porta Maggiore, 5 – 40137 Bologna

**I collaboratori:**

Dott. Ing. Friedrich Drollmann  
Dott. Ing. Giada Gasparini

Bologna, 06 febbraio 2014

INDICE

1.	RELAZIONE GEOLOGICA.....	2
2.	INDAGINE SISMICA SUL TERRENO.....	2

## **1. RELAZIONE GEOLOGICA**

Relazione geologica per "*Ampliamento della centrale frigorifera dell'Ospedale Bellaria di Bologna*", a firma dott. geol. Domenico Beltrame, redatta in data aprile 2010.

## **2. INDAGINE SISMICA SUL TERRENO**

Indagine sismica su suolo di fondazione per una centrale di refrigerazione, a firma dott. geol. Silvia Castellaro, redatta in data 22/03/2010 ("*Indagine sismica su suolo di fondazione per un centrale di refrigerazione*").

**Dott. Domenico Beltrame**

GEOLOGO (Ordine dei Geologi R. Emilia Romagna n. 453)  
P. IVA 02046491201 - C.F. BLT DNC 58R29 A944G

---

Comune di Bologna

Provincia di Bologna

AMPLIAMENTO DELLA CENTRALE FRIGORIFERA  
DELL'OSPEDALE BELLARIA DI BOLOGNA

RELAZIONE GEOLOGICA

Committente: S.T.I.A. Studio Tecnico di Ingegneria Applicata s.r.l.

Zola Predosa (Bo) aprile 2010

---

Studio: via Marzabotto 9 - 40069 - Zola Predosa (Bo) - Tel. 051/754948  
Domicilio Fiscale: via del Monte 12 - 40068 – San Lazzaro di Savena (Bo)

## INDICE

<u>Sintesi dello studio</u> .....	Pag. 1
<u>Riferimenti normativi</u> .....	" 3
<u>Inquadramento geologico e morfologico</u> .....	" 4
<u>Stato dei luoghi</u> .....	" 6
<u>Caratteri del primo sottosuolo</u>	
a) Metodologie di indagine.....	" 7
b) Caratteri litologici ed idrogeologici.....	" 9
c) Caratteri geomeccanici.....	" 11
<u>Valutazioni geotecniche indicative</u> .....	" 14
<u>Condizioni di stabilità</u> .....	" 17
<u>Condizioni di edificabilità</u> .....	" 18
<u>Allegati</u> .....	" 20

## SINTESI DELLO STUDIO

La presente relazione geologica è prodotta a corredo del progetto di costruzione di un fabbricato tecnologico, previsto quale ampliamento della centrale frigorifera dell'Ospedale Bellaria di Bologna.

In particolare, il progetto consiste nella realizzazione di uno stabile ad un unico piano fuori terra ed a pianta rettangolare di 15 x 12 m, contiguo alla centrale di medesime dimensioni e tipologia in essere sul lato orientale del fabbricato denominato "Edificio B", all'interno del complesso di via Altura.

Oltre ad alcuni sopralluoghi, lo studio si è principalmente articolato nella raccolta di dati bibliografici e nell'elaborazione dei risultati evinti da una recente campagna di indagini in sito, consistita nell'esecuzione di alcune prove sismiche e nella perforazione di due prove penetrometriche statiche e di un sondaggio per trivellazione a secco.

Le risultanze emerse hanno permesso la definizione del contesto geomorfologico di appartenenza e delle principali caratteristiche litostratigrafiche, idrogeologiche, geomeccaniche e sismiche dei terreni del primo sottosuolo, consentendo di verificare le condizioni di fattibilità dell'intervento.

Per quanto desunto e come di seguito articolato, la porzione in esame è dotata di un sufficiente grado di edificabilità, dato da condizioni geomorfologiche stabili e da terreni di fondazione che sebbene di usuale consistenza, sono sepolti da un primo ed importante spessore di terreni di riporto.

Tale intorno risulta privo di particolari vulnerabilità ambientali e di falde idriche sotterranee di carattere permanente, attestate nelle immediate profondità.

Sotto il profilo sismico e pur rimandando alla specifica relazione redatta dalla Dott.sa Geol. Silvia Castellaro, facente parte degli elaborati progettuali, si evidenzia come non siano attesi fenomeni di amplificazione di origine topografica e come i terreni di fondazione debbano essere ricondotti alla Categoria di Suolo C del DM del 14/01/2008, recante "Norme Tecniche per le Costruzioni".

In termini edificatori, sono previsti interventi di ben scarsa incidenza sui terreni di fondazione, i quali non comporteranno alcun aggravio delle condizioni di stabilità e delle attuali valenze paesaggistiche ed ambientali del sito.

## RIFERIMENTI NORMATIVI

La presente relazione e le pertinenti indagini sono state elaborate e condotte in ottemperanza alla seguente normativa

- Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche, Associazione Geotecnica Italiana, giugno 1977;
- Ordinanza n° 3274 del PCM del 20 marzo 2003, recante "Primi Elementi in Materia di Criteri Generali per la Classificazione Sismica del Territorio Nazionale e di Normative Tecniche per le Costruzioni in Zona Sismica";
- Eurocodice Ec7 per l'Ingegneria Geotecnica: UNI EN 1997-1/2005; UNI EN 1997-2/2007;
- DM 14 gennaio 2008 recante "Norme Tecniche per le Costruzioni" e circolare esplicativa del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 05 agosto 2009 (G.U. n° 187 del 13/08/2009).



## INQUADRAMENTO GEOLOGICO E MORFOLOGICO

L'area in esame ricade nella Sezione 221090 "Bologna Sud" della Carta Tecnica Regionale della Regione Emilia-Romagna e si svolge presso il margine tra il pedeappennino e l'alta pianura alluvionale bolognese, ad una quota di circa 95 m slm.

In maggiore dettaglio, ci troviamo sulle quote basali del primo rilievo posto in destra idrografica del Torrente Savena e subito a Sud dell'abitato di San Lazzaro di Savena, in un contesto a scarsa densità edilizia, unicamente impegnato dalle strutture dell'Ospedale Bellaria ed inserito nella circostante campagna condotta a fini agricoli.

Sotto il profilo geomorfologico, tali intorni insistono sul dorso di un vasto dosso strutturale sotteso dal Torrente Savena e dal Rio Pontebuco, qui caratterizzato da un ampio penepiano avente un pur debole gradiente topografico in direzione Nord, proprio dell'area di appartenenza.

In tale ambito ed oltre ad una secondaria rete di elementi minori, l'idrografia dei luoghi è sostanzialmente rappresentata dall'asta del Torrente Savena e da quella di un suo pur breve ed effimero fosso affluente, i quali scorrono a poco più di 400 m a Nord Ovest ed a circa 40 m ad Est dal sito.

Il primo sottosuolo è impegnato da sedimenti clastici continentali di provenienza appenninica e di età relativamente recente (Pleistocene-Olocene), riconducibili ai depositi di terrazzo e di conoide alluvionale del Torrente Savena, solitamente caratterizzati da giaciture alquanto irregolari e complesse, con significative variabilità litologiche ed anisotropie tessiturali e granulometriche.

In particolare, dall'esame della Carta Geologica dell'Appennino Emiliano-Romagnolo a scala 1:10.000 (RER, Sezione 221090 "Bologna Sud"; ed. 2006), risulta come il luogo insista sui depositi del Subsistema di Bazzano, del Pleistocene medio, principalmente costituiti da ghiaie passanti a sabbie e limi, con limi ed argille di piana inondabile e/o eluvio-colluviali.

Ancora in estrema sintesi, si riporta come detta unità venga descritta avere uno spessore di poche decine di metri, un limite superiore coincidente col piano topografico ed un limite inferiore inconforme sulle sottostanti unità marine, qui

rappresentate dalle Sabbie di Imola, di ambiente litorale e di età pleistocenica, affioranti oltre l'area in esame.

Seppure in termini secondari, resta da segnalare come la Carta Geologica Regionale a scala 1:25.000 (RER, Foglio 221 Bologna SO-SE), cartografi, all'interno della medesima area, un sovrascorrimento tettonico con fronte di accavallamento sepolto riferito al Pleistocene medio-superiore, avente immersione Sud Sud Ovest e direzione pressoché parallela al bordo appenninico.

Per quanto al contesto di appartenenza ed oltre a rilevare come la Carta del Rischio Geo-Ambientale (RER; ed. 1994), inserisca gli stessi luoghi presso il margine di una zona di ricarica dell'acquifero con protezione della falda insufficiente, si evidenzia come non sia cartografata e/o in essere alcuna forma di rischio ambientale e d'instabilità gravitativa.

Infine, sotto il profilo del rischio sismico, l'Ordinanza n° 3274 del PCM del 20/03/03 iscrive i territori del Comune di Bologna e del confinante Comune di San Lazzaro di Savena alle aree sismiche a basso grado di sismicità e li classifica Zona 3, con valore di ancoraggio dello spettro di risposta elastico pari a  $a_g/g = 0,15$ .

## STATO DEI LUOGHI

La porzione in progetto di essere edificata si svolge sul fianco orientale del dosso morfologico di appartenenza, qui caratterizzato, oltre alla pur debole e più generale pendenza parallela al versante, da un breve e contenuto gradiente trasversale che raccorda la pur modesta incisione valliva del citato affluente alle soprastanti quote del penepiano.

In termini locali, tale andamento risulta oggi alterato dai precedenti interventi edilizi pertinenti la realizzazione della strada di accesso ai fabbricati e la costruzione dell'Edificio B" e del "Padiglione E", i quali sorgono subito a Ovest e poco più a Nord del sito.

In particolare, la porzione insiste su di un tratto pianeggiante, contiguo al ripiano che ospita il parcheggio dell'Edificio B" ed altresì contenuto tra l'attuale centrale tecnologica ed il prospiciente prato, a sufficiente distanza dal ciglio dell'acclive scarpata del fosso, il quale scorre a poco più cinque metri di dislivello dall'attuale piano campagna.

Oltre a questo, si rileva come lungo detto ciglio di scarpata sia segnalata la presenza di un metanodotto sepolto e si osserva come i rimanenti intorno a Sud ed a Nord del sito siano caratterizzati da un andamento subpianeggiante e lievemente ondulato, presumibilmente ascrivibile a trascorse modellazioni del piano morfologico ed ad un crescente riporto di terreni verso il ciglio della scarpata.

In merito alle condizioni di stabilità dei luoghi e segnalando la sensibile acclività della scarpata del fosso, comunque estranea all'intervento in oggetto, si evidenzia come il sito di prevista edificazione versi in condizioni di stabilità e sia privo di un qualsiasi fattore d'instabilità potenziale.

Oltre a questo, si rileva come le adiacenti strutture siano altresì prive di significativi indizi d'instabilità del sistema fondale.

## CARATTERI DEL PRIMO SOTTOSUOLO

### a) Metodologie di indagine

Le caratteristiche del primo sottosuolo sono state essenzialmente desunte attraverso due prove penetrometriche Cone Penetration Test (CPT1 e CPT2), svolte nel marzo 2010 dall'impresa Geo-tecnica Edilpali di Funo di Argelato (Bo).

Tali perforazioni sono state eseguite tramite un penetrometro statico con cella di carico da 20 ton a lettura analogica, munito di una punta meccanica standard di tipo Begemann, con manicotto di frizione per la misura della resistenza di attrito laterale locale, montato su di un trattore con contrasto a zavorra.

Dette prove hanno raggiunto la profondità di -12,0 m dal piano campagna (pc).

I risultati delle prove sono illustrati nei grafici in allegato, ove sono riportati, in forma diagrammatica ed in funzione della profondità, i valori registrati di resistenza alla punta (qc) e di resistenza di attrito laterale locale (fs), espressi in kg/cm<sup>2</sup>.

Viene altresì riportata una classificazione orientativa dei terreni attraversati, ricavata dal rapporto qc/fs (Begemann; 1965).

Al fine di meglio determinare le caratteristiche litologiche ed idrogeologiche del primo sottosuolo, è stato altresì condotto un sondaggio meccanico per trivellazione a secco (S1), svolto con una sonda a rotazione Atlas Copco B 30 ed una batteria di aste elicoidali di 152 mm di diametro.

Tale sondaggio, ubicato nella stessa stazione d'indagine della CPT1, è stato spinto fino a -6,0 m di profondità dal pc.

La stratigrafia del sondaggio, il servizio fotografico e l'ubicazione delle descritte indagini sono riportate in allegato al presente fascicolo.

In tale ambito, si evidenzia come il pc della stazione d'indagine di CPT2 (ST2), sia posto ad una quota di +40 cm rispetto al pc della stazione d'indagine di CPT1 e S1 (ST1).

In merito alla definizione dei parametri sismico progettuali, sono state eseguite 1 prova attiva MASW (Multichannel Analysis of Surface), 1 prova passiva ReMi (Refraction Microtremor) e 3 acquisizioni del microtremore ambientale a stazione singola.

Tale campagna di indagini è stata svolta nel marzo 2010 dalla Dott.sa Geol. Silvia Castellaro e condotta in ottemperanza al DM 14/01/2008.

In maggiore dettaglio e pur rimandando interamente alla specifica relazione, dette indagini hanno consentito di stimare la velocità delle onde sismiche di taglio  $V_s$ , di stimare la densità dei terreni nei primi metri di profondità, di misurare le frequenze di risonanza dei terreni e di ricostruirne la stratigrafia sismica.

Infine, sebbene in termini preliminari ai successivi e descritti accertamenti, è stata utilmente consultata una relazione geologica fornita alla S.T.I.A. srl dall'Azienda USL Città di Bologna, redatta il 20/11/1996 dal Dott. Geol. Franco Ori e pertinente le indagini all'ora eseguite in merito alla costruzione dell'adiacente "Edificio B".

## **b) Caratteri litologici ed idrogeologici**

Il primo sottosuolo è sostanzialmente caratterizzato dalla sovrapposizione di tre principali unità litologiche, quali un più superficiale e cospicuo intervallo di terreni di riporto, un sottostante spessore di terreni alluvionali ed un più profondo substrato dato dalla formazione in posto, non interessato dalle perforazioni condotte dallo scrivente ma rilevato indagini sismiche condotte dal Geol. Castellaro e da quelle svolte per la costruzione dell'Edificio B".

In tale ambito, viene di seguito resa una descrizione litologica dei terreni effettivamente sondati dallo scrivente, costituenti il volume di fondazione significativo del previsto intervento.

### Terreni di riporto (Unità A)

A partire dal piano campagna è presente un primo e più superficiale spessore di terreni di riporto, in sostanziale aumento verso Est, in direzione del ciglio di scarpata.

A questo proposito, mentre presso la stazione ST1, adiacente l'attuale centrale tecnologica, detti riporti raggiungono quota -2,0 m dal pc, lungo la verticale della prova CPT2 gli stessi insistono fino a -3,0 m dal pc.

Per quanto evinto durante il sondaggio S1, trattasi di prevalenti argille limose ad umidità da media ad elevata, di colore giallastro passante al grigio nocciola con la profondità, con ghiaie e frammenti di laterizi, sovrastate da un mezzo metro circa di sottofondo costituito da ghiaie e frammenti di laterizi in scarsa matrice argillosa.

### Terreni alluvionali (Unità B)

Da -2,0÷3,0 m dal pc e fino alle quote di fine perforazione, si ritrova una successione di terreni alluvionali eterogenei, relativamente caratterizzati da una sensibile discontinuità laterale.

In particolare ed all'interno di questo intervallo, è possibile distinguere un primo spessore di terreni prevalentemente argillosi (Unità BA1), un sottostante spessore di terreni ghiaiosi (Unità BC) ed un più profondo spessore di terreni ancora argillosi (Unità BA2), la cui natura litologica è stata desunta tramite i soli andamenti penetrometrici.

In maggiore dettaglio e per quanto evinto durante il sondaggio S1:

- i più superficiali terreni argillosi (Unità B<sub>A1</sub>), sono in essere da -2,0 a -4,4 m di CPT1 e da -3,0 a -4,6 m di CPT2 e sono rappresentati da argille limose di colore bruno nocciola, in breve passanti ad un colore giallastro, ad umidità da media ad elevata e consistenza apparente plastico dura, con rari frustoli carboniosi e rare ghiaie diffuse;
- i sottostanti terreni ghiaiosi (Unità B<sub>G</sub>), sono in essere da -4,4 a -9,0m di CPT1 e da -4,6 a -10,8 m di CPT2 e sono rappresentati da sparse ghiaie diffuse e poco addensate in abbondante e talvolta prevalente matrice argilloso limosa di colore giallastro, ad umidità elevata e consistenza apparente plastica, con secondarie percentuali sabbiose diffuse e/o organizzate in spessori di ordine decimetrico;
- i più profondi terreni argillosi presunti (Unità B<sub>A2</sub>), sono in essere da -9,0 a -12,0 m di CPT1 e da -10,8 a -12,0 m di CPT2 e paiono ascrivibili a termini pelitici privi di apprezzabili frazioni granulari.

Al di sotto di queste quote ed a circa 15 m di profondità, le indagini sismiche hanno rilevato la presenza delle formazione in posto, rappresentata dai depositi prevalentemente sabbiosi ed arenitici e subordinatamente pelitici delle Sabbie di Imola.

Sotto il profilo idrologico ed in accordo con i risultati delle indagini descritte dal Dott. Ori, si riporta come, sebbene al termine di un inverno particolarmente ricco di precipitazioni meteorologiche, le perforazioni condotte non abbiano intercettato alcun corpo idrico sotterraneo di carattere permanente e/o di entità comunque apprezzabile.

Ciò nonostante, considerando le più generali condizioni geomorfologiche del sito e gli osservati tassi di umidità naturale dei terreni, non si esclude che gli intervalli sondati possano esser soggetti ad una pur debole e discontinua circolazione idrica data da acque di prima infiltrazione.

### c) Caratteri geomeccanici

Le seguenti tabelle n° 1 e 2 riepilogano i campi di esistenza dei valori nominali di resistenza alla punta ( $q_c$ ), i derivati ordini medi ( $q_{c_m}$ ) ed i medesimi ordini medi considerati in termini significativi ( $q_{c_s}$ ), resi per intervalli relativamente omogenei ed in funzione sia delle unità litologiche sopra descritte, sia della natura geotecnica dei terreni testati.

In termini generali ed al di sotto delle profondità impegnate dai terreni di riporto, risulta una successione di terreni dotata di usuali ordini di resistenza penetrometrica.

In tale ambito, mentre i terreni prevalentemente argillosi delle Unità B<sub>A</sub> offrono ordini di  $q_{c_s}$  compresi tra 26 e 52 kg/cm<sup>2</sup>, le tessiture della lente ghiaiosa (Unità B<sub>G</sub>), evidenziano, in funzione di ordini di addensamento assai variabili e/o di eterogeneità litologiche e/o di locali prevalenze della matrice argillosa, termini di  $q_{c_s}$  dispersi tra 19 e 90 kg/cm<sup>2</sup>.

Sotto questo profilo, si osserva infine come le due prove penetrometriche offrano valori leggermente differenziati, con le resistenze migliori distribuite lungo la verticale CPT2.



Tabella 1  
CPT1

Unità ed Intervalli Penetrometrici								
Un.	Int.	da -m	a -m	h cm	qc kg/cm <sup>2</sup>	qc <sub>m</sub> kg/cm <sup>2</sup>	qc <sub>s</sub> kg/cm <sup>2</sup>	Tipologia
A	1	0,6	1,2	120	5÷19	11	5	TR
	2	1,2	2,0	80	13÷24	17	13	
B <sub>A1</sub>	3	2,0	3,6	160	30÷35	33	33	TC
	4	3,6	4,4	80	24÷28	26	26	
B <sub>G</sub>	5	4,4	4,8	40	54÷76	65	50	TG
	6	4,8	5,6	80	40÷50	43	40	TC
	7	5,6	6,6	100	28÷110	68	40	TG
	8	6,6	7,2	60	12÷30	22	19	TC
	9	7,2	8,2	100	38÷120	82	80	TG
	10	8,2	9,0	80	30÷47	38	30	
B <sub>A2</sub>	11	9,0	12,0	300	38÷49	42	42	TC

TR = Terreni di riporto o comunque alterati, di prevalente natura pseudo coesiva

TC = Terreni prevalentemente coesivi e pseudo coesivi

TG = Terreni prevalentemente granulari e semi incoerenti

Tabella 2  
CPT2

Unità ed Intervalli Penetrometrici								
Un.	Int.	da -m	a -m	h cm	qc kg/cm <sup>2</sup>	qc <sub>m</sub> kg/cm <sup>2</sup>	qc <sub>s</sub> kg/cm <sup>2</sup>	Tipologia
A	1	0,6	2,2	220	6÷60	16	6	TR
	2	2,2	3,0	80	12÷31	22	12	
BA1	3	3,0	4,6	160	31÷41	39	39	TC
BG	4	4,6	5,0	40	36÷64	50	30	TG
	5	5,0	5,8	80	35÷62	43	36	TC
	6	5,8	6,8	100	23÷130	82	80	TG
	7	6,8	8,0	120	26÷52	41	40	
	8	8,0	8,6	60	90÷150	120	90	TC
	9	8,6	9,4	80	20÷27	23	23	
	10	9,4	10,2	80	28÷55	42	40	TG
11	10,2	10,8	60	38÷180	97	55	TC	
BA2	12	10,8	12,0	120	45÷58	52		52

TR = Terreni di riporto o comunque alterati, di prevalente natura pseudo coesiva

TC = Terreni prevalentemente coesivi e pseudo coesivi

TG = Terreni prevalentemente granulari e semi incoerenti

## VALUTAZIONI GEOTECNICHE INDICATIVE

In mancanza di specifiche prove di laboratorio e considerando le metodologie d'indagine fin qui impiegate, senz'altro utili ad una stima qualitativa delle resistenze meccaniche offerte dai terreni del primo sottosuolo ma insufficienti al fine di più precise definizioni, si procede di seguito ad una valutazione orientativa dei principali parametri geotecnici tratta sia dai risultati complessivamente evinti, sia da precedenti studi e dalla bibliografia scientifica specializzata.

In tale ambito

- 1) si assume un peso dell'unità di volume del terreno  $\gamma_n$  orientativamente pari a
  - 1,5 ton/m<sup>3</sup> per i terreni di riporto granulari dell'Unità A, orientativamente in essere dal pc a -0,6 m;
  - 1,7 ton/m<sup>3</sup> per i restanti terreni di riporto semi coesivi dell'Unità A;
  - 1,9 ton/m<sup>3</sup> per i sottostanti terreni naturali dell'Unità B;
- 2) si assume che per i terreni coesivi e pseudo coesivi sia possibile assimilare la penetrazione dello strumento ad una rottura in condizioni non drenate e ricavare una stima della resistenza al taglio in termini di tensioni totali, tramite la relazione

$$C_u = \frac{q_{cs} + pa - \sigma_{vo}}{N}$$

dove

- $C_u$  = coesione non drenata;  
 $q_{cs}$  = resistenza alla punta significativa;  
 $pa$  = peso dello strumento;  
 $\sigma_{vo}$  = pressione totale alla quota considerata;  
 $N$  = fattore adimensionale secondo le Raccomandazioni AGI;

- 3) si assume che per i terreni incoerenti e semi incoerenti la resistenza al taglio debba essere espressa in termini di tensioni efficaci (rottura in condizioni drenate) ed in funzione del solo angolo di attrito interno  $\phi'$ , orientativamente ricavabile da relazioni empiriche e correlazioni sperimentali tra  $Q_{cm}$ ,  $\sigma'_{vo}$  e la densità relativa (Robertson e Campanella, 1983; Olsen e Farr, 1986)

dove

- $\sigma'_{vo}$  = sforzo verticale efficace dovuto al carico del terreno sovrastante

4) si assume che in conformità dei tassi di umidità naturale rilevati ed in assenza di falde idriche sotterranee, i terreni testati siano da considerarsi asciutti;

A corredo di quanto sopra, si deve altresì osservare

- come sia gli intensi rimaneggiamenti subiti, sia l'eterogenea composizione e la casuale distribuzione propria dei terreni di riporto individuati nell'Unità A, inducano a valutare l'assunzione di termini assolutamente prudenziali;
- come le alterazioni subite dai terreni coesivi e pseudo coesivi individuati nelle Unità B<sub>A</sub> e pertinenti una significativa sovraconsolidazione OC, data dagli intensi processi di pedogenesi e di mineralizzazione secondaria avvenuti nell'area, inducano a valutare l'adozione di elevati ordini del fattore N;
- come sia le eterogeneità osservate presso i terreni dell'Unità B<sub>G</sub>, sia i pur discontinui ordini di addensamento delle frazioni ghiaiose e sabbiose ivi in essere, inducano a valutare l'adozione di modesti ordini di resistenza efficace.

Da qui ed in sostanziale accordo con gli esiti delle precedenti indagini descritte nella citata relazione del Dott. Ori, si perviene ai risultati indicativi sinteticamente illustrati e suggeriti nelle seguenti tabelle n° 3 e 4.

Tabella 3

CPT1

Unità	Intervalli di resistenza penetrometrica alla punta					Resistenza al taglio	
	n°	da -m	a -m	h cm	qcs Kg/cm <sup>2</sup>	Cu Kg/cm <sup>2</sup>	$\phi'$ gradi
A	1	0,6	1,2	60	5	$\leq 0,2$	/
	2	1,2	2,0	80	13	$\leq 0,5$	/
BA1	3	2,0	3,6	160	33	1,0	/
	4	3,6	4,4	80	26	1,0	/
B <sub>G</sub>	5/10	4,4	9,0	460	19/80	/	22
BA2	11	9,0	12,0	300	42	$\geq 1,0$	/

Tabella 4

CPT2

Unità	Intervalli di resistenza penetrometrica alla punta					Resistenza al taglio	
	n°	da -m	a -m	h cm	qcs Kg/cm <sup>2</sup>	Cu Kg/cm <sup>2</sup>	$\phi'$ gradi
A	1	0,6	2,2	220	6	$\leq 0,2$	/
	2	2,2	3,0	80	12	$\leq 0,4$	/
BA1	3	3,0	4,6	160	39	1,0	/
B <sub>G</sub>	4/11	4,6	10,8	620	23/90	/	22
BA2	12	10,8	12,0	120	52	$\geq 1,0$	/

## CONDIZIONI DI STABILITÀ

Come in precedenza descritto, si ribadisce che l'area di prevista edificazione si svolge in un contesto subpianeggiante ed urbanizzato, in condizioni di stabilità e privo di potenziali fattori instabilizzanti e/o di indizi d'instabilità gravitativa.

In tale ambito, si evince come la realizzazione di quanto in progetto non comporti alcuna alterazione delle favorevoli condizioni geomorfologiche del sito, né apprezzabili variazioni dei carichi complessivi agenti sul pur lieve pendio in essere nei più significativi intorni.

Oltre a questo, si segnala come il lato orientale del futuro edificio insisterà ad oltre una ventina di metri di distanza dal ciglio della scarpata del fosso, il quale sembra essere impegnato da sensibili volumetrie di terreni di riporto, ospita un metanodotto interrato e pare privo di forme gravitative in atto.

A questo proposito, seppure estraneo al tema in esame, si suggerisce un prudenziale monitoraggio delle condizioni di detto pur breve declivio.

## CONDIZIONI DI EDIFICABILITÀ

Sulla scorta dei risultati evinti e ritenendo che gli accertamenti condotti abbiano reso un quadro sufficientemente rappresentativo del locale contesto geologico, si ritiene che l'area in esame sia idonea a quanto in progetto.

In tale ambito e pur rimandando a quanto svolto all'interno, si ribadisce come il sito sia caratterizzato da condizioni geomorfologiche favorevoli e da terreni di fondazione relativamente compatti, sebbene caratterizzati da una relativa discontinuità laterale.

Diversamente, sotto il profilo esecutivo, l'accerta presenza di una copertura di terreni di riporto di prevalente matrice argillosa, di spessore relativamente importante ed in graduale aumento verso il lato orientale del costruendo edificio, impone la necessità di procedere ad un congruo ed imprevisto approfondimento del piano di posa delle fondazioni, tale da consentire di attestarsi sui sottostanti terreni argillosi della descritta Unità B<sub>A</sub>, di buona consistenza.

D'altro canto, nel caso di un piano relativamente superficiale e posto a più usuali quote d'incastro, si ritiene come l'edificio in progetto possa essere interessato da importanti distorsioni angolari, date dallo svolgersi di cedimenti differenziali e da rotture dei terreni d'incastro, in relazione a pur modesti carichi di fabbrica.

Considerando l'approfondimento proposto e/o nel caso dell'apposita realizzazione di un eventuale piano interrato, si suggerisce altresì di non trascurare la possibilità di ipotetiche variazioni volumetriche dei litotipi argillosi date sia da successive decompressioni del piano d'imposta, sia da usuali oscillazioni dei tenori di umidità relativa.

Pur rimandando a quanto evinto in merito alle condizioni idrologiche del luogo, si suggerisce un'efficace impermeabilizzazione del piano di sedime e delle pareti contro terra dell'eventuale piano interrato, le quali dovranno esser dotate di un sistema drenante atto a garantire la captazione e lo smaltimento di occasionali acque di prima infiltrazione.

Posto il carattere puntiforme delle indagini svolte, si suggerisce altresì di appurare che detto e più profondo piano d'incastro si presenti dotato di sufficienti proprietà geotecniche.

Qualora gli scavi di alloggiamento portassero a giorno livelli e/o tasche alterate, gli stessi dovranno essere ulteriormente approfonditi e riempiti, sino alla quota di imposta o con materiale arido (tipo stabilizzato), mescolato a cemento o con getto di conglomerato magro.

I terreni di incastro non dovranno subire alterazioni e rimaneggiamenti di sorta ed eventuali acque vadose dovranno essere preventivamente allontanate, avendo cura di regolarizzare e proteggere lo stesso piano di posa con un getto di conglomerato magro.

In alternativa a detto approfondimento, si consiglia il ricorso a fondazioni profonde, del tipo a pali trivellati, sufficientemente attestate all'interno delle argille e delle ghiaie del primo sottosuolo.



**ALLEGATI**

# Indagine sismica su suolo di fondazione per un centrale di refrigerazione

Località:

Via Altura, c/o Ospedale Bellaria  
Bologna

Committente: S.T.I.A. Studio Tecnico di Ingegneria Applicata s.r.l.

Indagini e interpretazione a cura di:



dr. Geol. Silvia Castellaro  
Via Asseggiano 234/A, 30174 Venezia  
tel. 051 19985570, cell. 347 1856892

Data esecuzione indagini: 22/03/2010

## INDICE

INDICE .....	2
PREMESSA.....	3
STRUMENTAZIONE IMPIEGATA .....	4
DEFINIZIONI.....	4
UBICAZIONE DELLE MISURE E ACQUISIZIONE DEI DATI.....	4
MASW e ReMi.....	6
MISURE IN CAMPO LIBERO A STAZIONE SINGOLA .....	8
PROCEDURA DI ANALISI DATI PER STAZIONI SINGOLE H/V .....	8
MODELLAZIONE DELLA RISPOSTA DI SITO .....	12
CONCLUSIONI .....	16

## PREMESSA

Sul terreno sul quale è prevista la costruzione di una centrale di refrigerazione presso l'Ospedale Bellaria (via Altura, Bologna) è stata condotta un'indagine sismica attiva e passiva, a stazione singola e multicanale, consistente in:

- 1) una prova attiva MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves, Park *et al.*, 1999, *Geophys.*, 64, 800-808),
- 2) una prova passiva ReMi (Refraction Microtremor, Louie, 2001, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 91, 347-364),
- 3) 3 acquisizioni del microtremore ambientale a stazione singola.

Le indagini effettuate permettono rispettivamente, nell'ordine in cui sono elencate sopra:

- a. di stimare la velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) dei terreni a partire dalla velocità delle onde di superficie (Rayleigh nel caso del presente studio). La velocità delle onde di taglio è legata alla rigidità  $\mu$  dei terreni tramite la formula:  $\mu = \rho V_s^2$ , dove  $\rho$  è la densità. Poiché la densità dei suoli varia relativamente poco con la profondità (almeno nelle prime decine di metri), dalla formula si evince che i valori di  $V_s$  sono i primi indicatori della rigidità di un terreno,
- b. di misurare le frequenze di risonanza dei terreni e, tramite opportuna inversione vincolata, di ricostruire una stratigrafia sismica,

Le prove 1) e 2) permettono la ricostruzione di una stratigrafia sismica monodimensionale (1D) 'media' sotto la sezione indagata mentre la prova 3) dà una risposta maggiormente locale rispetto alla verticale di misura (sono indicativamente visibili riflettori/variazioni di dimensioni maggiori di  $\lambda$ , secondo la legge  $\lambda f = V$ , dove  $\lambda$  è la lunghezza d'onda esplorante e  $f$  la frequenza dell'onda esplorante il sottosuolo).

Le indagini sono state eseguite in ottemperanza alle Norme Tecniche sulle Costruzioni (2008).

## **STRUMENTAZIONE IMPIEGATA**

*Per la sismica in array:* si è impiegato un array digitale (*SoilSpy Rosina*, Micromed spa), collegato a geofoni verticali a frequenza propria di 4.5 Hz. La digitalizzazione del segnale avviene direttamente sui geofoni, il che elimina la possibilità di fenomeni di cross-talk lungo il cavo, migliorando il rapporto segnale-rumore. Le acquisizioni sono state condotte a frequenza di campionamento di 512 Hz.

*Per la sismica passiva a stazione singola:* le misure di microtremore ambientale sono state effettuate per mezzo di un tromografo digitale portatile progettato specificamente per l'acquisizione del rumore sismico. Lo strumento (*Tromino*<sup>®</sup>, Micromed spa) è dotato di tre sensori elettrodinamici (velocimetri) ortogonali. I dati di microtremore ambientale, amplificati e digitalizzati a 24 bit equivalenti, sono stati acquisiti per 15-20 min in ciascun sito alla frequenza di campionamento di 128 Hz.

## **DEFINIZIONI**

Il tipo di stratigrafia che le tecniche sismiche possono restituire si basa sul concetto di *contrasto di impedenza*. Per *strato* si intende cioè un'unità distinta da quelle sopra e sottostanti per un contrasto di impedenza, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso.

## **UBICAZIONE DELLE MISURE E ACQUISIZIONE DEI DATI**

*Sismica in array:* è stata dispiegata una serie di 8 geofoni, posti a distanza reciproca di 5.3 m lungo l'allineamento indicato in

Figura 1.

Le prove MASW e ReMi hanno sfruttato lo stesso allineamento di geofoni. Gli stendimenti sono stati dispiegati su superficie piana e la validità dell'assunto di sottosuolo a strati piani e paralleli alla base delle tecniche in array impiegate è stata verificata effettuando due registrazioni H/V in testa e in coda allo stendimento (TR1 e TR5).

Per la prova MASW si è energizzato in testa e in coda allo stendimento, ad una distanza di circa 3 m dall'ultimo geofono. La sorgente è costituita dalla caduta di un grave (salto dell'operatore). L'acquisizione è durata 2 secondi a partire dall'istante di superamento di soglia al geofono trigger.

Per ogni punto sono state effettuate 3 energizzazioni a titolo di confronto. Non si è volontariamente usato il segnale mediato (*stack*) per l'analisi.

Per la prova ReMi si è acquisito il microtremore sismico ambientale per 3 min consecutivi.

*Sismica a stazione singola*: le prove a stazione singola, denominate TR1, TR2, TR3 sono state ubicate come in

Figura 1. Tutti i siti risultano collocati su terreno naturale.



**Figura 1.** Ubicazione delle prove a stazione singola (cerchi gialli) e in array (linea azzurra). Foto da Google™.

## MASW e ReMi

Le due tecniche vengono presentate insieme stanti le similitudini di processing dei dati e dei risultati che possono fornire.

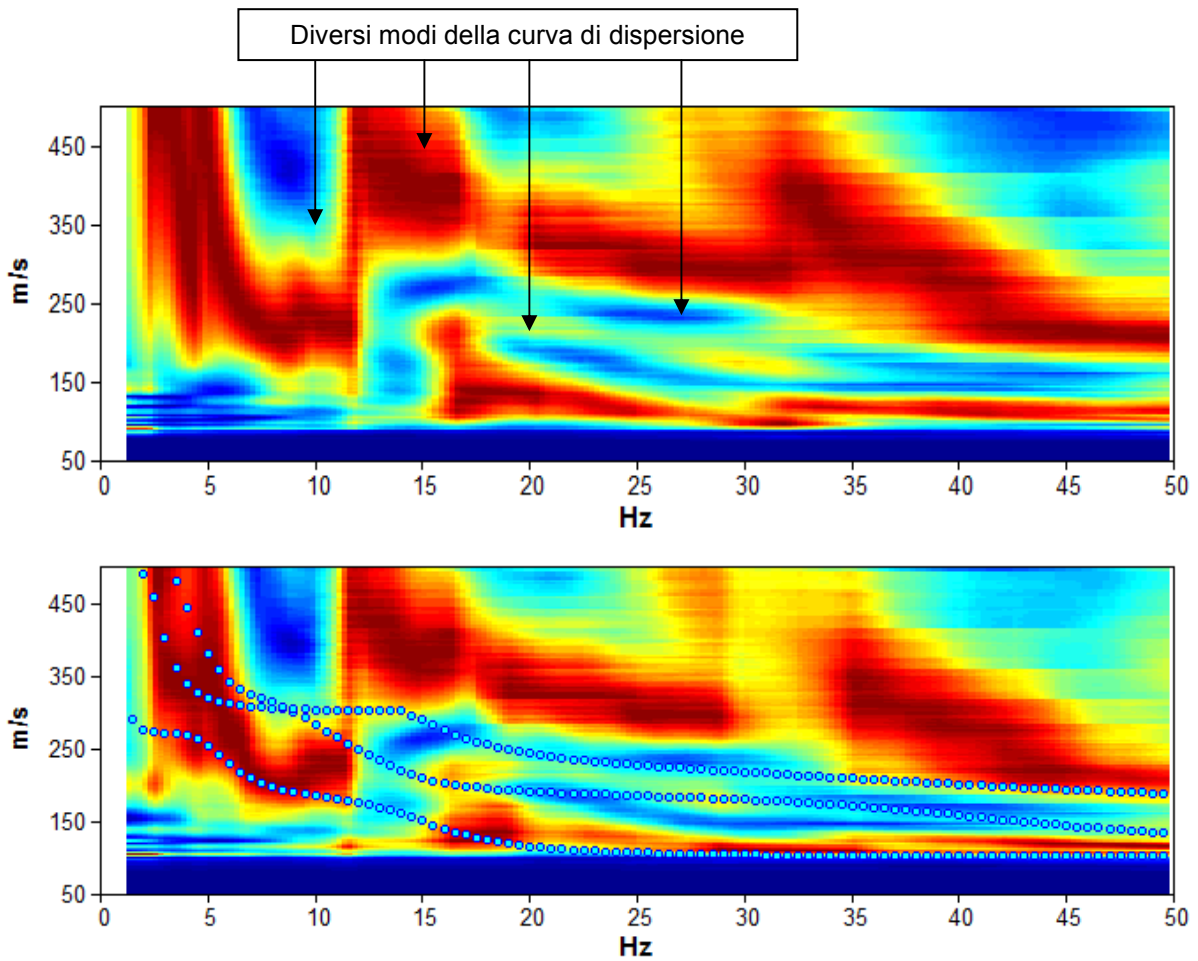
Le serie temporali multicanale ottenute da entrambe le tecniche sono state elaborate nel dominio frequenza-velocità di fase (slant-stack, e trasformata di Fourier) al fine di discriminare l'energia associata alle onde di Rayleigh. Nel caso della prova ReMi passiva l'analisi è stata effettuata su segmenti di 10 s di durata e tra tutti i segmenti si sono selezionati quelli che mostravano le velocità di fase minori.

Le curve di dispersione ottenute sono rappresentate in Figura 2 e Figura 3 dal grafico a contouring. Si osserva una segmentazione in diversi modi.

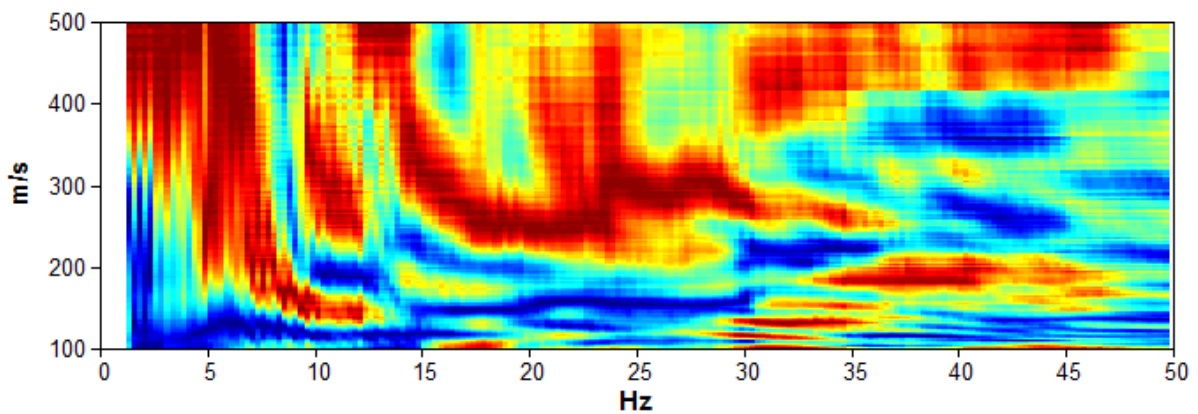
La curva di dispersione teorica che meglio approssima la curva sperimentale è rappresentata in azzurro in Figura 2 (primi 3 modi) ed è stata ottenuta per il modello di sottosuolo illustrato in Figura 6.

A partire dalla già citata legge fisica  $\lambda f = V$  (ove  $\lambda$  è la lunghezza d'onda,  $f$  la frequenza e  $V$  la velocità) e considerato che la capacità di penetrazione nel sottosuolo di questi metodi in array è all'incirca  $\lambda / 2$ , si ottiene che in questo caso lo stendimento può dare informazioni fino a  $260 \text{ m/s} / 4 \text{ Hz} / 2 \approx 30 \text{ m}$ . La restante parte del modello di sottosuolo sarà derivata dal fit congiunto di prova H/V e prove in array.

Si ricorda che con questa tecnica si ottiene una stratigrafia *media* sotto l'intero stendimento e che localmente i valori differiscono da quelli citati.



**Figura 2.** Grafico a contour: spettri di velocità di fase dell'onda di Rayleigh per lo stendimento MASW. Il limite inferiore della leggibilità di questa prova MASW è 4 Hz, che corrispondono a circa 30 m di profondità. *Linee azzurre:* primi 3 modi della curva di dispersione teorica per il modello di sottosuolo proposto per il sito. Il modello di sottosuolo è derivato dal fit congiunto delle prove in array e delle prove H/V.



**Figura 3.** Grafico a contour: spettri di velocità di fase dell'onda di Rayleigh selezionati dalla prova ReMi.



# MISURE IN CAMPO LIBERO A STAZIONE SINGOLA

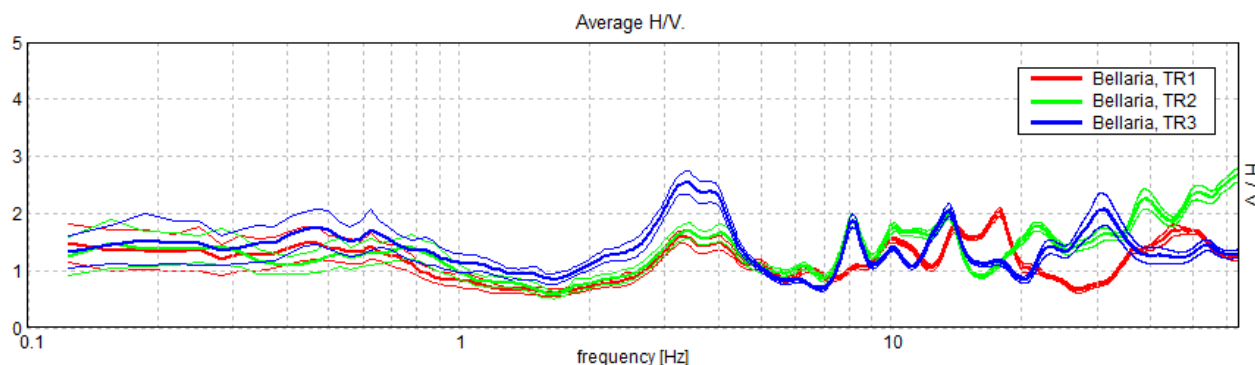
## PROCEDURA DI ANALISI DATI PER STAZIONI SINGOLE H/V

Dalle registrazioni del rumore sismico ambientale in campo libero sono state ricavate le curve H/V, secondo la procedura classica descritta per esempio in SESAME (2005) con parametri:

- ⇒ larghezza delle finestre d'analisi 20 s,
- ⇒ lisciamento secondo finestra triangolare con ampiezza pari al 10% della frequenza centrale,
- ⇒ rimozione dei transienti sulla serie temporale degli H/V.

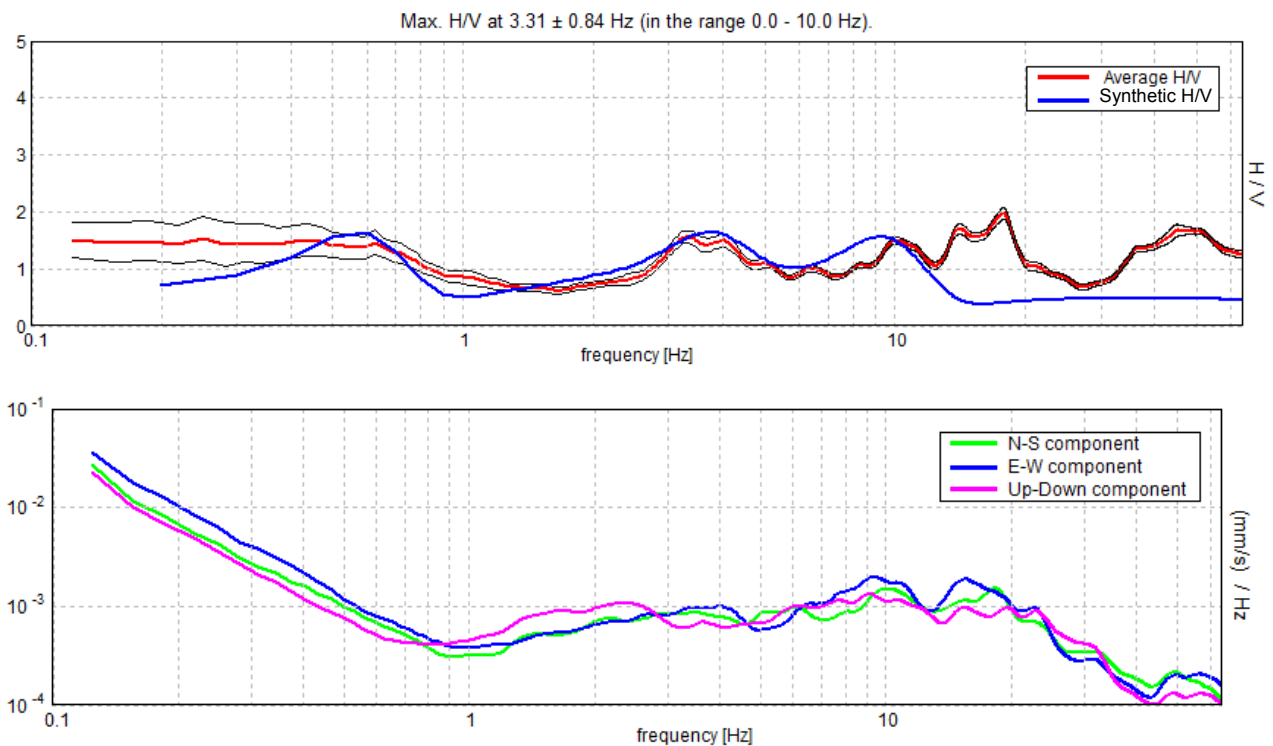
In Figura 4 sono riportate le curve H/V registrate nei tre siti dalle quali emerge una sostanziale omogeneità in tutto il dominio di frequenze (profondità). In particolare si osserva amplificazione (risonanza) a 3.5 Hz, legata al contatto tra limi superficiali e sabbie gialle a 12-15 m di profondità. Questa risonanza va considerata come significativa anche se nei siti TR1 e TR2 l'ampiezza del picco non supera il valore di 2, comportando che alcuni dei test statistici sulla significatività del picco secondo le linee guida SESAME (2005, Tabella 2) non vengano superati. E' noto però che il criterio  $H/V > 2$  non va considerato in presenza di inversioni di velocità (Castellaro e Mulargia, *Pure Appl. Geophys.*, 2009).

Nella curva H/V si osservano anche diversi picchi di origine antropica a frequenze superiori a 8 Hz. Questi sono legati ai disturbi indotti dalle centrali attive esistenti in prossimità del sito e non vanno considerati nell'analisi. Detti picchi sono comunque sovrapposti ad una debole risonanza di origine stratigrafica legata ad un contatto a bassa profondità (3-4 m, passaggio da limi argillosi a limi sabbiosi con ciottoli).



**Figura 4.** Confronto tra le curve H/V registrate nei punti TR1, TR2 e TR3. Si osserva una risonanza principale a 3.5 Hz e numerosi picchi di origine antropica sopra 8 Hz.

In Figura 6 si riporta il modello di sottosuolo in termini di Vs per il sito TR1. Tale modello è derivato dal fit congiunto della curva H/V e delle curve di dispersione da tecniche MASW e ReMi (Figura 2 e Figura 3). Il procedimento di fit impiegato è descritto in Castellaro e Mulargia, 2009, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 99, 761-773.

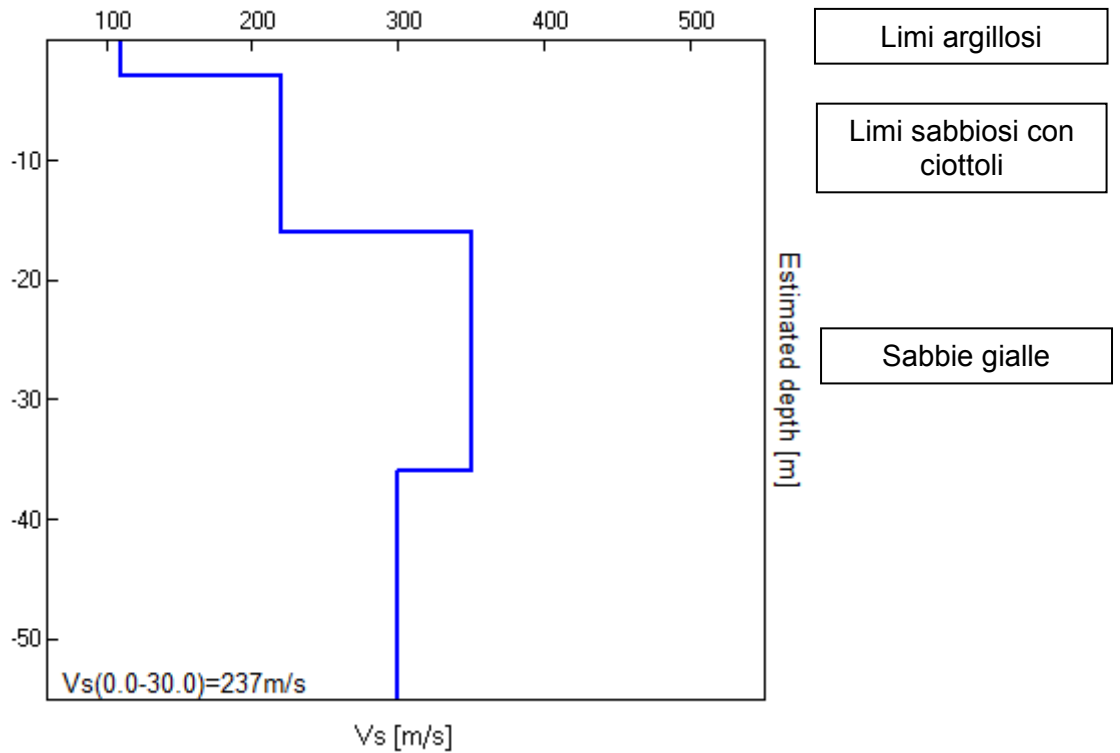


**Figura 5.** Sito TR1. *Alto:* curva H/V sperimentale (rosso) e teorica (blu) relativa al modello di sottosuolo per il sito in esame. *Basso:* spettri delle singole componenti del microtremore registrate nel sito.

Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
3.00	3.00	110	0.35
16.00	13.00	220	0.35
36.00	20.00	350	0.35
126.00	90.00	300	0.35
inf.	inf.	600	0.35

$$Vs(0-30) = 240 \pm 50 \text{ m/s}$$

**Tabella 1.** Modello di sottosuolo per il sito in esame.



**Figura 6.** Modello di sottosuolo proposto per il sito.

Il valore di velocità delle onde di taglio nello strato omogeneo equivalente ai primi 30 m di profondità ( $V_{s30}$ ) calcolato secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni (2008) come:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{V_{s_i}}}$$

dove  $h_i$  e  $V_{s_i}$  sono spessori e velocità dei singoli strati, è in media nella zona indagata  $V_{s30} = 240 \pm 50$  m/s (incertezza  $1\sigma$  dell'ordine del 10%, cfr. Mulargia e Castellaro, 2009, *Seism. Res. Lett.*, 80, 985-989). La categoria di suolo di fondazione per il sito in esame è C.

**Max. H/V at  $3.31 \pm 0.84$  Hz (in the range 0.0 - 10.0 Hz).**

**Criteria for a reliable HVSR curve**

[All 3 should be fulfilled]

$f_0 > 10 / L_w$	$3.31 > 0.50$	<b>OK</b>	
$n_c(f_0) > 200$	$3180.0 > 200$	<b>OK</b>	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Exceeded 0 out of 160 times	<b>OK</b>	

**Criteria for a clear HVSR peak**

[At least 5 out of 6 should be fulfilled]

<b>Exists <math>f^-</math> in <math>[f_0/4, f_0]</math>   <math>A_{H/V}(f^-) &lt; A_0 / 2</math></b>	2.313 Hz	<b>OK</b>	
<b>Exists <math>f^+</math> in <math>[f_0, 4f_0]</math>   <math>A_{H/V}(f^+) &lt; A_0 / 2</math></b>			<b>NO</b>
<b><math>A_0 &gt; 2</math></b>	$1.56 > 2$		<b>NO</b>
<b><math>f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%</math></b>	$ 0.12529  < 0.05$		<b>NO</b>
<b><math>\sigma_f &lt; \varepsilon(f_0)</math></b>	$0.41503 < 0.16563$		<b>NO</b>
<b><math>\sigma_A(f_0) &lt; \theta(f_0)</math></b>	$0.0534 < 1.58$	<b>OK</b>	

$L_w$	window length
$n_w$	number of windows used in the analysis
$n_c = L_w n_w f_0$	number of significant cycles
$f$	current frequency
$f_0$	H/V peak frequency
$\sigma_f$	standard deviation of H/V peak frequency
$\varepsilon(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
$A_0$	H/V peak amplitude at frequency $f_0$
$A_{H/V}(f)$	H/V curve amplitude at frequency $f$
$f^-$	frequency between $f_0/4$ and $f_0$ for which $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
$f^+$	frequency between $f_0$ and $4f_0$ for which $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	standard deviation of $A_{H/V}(f)$ , $\sigma_A(f)$ is the factor by which the mean $A_{H/V}(f)$ curve should be multiplied or divided
$\sigma_{\log H/V}(f)$	standard deviation of $\log A_{H/V}(f)$ curve
$\theta(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

**Threshold values for  $\sigma_f$  and  $\sigma_A(f_0)$**

Freq.range [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ for $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
Log $\theta(f_0)$ for $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

**Tabella 2.** Esiti dei test statistici (SESAME, 2004) sulla significatività del picco fondamentale di risonanza del sito.

## MODELLAZIONE DELLA RISPOSTA DI SITO

Nel sito in esame è stata condotta la valutazione degli effetti sismici di sito di III livello, secondo le direttive pubblicate nell'atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, comma 1, della L.R. 20/2000, in merito a "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica" (2007). Analoga analisi è denominata "analisi attraverso accelerogrammi" nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (2008).

L'analisi di III livello prevede:

- 1) la definizione del modello geotecnico del sottosuolo attraverso indagini dirette o indirette (geofisiche),
- 2) la selezione di almeno 3 moti di input (terremoti "caratteristici") al bedrock,
- 3) il calcolo del moto del suolo atteso in superficie (spettro di accelerazione) e dello spettro di risposta elastico di una struttura posta su detto suolo e simulata come un oscillatore armonico semplice ad un grado di libertà e smorzamento del 5%.

### PARTE 1: DEFINIZIONE DEL MODELLO DI SOTTOSUOLO

Il modello di sottosuolo al sito è stato ricostruito a partire dall'indagine geofisica presentata nelle pagine precedenti e dalle prove dirette (penetrometrie e sondaggi) effettuate nell'area. La falda non è stata simulata nel volume indagato poiché se ne ignora la profondità, che comunque non è entro i primi 15 m (cfr. relazione geologica relativa alla costruzione dell'edificio B dell'Ospedale Bellaria e sondaggi effettuati per questo studio).

Le curve di smorzamento impiegate per le coperture e per il bedrock sono quelle classiche di Seed e Idriss (1970) per suoli argillosi e sabbiosi.

### PARTE 2: SCELTA DEGLI ACCELEROGRAMMI DI RIFERIMENTO

Come richiesto dalla normativa, si è proceduto a calcolare il moto atteso in superficie a partire da 3 diversi accelerogrammi (Figura 7). Questi sono stati selezionati tra quelli messi a disposizione nel database della Regione Emilia-Romagna e sono stati scalati in modo da ottenere una  $PGA_0$  (Peak

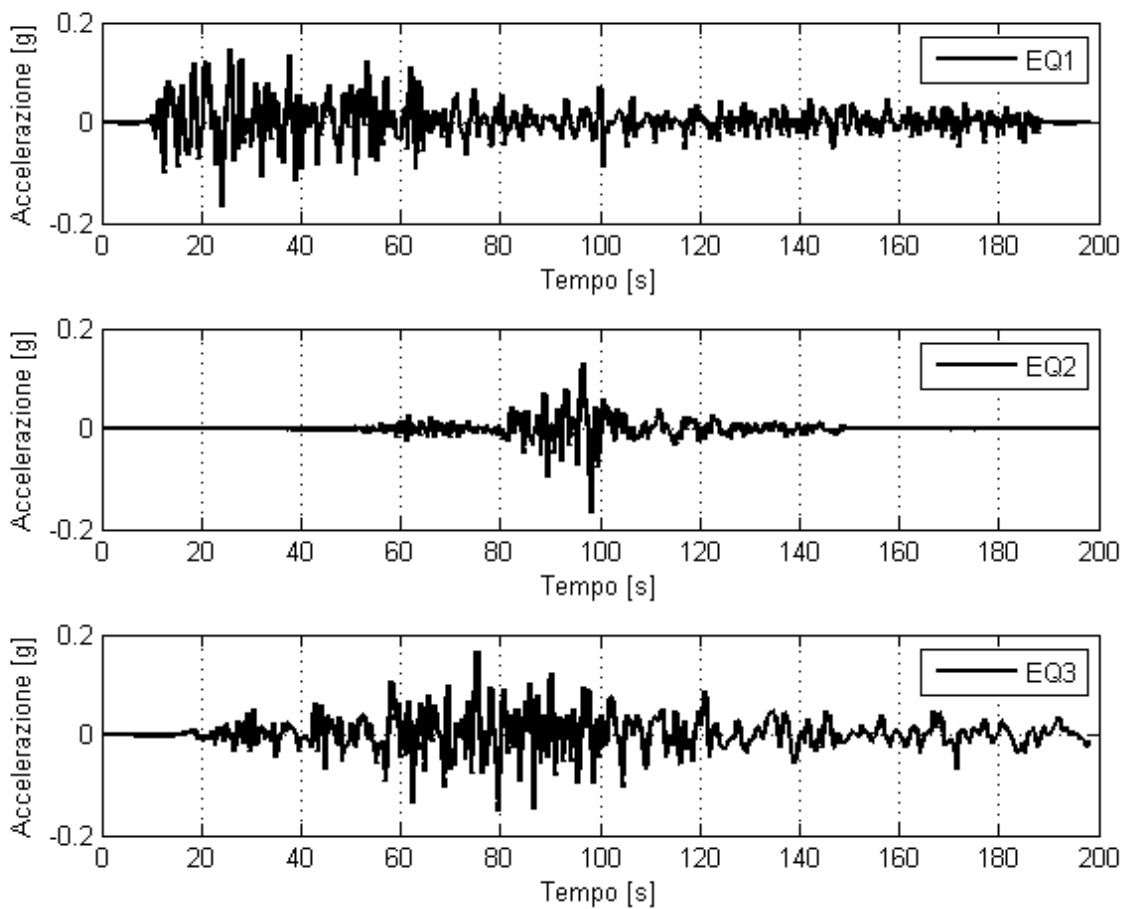
Ground Acceleration su bedrock) compatibile con i valori di normativa. Per tutti gli accelerogrammi sarà considerata la sola componente orizzontale.

Il valore di  $PGA_0$  impiegato in questo studio deriva dalle seguenti considerazioni.

La classe d'uso per l'opera in esame è la II (Costruzioni [...] con normale affollamento e senza contenuti pericolosi per l'ambiente) e questo comporta l'adozione di un coefficiente d'uso  $C_u = 1$ .

La vita nominale è  $V_N = 50$  anni (opera ordinaria). Segue che il periodo di riferimento  $V_R = V_N \times C_u = 50$  anni.

Il periodo di ritorno per la progettazione allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) è pertanto 475 anni e  $PGA_0 = 0,17$  g.

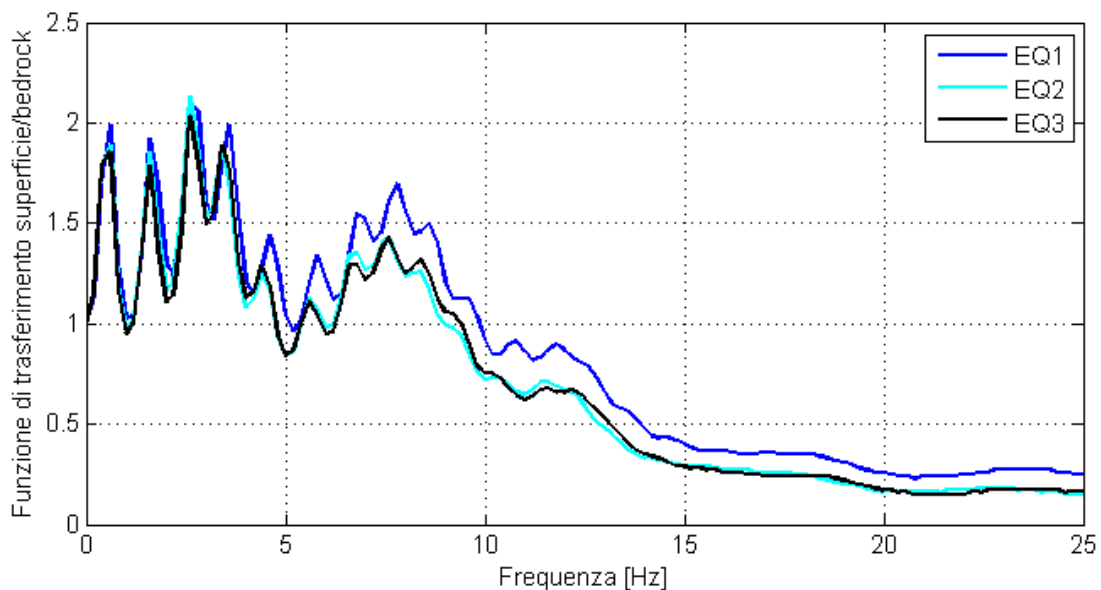


**Figura 7.** Accelerogrammi di riferimento riferiti a suolo di categoria A e scalati per la  $PGA_0$  attesa al sito.

## PARTE 2: CALCOLO DEGLI SPETTRI DI ACCELERAZIONE ATTESI E DEGLI SPETTRI DI RISPOSTA

Per il calcolo degli spettri di accelerazione (orizzontale) attesi al sito si è usato il codice EERA (Equivalent-linear Earthquake site Response Analyses of Layered Soil Deposits di Bardet, Ichii e Lin, 2000), applicandolo al modello di sottosuolo descritto sopra e riassunto in Tabella 1 per i 3 terremoti di studio che sono qui denominati EQ1, EQ2 e EQ3.

Si osserva che il modello prevede per questo sito una amplificazione diffusa tra 0.8 e 4 Hz ed una amplificazione secondaria a 7 Hz (Figura 8), in accordo con quanto misurato tramite prova H/V.



**Figura 8.** Rapporto di amplificazione tra lo spettro del moto in superficie ed al bedrock per i tre accelerogrammi selezionati.

In Figura 9 gli spettri di risposta elastici dell'oscillatore armonico ad un grado di libertà e smorzamento del 5% calcolati a partire dagli accelerogrammi al bedrock sono messi a confronto con gli spettri di risposta elastici (spettri di progetto) che si otterrebbero dall'applicazione delle NTC 2008 per i diversi stati limite:

SLO = stato limite di operatività,

SLD = stato limite di danno,

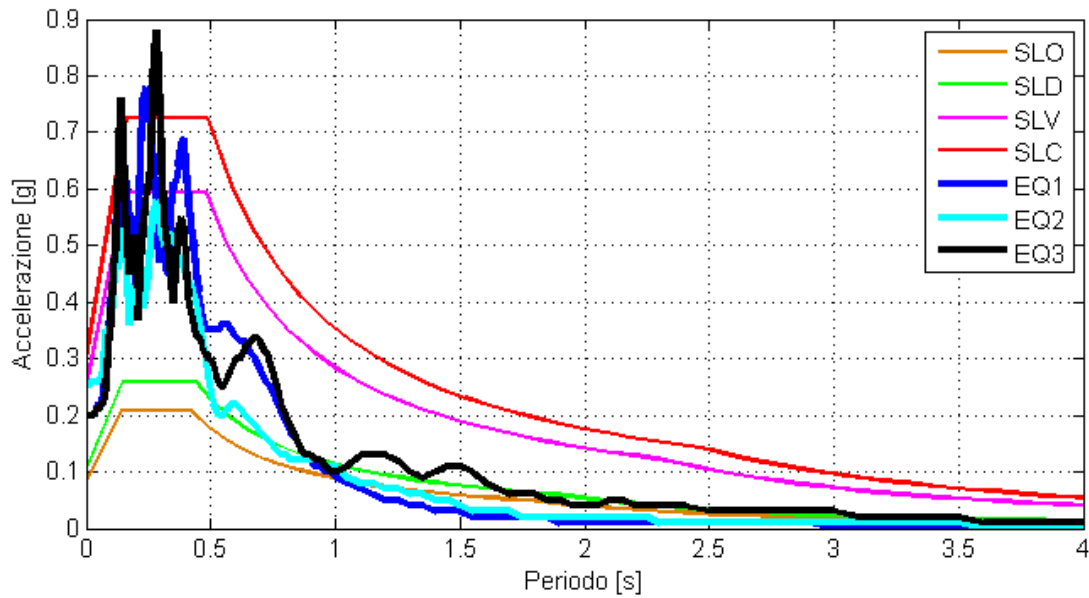
SLV = stato limite di salvaguardia della vita,

SLC = stato limite di prevenzione del collasso.

Nella costruzione degli spettri di normativa si è tenuto conto della già citata vita nominale della

costruzione pari a 50 anni (opere ordinarie), di un coefficiente d'uso  $c_u = 1$ , di categoria di suolo di fondazione C e di categoria topografica T1 (zona pianeggiante).

Gli spettri simulati (EQ1, EQ2 e EQ3) suggeriscono accelerazioni maggiori nella banda 0.1-0.45 s irrispetto a quelle dello spettro di progetto ottenuto secondo l'approccio semplificato delle NTC (2008, curva magenta SLV in Figura 9) mentre nel restante periodo si mantengono molto al di sotto di questi ultimi.



**Figura 9.** Confronto tra gli spettri elastici di risposta calcolati per il sito per i 3 diversi terremoti (EQ1, EQ2, EQ3) e gli spettri di normativa per diversi stati limite.



## CONCLUSIONI

Sul suolo su cui è prevista la fondazione di una centrale frigorifera presso l'Ospedale Bellaria di Bologna è stata eseguita un'indagine sismica passiva e attiva a stazione singola e in array al fine di caratterizzare le proprietà del terreno (stratigrafia sismica, profilo superficiale di  $V_s$ , frequenze di risonanza).

L'indagine ha evidenziato un suolo caratterizzato da:

- 1) rigidità medio-basse ( $V_{s30} = 240 \pm 50$  m/s) che impongono la classificazione del sito in categoria C,
- 2) una amplificazione per risonanza a frequenze di 3.5 Hz, legata alle coperture limose sovrastanti le sabbie poste a 12-15 m,
- 3) il bedrock sismico collocato oltre 130 m di profondità la cui presenza genera una debole amplificazione sotto 0.8 Hz.

È stata effettuata una analisi di risposta di sito attraverso simulazione con accelerogrammi e sono stati calcolati fattori di amplificazione della  $PGA_0$  di 2.1 alla frequenza di risonanza di 3.5 Hz.

Il confronto tra gli spettri di risposta elastici ottenuti dall'approccio modellistico e gli stessi spettri ottenuti dall'approccio semplificato di normativa mostrano che quest'ultimo è cautelativo per il sito in esame ad eccezione dell'intervallo di periodo 0.1-0.45 s, in cui questo sottostima nettamente la risposta attesa.

Nel sito non sono attesi effetti di amplificazione topografica.

Dr. Geol. Silvia Castellaro

31 marzo 2010

