

Spett. Museo Civico Città di Cremona

Oggetto: Relazione geologica-geotecnica relativa a n. 3 prove penetrometriche dinamiche standard eseguite presso il Museo Civico della Città di Cremona.

Come da Vs. incarico, abbiamo eseguito n. 3 prova penetrometrica dinamica standard con posa in opera di un piezometro a tubo aperto presso il cantiere in oggetto.

I risultati dell'elaborazione dei dati sono riportati sulle pagine indicate nel seguente indice:

| | |
|---|---------|
| 1. Premessa..... | pag. 2 |
| 2. Inquadramento geologico, geomorfologico ed idrogeologico | pag. 2 |
| 3. Campagna di indagine geognostica | pag. 3 |
| 4. Natura e caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione | pag. 4 |
| 5. Sismicità..... | pag. 5 |
| 6. Edificabilità..... | pag. 7 |
| 7. Capacità portante e cedimenti dei terreni..... | pag. 8 |
| 8. Conclusioni | pag. 10 |

1.PREMESSA

Su incarico del Dott. Ing. Elidoro, è stata eseguita un'indagine geognostica relativa ad un'area presso la sede del Museo Civico della Città di Cremona, nell'ambito di un progetto per la realizzazione di un vano interrato, sede di impianti termici.

Viene richiesta la verifica della natura litologica e la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione. Devono essere attentamente valutate le problematiche riconosciute, con particolare riguardo agli interventi di scavo di progetto, allo scopo di predisporre i criteri e le tipologie di eventuali interventi e/o opere di consolidamento dei terreni.

Devono essere inoltre inquadrare le modalità di circolazione idrica sotterranea con riguardo alla profondità della falda freatica e alle oscillazioni del livello piezometrico.

Mediante la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione deve essere determinata la pressione limite e la capacità portante rispetto alla resistenza al taglio ed ai cedimenti previsti.

E' stata pertanto condotta una campagna geognostica avvalendosi di n. 3 prove penetrometriche dinamiche standard con posa in opera di un piezometro a tubo aperto.

Con Ordinanza Ministeriale n. 3274 del 20-03-2003 il Comune di Cremona (CR) ricade in zona sismica 4 come individuato dall'Allegato A dell'ordinanza. Lo studio è stato pertanto condotto in prospettiva sismica, secondo le linee contenute nei riferimenti legislativi vigenti (D.M.16/01/96 - Ord. 3274 del 20/03/03 - D.M. 14/09/05).

L'indagine si è svolta in ottemperanza alle normative di legge vigenti in materia (D.M. 11.03.1988) e secondo le prescrizioni e gli oneri contenuti nelle raccomandazioni A.G.I. (1977).

Si allega:

- Diagrammi prove penetrometriche.

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO ED IDROGEOLOGICO

Il sito di progetto è ubicato presso il Museo Civico di Cremona entro il centro storico della città.

L'area in esame ricade pertanto nell'ambito della Bassa Pianura Padana. Il limite tra l'Alta e la Bassa Pianura Padana viene definito dalla fascia delle risorgive o fontanili. Si tratta di un'ampia fascia con andamento circa E-W che corre varie decine di km a Nord del territorio in esame.

La geologia è caratterizzata dalla presenza di **potenti depositi alluvionali** quaternari, terrazzati, connessi al Fiume Po. In questa zona della pianura padana si hanno essenzialmente terreni costituiti da **materiali a granulometria da media a fine, quali sabbie, sabbie limose, limi sabbiosi talora debolmente argillosi**.

Il modello deposizionale alluvionale prevede in ogni caso una certa variabilità laterale con presenza di lenti o livelli più francamente sabbiosi o limosi.

Il sito di intervento ricade in un settore a **morfologia pianeggiante**. Dato il contesto urbanizzato le originarie condizioni topografiche subpianeggianti sono state modificate e rettifiche nel tempo a seguito dell'urbanizzazione dei luoghi.

L'area oggetto di intervento risulta pertanto stabile e non è interessata da fenomeni geomorfici in atto.

La struttura idrogeologica del territorio in esame è rappresentata da un acquifero ben sviluppato e continuo, cui corrisponde la **falda freatica** circolante nei depositi alluvionali a 6-7 m di profondità dal p.c.

L'indagine in oggetto è stata condotta in un periodo in cui il livello piezometrico si attesta su posizioni di media soggiacenza (profondità) in conseguenza della piovosità del periodo e dell'attività delle pratiche irrigue. La direzione di flusso generale segue all'incirca il gradiente topografico.

3. CAMPAGNA DI INDAGINE GEOGNOSTICA

Le metodologie ed i risultati dei dati acquisiti nel corso della campagna d'indagine eseguita entro l'area oggetto di intervento sono finalizzati alla definizione dei seguenti punti:

- ricostruzione stratigrafica dei terreni presenti
- soggiacenza del primo acquifero
- caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione

2.1 Prova penetrometrica dinamica

Per la verifica della natura litologica e la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione è stata condotta un'indagine geognostica mediante **n° 3 prove penetrometriche dinamiche standard (S.C.P.T.)**, con avanzamento delle aste ogni 30 cm, mediante penetrometro DPHS "Pagani" TG 73/100 L. L'andamento delle prove è riferito al p.c. ed è riassunto nei diagrammi allegati. Le prove, non direttamente correlabili tra loro, sono state spinte ad una profondità di - 10.20 m rispetto al p.c., risultando sufficientemente rappresentative dei terreni presenti.

Sono presenti dapprima materiali di riporto e/o rimaneggiati, a cui seguono depositi alluvionali essenzialmente sabbiosi dapprima scarsamente addensati e quindi progressivamente più addensati (mediamente addensati) con la profondità.

Dal valore di N_{SCPT} (numero di colpi per 30 cm di infissione delle aste) può essere ricavato il corrispondente valore di $N_{SP.T.}$ mediante la relazione:

$$N_{DPSH} = 0.6 N_{SP.T.}$$

2.2 Piezometro e livello piezometrico della falda freatica

Entro il foro della prova P 1, come richiesto, è stato installato un tubo piezometrico microfessurato del diametro di 0.5 ", per una determinazione del livello piezometrico della falda freatica, che si attesta alla data di esecuzione della prova a -6.90 m di profondità dal p.c.

L'acquifero freatico è soggetto in ogni caso ad oscillazioni stagionali con escursione stimata di circa 1.5 m in funzione della piovosità e soprattutto delle pratiche irrigue della zona.

Lo scavo di progetto non verrà pertanto ad interferire con la falda freatica.

4. NATURA E CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Viene schematizzata in base ai dati ottenuti la successione stratigrafica dei terreni presenti, partendo dall'alto verso il basso e prendendo come quota di riferimento il p.c.:

Da 0.00 fino a 0.60/1.20 m dal p.c.: si ha terreno di riporto e/o rimaneggiato.

Da -0.60/1.20 m fino a -3.60/3.90 m dal p.c.: si ha un primo strato di sabbie da limose a debolmente limose, scarsamente addensate a tratti con addensamento molto scarso, e con caratteristiche geotecniche complessivamente scadenti. I parametri geotecnici possono essere in media così schematizzati:

| | | |
|----------|----------------------|---|
| γ | 18 kN/m ³ | peso unitario del terreno |
| C | 0 kPa | coesione non drenata |
| ϕ | 23°-25° | angolo di resistenza al taglio efficace in condizioni dinamiche |
| Dr | 25%-30% | densità relativa (Skempton) |

Da - 3.60 m fino a -5.70/6.00 m dal p.c.: è presente uno strato di sabbie mediamente addensate. A questi terreni possono essere assegnate le seguenti caratteristiche geotecniche:

| | | |
|-----------|----------------------|---|
| γ | 19 kN/m ³ | peso unitario del terreno |
| γ' | 10 kN/m ³ | peso unitario del terreno immerso |
| C | 0 kPa | coesione |
| ϕ | 29° | angolo di resistenza al taglio efficace in condizioni dinamiche |
| Dr | 45% | densità relativa (Skempton) |

Da - 5.70/6.00 m fino a - 7.20/7.50 m dal p.c.: si hanno quindi sabbie con presunta debole frazione di ghiaia, con grado di addensamento medio, i cui parametri geotecnici sono di seguito elencati:

| | | |
|-----------|----------------------|---|
| γ | 19 kN/m ³ | peso unitario del terreno |
| γ' | 10 kN/m ³ | peso unitario del terreno immerso |
| C | 0 kPa | coesione |
| ϕ | 32° | angolo di resistenza al taglio efficace in condizioni dinamiche |
| Dr | 55% | densità relativa (Skempton) |

Da - 7.20/7.50 m fino a -8.70 m dal p.c.: si hanno sabbie mediamente addensate, a tratti scarsamente addensate, a cui possono essere attribuiti i seguenti parametri geotecnici:

| | | |
|-----------|----------------------|---|
| γ | 19 kN/m ³ | peso unitario del terreno |
| γ' | 10 kN/m ³ | peso unitario del terreno immerso |
| C | 0 kPa | coesione |
| ϕ | 28° | angolo di resistenza al taglio efficace in condizioni dinamiche |
| Dr | 40% | densità relativa (Skempton) |

Da - 8.70 m fino a -10.20 m dal p.c.: seguono infine sabbie mediamente addensate. I parametri geotecnici sono di seguito elencati:

| | | |
|-----------|----------------------------|--|
| γ | 19 kN/m³ | peso unitario del terreno |
| γ' | 10 kN/m³ | peso unitario del terreno immerso |
| C | 0 kPa | coesione |
| ϕ | 30°-32° | angolo di resistenza al taglio efficace in condizioni dinamiche |
| Dr | 45% | densità relativa (Skempton) |

5. SISMICITA'

La normativa sismica anteriore al Marzo 2003 suddivide il territorio nazionale in tre categorie di pericolosità (elevata, media e bassa). Per ciascuna categoria sono assegnati un grado di sismicità (S) ed un coefficiente di intensità sismica ($C=(S-2)/100$). Lo spettro di progetto $S_a(T)$ si ottiene moltiplicando il coefficiente C (pari a 0.10g - 0.07g - 0.04g in ordine decrescente di pericolosità sismica) per una forma spettrale $R(T)$ indipendente dalle condizioni del sottosuolo. Queste normative sismiche non tengono conto del ruolo del terreno sulla modifica di forme ed ordinate spettrali, se non con la moltiplicazione dello spettro per il coefficiente di fondazione ϵ che di regola è unitario, salvo che per “terreni particolarmente compressibili” per i quali si consiglia di incrementare ϵ fino a 1.3.

La nuova legislazione, Ordinanza n°3274 del 20/03/03 e Norme Tecniche allegate, che inserisce il territorio di Robecco d'Oglio (CR) in zona sismica 4, fa riferimento a metodologie più recenti in cui il moto sismico è caratterizzato anche in relazione alle condizioni locali. In tale direzione è stato definito l'Eurocodice 8 (EC8) relativo alla progettazione e la costruzione di strutture in zona sismica per i paesi membri della CEE, con cui i territori nazionali vengono suddivisi in zone sismiche in funzione della pericolosità locale, descritta in termini di accelerazione orizzontale massima attesa alla superficie di un sito rigido di riferimento (a_g). Pertanto i valori di accelerazione massima fissati nella nuova ordinanza per le zone 1, 2, 3 e 4 (rispettivamente 0.35g - 0.25g - 0.15g - **0.05g**) recepiscono la proposta del G.N.D.T. (1985) e risultano maggiori di quelli della precedente normativa. In ogni caso la normativa richiede alle Regioni di eseguire la valutazione di a_g sul proprio territorio e quindi di assegnarli ad una delle zone della nuova classificazione. Con la Del.G.Reg. n. 7/14964 del 7-11-2003 per il territorio in esame sono state fornite alcune disposizioni preliminari per l'attuazione dell'ordinanza confermando la nuova classificazione dei comuni lombardi e l'adeguamento alle norme tecniche allegate.

In questa fase transitoria per la progettazione delle strutture in esame non è in ogni caso previsto l'obbligo di attenersi alle Norme Tecniche allegate all'ordinanza. L'Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri (OPCM) del 07/10/05, ha infatti prorogato fino al 23 Ottobre il periodo di transizione. Successivamente è entrato in vigore, con ulteriore periodo transitorio di 18 mesi, il nuovo Testo Unico che definisce con D.M. del 14/09/05 le “Norme Tecniche per le costruzioni” e che prescrive in ogni caso la progettazione delle strutture in condizioni sismiche.

Pertanto nella progettazione delle strutture si potrà utilizzare un valore di accelerazione sismica di base pari a 0.05 g come indicato per le zone 4.

Alla zona 4 di sismicità sono attribuiti in ogni caso caratteri di bassa sismicità, sebbene i valori di accelerazione sismica della nuova normativa risultino elevati in funzione di una maggiore cautelatività cui sono improntate le recenti modifiche legislative.

Nell'area di intervento sono presenti entro i primi 15 m di profondità dal piano di posa delle strutture di fondazione terreni ascrivibili alla Classe D a cui può essere attribuita una velocità media

inferiore a **180 m/s**. Seguono fino a **30 m** terreni ascrivibili alla **Classe C** a cui può essere attribuita una velocità media dell'ordine di **200 m/s**

Il terreno è stato classificato secondo le tabelle allegate all'Ord.3274 ed al D.M.14/09/05 e riportate di seguito:

| Classe terreno | Descrizione | Spessore (m) | Vs (m/s) | Nspt | Cu (kPa) |
|----------------|--|-------------------------------------|--------------------------|--------------------|--------------------|
| A | Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi. Comprendono eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m. | Qualsiasi | ≥ 800 | | |
| B | Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti. Caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità | Decine di metri | ≥ 360 ≤ 800 | >50 | >250 |
| C | Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza. | Da decine fino a centinaia di metri | ≥ 180 ≤ 360 | >15 <50 | >50 <250 |
| D | Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti. | | < 180 | <15 | >70 |
| E | Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, giacenti su un substrato rigido. | >5 <20 | \approx C e D | \approx C e D | \approx C e D |

Per la definizione degli **spettri di risposta elastici** e degli **spettri di progetto per lo stato limite di danno** potranno essere usati i valori indicati dalle tabelle normative (D.M. 14/09/05):

Spettro di risposta elastico - Fattori e periodi che tengono conto dell'amplificazione stratigrafica:

Tab 3.2.II - Valori dei parametri nelle espressioni dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali.

| Classe di Terreno | S | T _b | T _c | T _d |
|-------------------|------|----------------|----------------|----------------|
| A | 1 | 0,15 | 0,40 | 2,0 |
| B-C-E | 1,25 | 0,15 | 0,50 | 2,0 |
| D | 1,35 | 0,20 | 0,80 | 2,0 |

Tab 3.2.III - Valori dei parametri nelle espressioni dello spettro di risposta elastico della componente verticale.

| Classe di Terreno | S | T _b | T _c | T _d |
|-------------------|---|----------------|----------------|----------------|
| A-B-C-D-E | 1 | 0,05 | 0,15 | 1,0 |

Spettro di progetto per lo stato limite di danno - Fattori e periodi che tengono conto dell'amplificazione stratigrafica:

Tab 3.2.IV - Valori dei parametri nelle espressioni dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali.

| Classe di Terreno | S | T _b | T _c | T _d |
|-------------------|-----|----------------|----------------|----------------|
| A | 1 | 0,05 | 0,25 | 1,2 |
| B-C-E | 1,5 | 0,05 | 0,25 | 1,2 |
| D | 1,8 | 0,10 | 0,30 | 1,2 |

Tab 3.2. V - Valori dei parametri nelle espressioni dello spettro di risposta elastico della componente verticale.

| Classe di Terreno | S | T _b | T _c | T _d |
|-------------------|---|----------------|----------------|----------------|
| A-B-C-D-E | 1 | 0,05 | 0,15 | 1,0 |

Per il parametro S, tenendo conto dell'assenza di significative strutture morfologiche, non si avrà alcun incremento.

6. EDIFICABILITA'

L'intervento di progetto prevede la realizzazione di un nuovo fabbricato interrato in vicinanza ad edifici esistenti. Le scelte progettuali ed i criteri realizzativi dovranno essere finalizzati a garantire in ogni caso:

- ❑ la posa delle strutture di fondazione su terreni omogenei ed idonei,
- ❑ la verifica della pressione limite e della capacità portante dei terreni di fondazione in funzione dei cedimenti,
- ❑ l'esecuzione dei fronti di scavo in condizioni di sicurezza,
- ❑ la stabilità delle aree contermini a quella di intervento.

Mediante la campagna di indagine è stata accertata la presenza di terreni con grado di addensamento molto scarso, peraltro non omogenei, fino ad una profondità di circa – 3.60/3.90 m. Questi terreni determineranno accentuati fenomeni di cedimento di tipo assoluto oltre che di tipo differenziale e quindi non risultano idonei all'appoggio diretto delle strutture di fondazione. Pertanto la quota di posa di progetto delle strutture di fondazione prevista a - 3.90 m dal p.c. appare idonea poiché coincidente con il passaggio a terreni mediamente addensati.

L'intervento di progetto prevede inoltre la realizzazione di scavi estesi in prossimità di edifici esistenti. La realizzazione degli scavi in condizioni di sicurezza richiede la posa in opera di adeguate strutture di sostegno preventivamente eseguite.

Si rende pertanto necessaria la messa in opera di una paratia di micropali (berlinese), idoneamente dimensionati ed intestati entro i depositi sabbiosi mediamente addensati, presenti oltre la profondità di – 6.00 m dal p.c. La profondità di posa dovrà essere stabilita in funzione della quota raggiunta dal fondo scavo e dai sovraccarichi derivanti dall'edificio esistente al contorno. Il dimensionamento dei pali, che dovrà tenere conto necessariamente dell'andamento stratigrafico del terreno e delle caratteristiche

geotecniche dei terreni di fondazione, dovrà essere definito unitamente alla ditta esecutrice, tenuto conto della logistica di cantiere e delle tecniche di perforazione utilizzate.

La presenza di edifici storici in adiacenza al sito di progetto impone infatti il rispetto statico del costruito, mediante l'utilizzo di un'adeguata tecnica di perforazione in grado di produrre contenuti fenomeni di vibrazione.

Le colonne di rivestimento dei pali dovranno essere approfondite con avanzamento a circolazione di acqua, evitando per quanto possibile l'uso di compressori ad aria con martello a fondo foro.

7. CAPACITA' PORTANTE E CEDIMENTI DEI TERRENI

La recente introduzione del D.M. del 14/09/05, che prevede una fase transitoria di 18 mesi, a partire dal 23-10-2005, comporta la possibilità per il progettista delle strutture e delle opere di fondazione di avvalersi, a propria discrezione, delle nuove norme o di quelle ad esse precedenti.

Secondo i metodi ed i criteri richiesti dal D.M. 11/03/88, il calcolo della capacità portante (P_{amm}) dei terreni di fondazione, riferita alla resistenza al taglio, viene eseguito applicando al valore della pressione limite (P_{lim}) o pressione a rottura del terreno un coefficiente di sicurezza non inferiore a 3.

Il Testo Unico (D.M. 14/09/05), che definisce le nuove "Norme Tecniche per le costruzioni", comporta metodologie di calcolo articolate in maniera alquanto differente. In particolare vengono introdotte innovazioni riguardo la valutazione della sicurezza e delle prestazioni delle opere interagenti con i terreni e con le rocce. La valutazione della sicurezza è quindi intesa in termini di stati limite per tutte le ipotizzabili situazioni di funzionamento.

Il calcolo della pressione limite (P_{lim}) in condizioni sismiche è stato eseguito per carichi centrati, utilizzando il criterio di **Brinch-Hansen (1970)**, considerando terreni di fondazione unicamente granulari ($\phi > 0$, $c = 0$).

$$P_{lim} = 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q$$

in cui:

- γ_1 = peso di volume del terreno di fondazione
- γ_2 = peso di volume medio del terreno sopra il piano di posa
- N_γ, N_q = fattori di capacità portante funzione di ϕ
- $q = \gamma_2 H$ = pressione esistente nel terreno alla quota d'imposta della fondazione
- H = profondità del piano di posa delle fondazioni
- B = lato minore della fondazione
- s_γ, s_q = fattori di forma
- d_q = fattori di profondità

Il calcolo della P_{lim} è stato eseguito per la struttura di fondazione a platea, assumendo la **quota di imposta prevista in progetto a - 3.90 m dal p.c.** ed in ogni caso al di sotto dello strato di terreno maggiormente compressibile.

| |
|---|
| $B = 10.00 \text{ m} \quad P_{lim} > 10.00 \text{ kg/cm}^2 = 980 \text{ kPa}$ |
|---|

Dal valore soprariportato può essere ricavata la P_{amm} , secondo il D.M. 11/03/88 introducendo un fattore di sicurezza $F = 3$.

| |
|---|
| $B = 10.00 \text{ m} \quad P_{amm} > 3.00 \text{ kg/cm}^2 = 294 \text{ kPa}$ |
|---|

Nel contempo si può procedere alla verifica di sicurezza allo SLU del complesso fondazione-terreno richiesta dal Cap.7 del D.M. 14/09/05 (paragrafo 7.3.1.1). Il valore di P_{lim} può essere considerato, infatti, coincidente con la resistenza di progetto R_d , stimata applicando per i parametri del terreno i coefficienti (γ_m) del caso M1 (tab. 7.2 I del D.M. 14/09/05).

Il calcolo di R_d nel caso M2 (tab. 7.2.I del D.M. 14/09/05) richiede, altresì, l'applicazione di coefficienti riduttivi ($\gamma_m \geq 1$), ai parametri geotecnici del terreno. Procedendo nel calcolo si ottengono i seguenti valori:

| |
|--|
| $B = 10.00 \text{ m} \quad R_{dM2} = 4.80 \text{ kg/cm}^2 = 470 \text{ kPa}$ |
|--|

Il progettista potrà, a propria discrezione, considerare eventuali ulteriori coefficienti parziali di sicurezza ($\gamma_{R,d}$), da applicare ad R_d , che tengano conto delle incertezze nel modellare la resistenza ($\gamma_{R,d} \geq 1$).

Il criterio limitativo per il calcolo della capacità portante di un terreno è riferito ai cedimenti massimi verificabili.

Per il calcolo dei cedimenti è stato utilizzato il metodo di **Burland-Burbidge (1983)**:

$$s = f_s \cdot f_h \cdot f_t (q' - 2/3 \sigma'_{v0}) \cdot B^{0,7} \cdot I_c \text{ (Burland-Barbidge)}$$

in cui:

q' = pressione efficace lorda (kPa)

σ'_{v0} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta delle fondazioni (kPa)

I_c = indice di compressibilità, funzione di N_{spt}

f_s, f_h, f_t = fattori correttivi di forma.

Il calcolo viene condotto tenendo conto di cedimenti differiti nel tempo (20 anni), limitando il valore della P_{amm} ottenuto, allo scopo di riportare i valori massimi entro i limiti di tollerabilità proposti in letteratura per le strutture.

| | | |
|--|---|--------------------------------------|
| $B = 0.60 \text{ m}$ | $P_{amm} = 0.80 \text{ kg/cm}^2 = 76 \text{ kPa}$ | $s = 7 \text{ mm}$ |
|--|---|--------------------------------------|

Per i terreni di fondazione potranno essere utilizzati valori del **coefficiente di sottofondazione di Winkler (w) dell'ordine di 1.50-2.00 kg/cm³**.

I valori di P_{amm} calcolati sono conformi al D.M. 11/03/1988 in cui per le strutture di fondazione viene prescritto al paragrafo "C.4.2", un fattore di sicurezza (F) non inferiore a 3, laddove $P_{amm} = 1/F P_{lim}$.

I cedimenti, calcolati per la stima della P_{amm} potranno, in ogni caso, essere utilizzati per le verifiche in condizioni di esercizio (SLE), in quanto dovranno risultare compatibili, nelle diverse condizioni di carico, con la funzionalità della struttura in elevato e con la durabilità e l'esercizio dell'opera.

8. CONCLUSIONI

Presso il Museo Civico della Città di Cremona è stata eseguita una indagine geognostica per la realizzazione di un vano interrato.

Mediante una campagna geognostica con prove penetrometriche dinamiche standard è stata verificata la natura e la stratigrafia dei terreni presenti.

Lo studio ha quindi permesso la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione.

Sulla scorta dei dati acquisiti si è potuto accertare che i terreni di fondazione sono costituiti in superficie da sabbie e sabbie limose, dapprima scarsamente addensate ed elevatamente compressibili. Seguono terreni sabbiosi con grado di addensamento medio.

La quota di posa di progetto delle strutture di fondazione prevista a - 3.90 m dal p.c. risulta idonea poiché coincidente con il passaggio a terreni mediamente addensati.

L'intervento di progetto prevede la realizzazione di scavi estesi in prossimità di edifici esistenti. L'esecuzione degli scavi in condizioni di sicurezza richiede la posa in opera una paratia di micropali (berlinese), idoneamente dimensionati ed intestati entro i depositi sabbiosi mediamente addensati presenti oltre la profondità di - 6.00 m dal p.c.

Il dimensionamento dei pali, che dovrà tenere conto necessariamente dell'andamento stratigrafico del terreno e delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, dovrà essere definito unitamente alla ditta esecutrice, tenuto conto della logistica di cantiere e delle tecniche di perforazione utilizzate.

La presenza di edifici storici in adiacenza al sito di progetto impone infatti il rispetto statico del costruito, mediante l'utilizzo di un'adeguata tecnica di perforazione in grado di produrre contenuti fenomeni di vibrazione.

Lonato 24/05/2006

Dott. Geol. Giorgio Crestana