



COMUNE DI CASTELMASSA

PROVINCIA DI ROVIGO

PIAZZA V. VENETO, 1 - 45035 CASTELMASSA (RO)
TEL. 0425/84.67.11 - FAX. 0425/84.67.99
<http://www.comune.castelmasse.ro.it>

**PROGETTO PER I LAVORI DI RIPARAZIONE POST SISMA
DEL MAGAZZINO MUNICIPALE E SEDE DELL'A.V.P.
ASSOCIAZIONE VOLONTARI POLESANI -
SITO NEL COMUNE DI CASTELMASSA (RO) – VIA MATTEOTTI.**

Elaborato:

S.E.02

**Relazioni specialistiche
Relazione strutturale, indagine sui
materiali e relazione geotecnica**

REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:	Redatto:	Controllato:	Approvato:
0	14.08.2017	Emesso per approvazione	Ing.M.Vincenzi	Ing.D.Zanetti	

PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA: Architectstudio Il progettista: arch. Stefano Bizzarri Piazza Libertà 59 45035 Castelmasse RO		Per il COMUNE DI CASTELMASSA Il Responsabile AREA TECNICA: Geom.Manfredi Stefano
PROGETTAZIONE STRUTTURALE: Il progettista: ing. Denis Zanetti Via Mulinetto, 35 - 44122 Ferrara		Per l'AMMINISTRAZIONE COMUNALE Il Sindaco: ing. Eugenio Boschini
COORDINAMENTO SICUREZZA: Architectstudio Piazza Libertà, 59 45035 Castelmasse (Ro) Il Coordinatore della Sicurezza: arch. Stefano Bizzarri		Per l'AMMINISTRAZIONE COMUNALE Il Segretario Comunale: Dott.ssa Patrizia Pallara

INDICE

PREMESSA.....	3
1. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO	4
1.1 UBICAZIONE DELL'EDIFICIO	4
1.2 CARATTERISTICHE GENERALI	4
2. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO	7
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
4. MATERIALI.....	8
4.1 CALCESTRUZZO ESISTENTE (CIRCOLARE §C8.7.2 e NTC 2008 §11.2)	8
4.2 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO ESISTENTE (CIRCOLARE §C8.7.2 e NTC 2008 § 4.1.2.1.1.3).....	10
4.3 ACCIAIO DA CARPENTERIA S275 (NTC 2008 § 11.3.4).....	11
4.4 MATERIALI COMPOSITI (CNR DT-200 R1/2013).....	12
5. AZIONI SULLE COSTRUZIONI.....	13
5.1 PESI PROPRI DEI MATERIALI STRUTTURALI (NTC 2008 § 3.1.2)	13
5.2 AZIONE DELLA NEVE (NTC 2008 § 3.4)	13
6 AZIONE SISMICA DI PROGETTO (NTC 2008 § 3.2)	16
6.1 REGOLARITA' (NTC 2008 § 7.2.2)	16
6.2 VITA NOMINALE (NTC 2008 § 2.4.1).....	18
6.3 CALSSE D'USO (NTC 2008 § 2.4.2).....	18
6.4 PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 § 2.4.3)	18
6.5 CRITERI DI PROGETTAZIONE – DUTTILITA' DELLA STRUTTURA (NTC 2008 § 7.2.1).....	19
6.6 TIPOLOGIA STRUTTURALE E FATTORE DI STRUTTURA (NTC 2008 § 7.4.3.1 e § 7.4.3.2).....	20
6.7 STATI LIMITE (NTC 2008 § 3.2.1).....	21
6.8 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E TOPOGRAFICA (NTC 2008 § 3.2.2).....	23
6.9 DESCRIZIONE DEL MOTO SISMICO (NTC 2008 § 3.2.3.1).....	24

6.10	SPETTRO DI RISPOSTA DI PROGETTO (NTC 2008 § 3.2.3.2)	24
7	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE ANALISI DI VULNERABILITA'	33
8	RIASSUNTO CONCLUSIVO DEL MIGLIORAMENTO SISMICO.....	34

INDAGINI SPECIALISTICHE SUI MATERIALI

MODELLO GEOLOGICO E CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA

PREMESSA

La presente relazione specialistica di calcolo strutturale e dei materiali è a corredo dell'intervento di miglioramento sismico sul fabbricato sito in Castelmassa e sede dell'Associazione Volontari Polesani.

Tale fabbricato per la sua valenza strategica in caso di necessità, ricade nella classe d'uso IV, secondo quanto indicato nelle attuali NTC del 2008.

Il fabbricato è oggetto di miglioramento sismico, con obiettivo minimo il raggiungimento del livello di sicurezza pari al 60% nei confronti dell'azione sismica di progetto, determinata ai sensi delle attuali NTC del 2008.

La presente relazione specialistica è organizzata in una parte iniziale introduttiva, che precede quelli che sono i dati di input di calcolo, ovvero la definizione dei materiali esistenti e di progetto e le azioni statiche e dinamiche.

1. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

1.1 UBICAZIONE DELL'EDIFICIO

Regione: Veneto

Provincia: Rovigo

Comune: Castelmassa

Indirizzo: via San Martino 32/A

CAP: 45035

Coordinate geografiche: Longitudine: 11.305839 - Latitudine: 45.019597

1.2 CARATTERISTICHE GENERALI

Il fabbricato in oggetto è destinato a magazzino comunale e sede del Associazione Volontari Polesani.

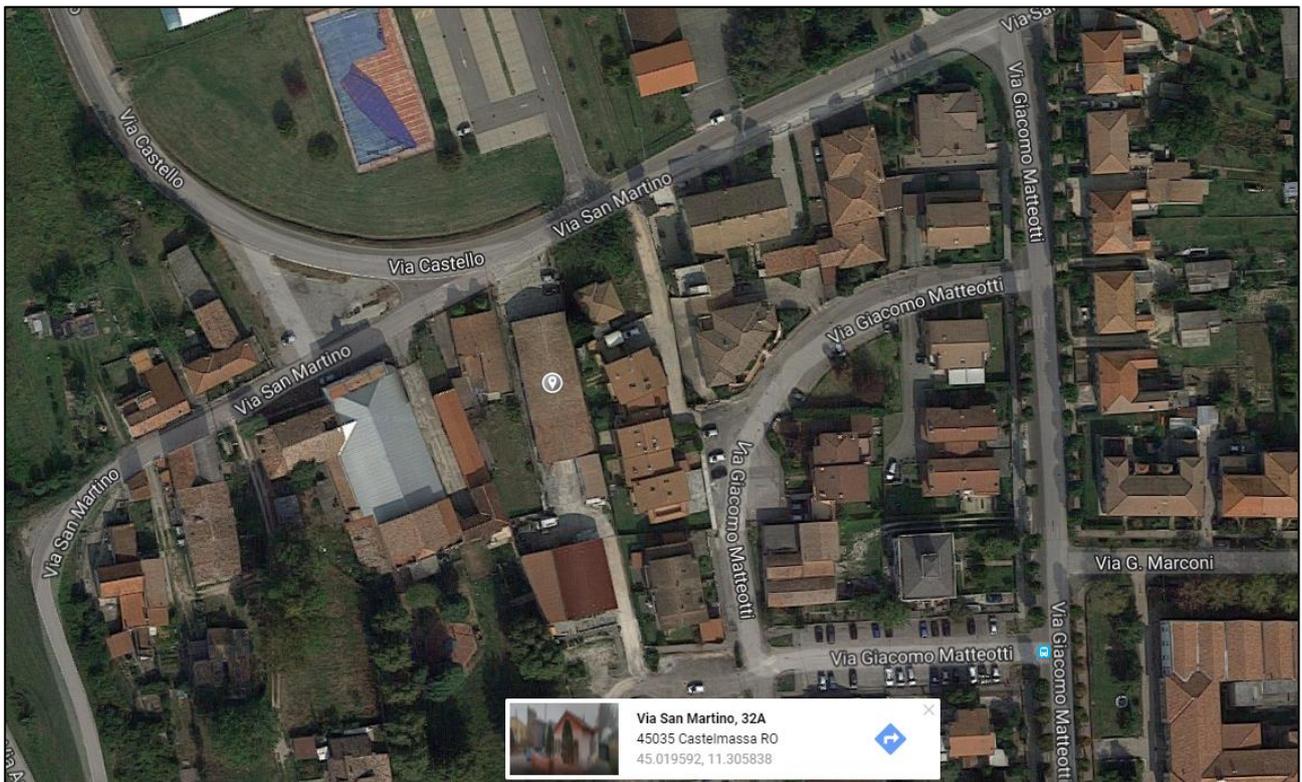


Figura 1: Foto aerea dell'area.

Pianta edificio: tipo rettangolare

Dimensione dei lati del rettangolo "circoscritto" alla costruzione: 12.0 x 33.0 m

Superficie coperta: 396 mq

Altezza di gronda: 4.20 m

Numero di piani entrotterra: 0

Numero di piani fuori terra: 1

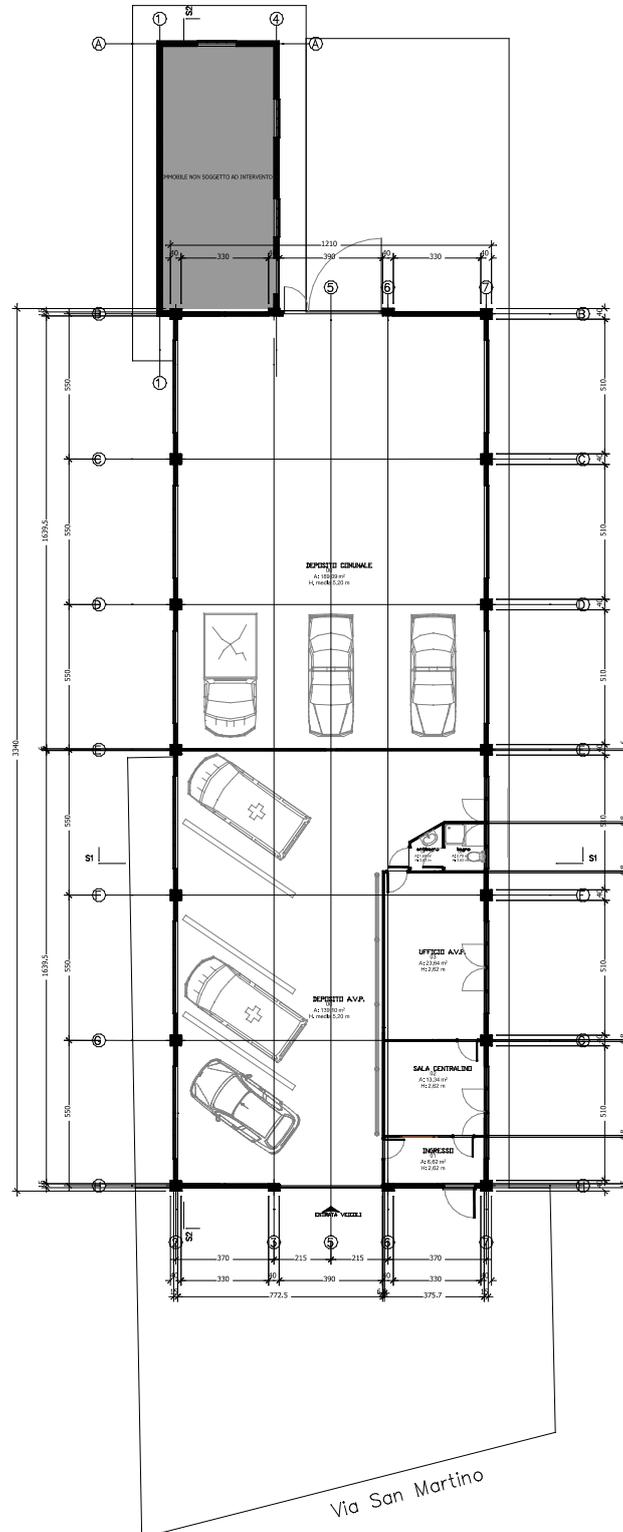


Figura 2: Pianta del fabbricato. Pianta estrapolata da progetto preliminare.

Presenza di edifici adiacenti – Giunti strutturali

In corrispondenza del lato Sud è presente una struttura in muratura adiacente al fabbricato, che non è oggetto di intervento e sarà oggetto di futura demolizione.

Caratteristiche costruttive

Struttura Portante: Struttura a due telai longitudinali in calcestruzzo armato, con pilastri da cm. 35x35 e travi longitudinali di bordo da cm. 35x55 (circa). I telai sono tamponati con blocchi in laterizio o calcestruzzo.

La struttura presenta un giunto in corrispondenza del filo D, dove sono presenti due pilastri aventi la medesima dimensione accostati l'uno all'altro. Risultano essere presente, pertanto, due struttura con elementi e caratteristiche costruttive del tutto analoghe ma con armatura dei pilastri leggermente diversa.

Solaio di Copertura: Il solaio di copertura è del tipo a varese ad arco, con la sola pignatta superiore. Sono presenti anche delle catene che entrano nelle travi di bordo.

Fondazioni: Dalle indagini eseguite in sito è presente una trave rovescia in direzione longitudinale al fabbricato.

Raddoppio strutturale: Come si osserva dagli elaborati grafici strutturali, in corrispondenza del filo D è presente un raddoppio strutturale dei pilastri. Non è presente alcun giunto ed i due elementi strutturali sono realizzati in adiacenza.

2. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO

Gli interventi di progetto sono finalizzati al raggiungimento della resistenza al 60% dell'azione sismica di un analogo fabbricato di nuova costruzione.

I principali interventi di progetto sono:

- **NUOVA COPERTURA METALLICA:** demolizione della copertura ad arco esistente e realizzazione di una nuova copertura metallica leggera, costituita da capriate metalliche come orditura principale, un'orditura secondaria e manto di copertura in pannelli sandwich.
- **RINFORZO DEI PILASTRI MEDIANTE MATERIALI COMPOSITI:** tutti i pilastri verranno rinforzati con materiali compositi, costituiti da una matrice polimerica e da fibre in acciaio galvanizzato.

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La verifica dell'edificio oggetto di studio è stata svolta secondo le seguenti normative vigenti:

- D.M. 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni" (NTC 2008)
- Circolare 02/02/2009 n° 617/C.S.LL.PP.
- Eurocodice 2. Progettazione delle strutture di calcestruzzo; - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

4. MATERIALI

I valori di riferimento dei materiali esistenti sono stati ricavati mediante indagini specialistiche sulle strutture in elevazione eseguite dai tecnici specializzati di LiFE srl (Laboratori Ingegneria Ferrara) a firma dell' Ing. Marco Geminiani e dell' Ing. Sergio Tralli.

La relazione specialistica è riportata in allegato.

4.1 CALCESTRUZZO ESISTENTE (CIRCOLARE §C8.7.2 E NTC 2008 §11.2)

A seguito delle prove materiche eseguite da LiFE, consistenti in n.5 provini cilindrici portati a rottura per schiacciamento, si è ottenuto un valore medio della resistenza cubica a compressione pari a $R_{cm} = 27.90 \text{MPa}^1$.

Come indicato al capitolo 8 della circolare del 2009, si considera raggiunto un livello di conoscenza della struttura pari a LC2, a cui corrisponde un Fattore di Confidenza di 1.2.

Si ottengono i seguenti valori di calcolo per meccanismi duttili e per meccanismi fragili, così come indicato al capitolo C8.7.2. della Circolare del 2009.

- La resistenza per meccanismi duttili è determinata fattorizzando il valore medio per il solo fattore di confidenza, si ottiene:

$$f_{cd}^{DUTTILE} = \frac{27.90 \cdot 0.83}{FC} = 19.30 \text{ MPa}$$

¹ Come esplicitato nel capitolo 5 della relazione specialistica di Life srl, Comm.1040-17 , Doc08-Rapporto conclusivo 12.06.2017.

- La resistenza per meccanismi fragili è determinata fattorizzando il valore medio sia per il solo fattore di confidenza che il coefficiente parziale di sicurezza del materiale, pari a 1.5 per il calcestruzzo. Si ottiene:

$$f_{cd}^{FRAGILE} = \frac{33.7 \cdot 0.83}{\gamma_c \cdot FC} = 12.87 \text{ MPa}$$

Il modulo elastico istantaneo si ricava come indicato al capitolo 11.2.10.3 delle NTC 2008.

$$E_{cm} = 22000 [f_{cm} / 10]^{0.3} \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Si riportano nella tabella seguente le caratteristiche del tipo di calcestruzzo a cui si è fatto riferimento:

R_{cm} [MPa]	f_{cm} [MPa]	$f_{cd,DUTTILE}$ [MPa]	$f_{cd,FRAGILE}$ [MPa]	E_{cm} [MPa]	ϵ_{c2}	ϵ_{cu2}
27.90	23.16	19.30	12.87	28300	0.02	0.0035

Tabella 1: Caratteristiche del calcestruzzo utilizzate.

La relazione tensioni-deformazioni utilizzata per progettare le sezioni è caratterizzata da un diagramma parabola-rettangolo, utilizzato per lo studio delle sezioni inflesse e pressoinflesse.

Le funzioni che definiscono questo diagramma sono:

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^2 \right] \quad \text{per } 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2}$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{per } \epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2}$$

Il diagramma parabola-rettangolo è riportato in nella seguente figura:

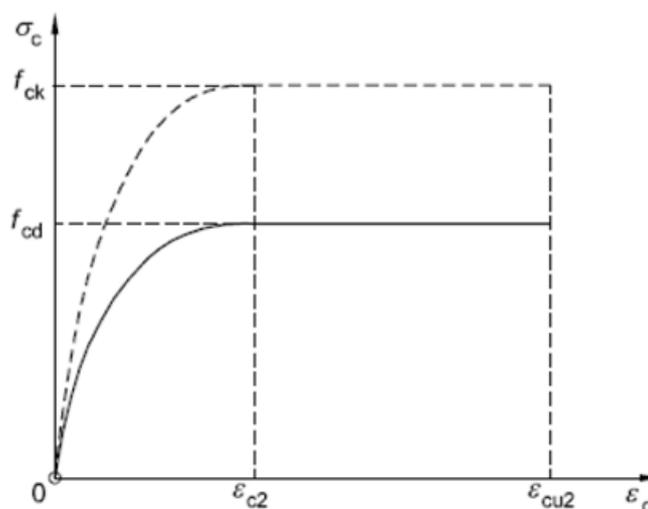


Figura 3: diagramma parabola-rettangolo

4.2 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO ESISTENTE (CIRCOLARE §C8.7.2 E NTC 2008 § 4.1.2.1.1.3)

Sono state eseguite n.2 prove di trazione su due spezzoni di acciaio prelevate in sito, al fine di avere un parametro di riferimento.

Anche in funzione del periodo di realizzazione della struttura, essendo stati utilizzati tondini lisci, confrontando anche i due valori ottenuti, si è adottato un acciaio di tipo FeB32K.

$$f_{y,k}: 315 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t,k}: 490 \text{ N/mm}^2$$

La resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

dove:

f_{yk} (per armatura ordinaria) è la resistenza caratteristica di snervamento dell'acciaio.

γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza che, per tutti i tipi di acciaio vale 1,15

Si ottiene un valore della tensione di snervamento di progetto per l'acciaio di 273.9MPa.

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare modelli basati sul valore di deformazione ultima del materiale $\epsilon_{ud} = 0,9 \epsilon_{uk}$ [$\epsilon_{uk} = (A_{gt})k$], sul valore di calcolo della resistenza f_{yd} e sul rapporto di sovreresistenza $k = (f_t / f_y)_k$.

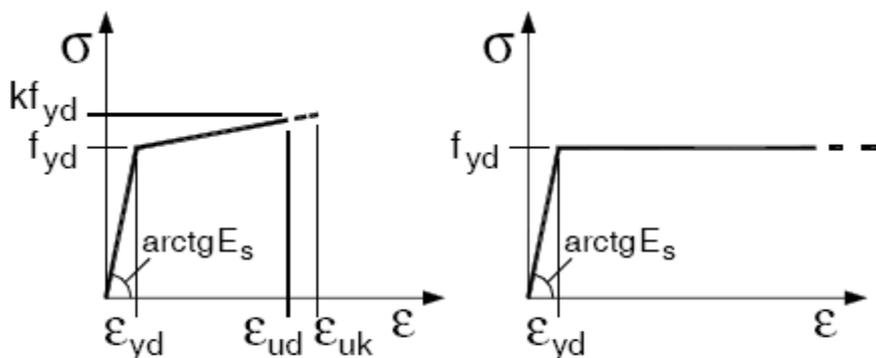


Figura 4: modelli σ - ϵ per l'acciaio

In particolare i calcoli a seguire si basano sul diagramma rappresentativo del comportamento elastico perfettamente plastico.

4.3 ACCIAIO DA CARPENTERIA S275 (NTC 2008 § 11.3.4)

Per quanto riguarda l'acciaio per strutture metalliche utilizzato per la realizzazione della nuova copertura, si è adottato un acciaio tipo **S275**.

Secondo quanto indicato al § 11.3.4.1 delle NTC in sede di progettazione, per gli acciai S275 conformi alle norme UNI EN 10025, per profili laminati a caldo con sezione aperta e chiusa aventi spessori inferiori a 4cm, è possibile assumere nei calcoli i seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche:

- Resistenza nominale a snervamento $f_{yk} = 275 \text{ MPa}$
- Resistenza nominale a rottura $f_{tk} = 430 \text{ MPa}$

Il modulo elastico considerato per l'acciaio S275 è pari a: $E = 210000 \text{ MPa}$.

Il modulo di elasticità trasversale, funzione del coefficiente di Poisson pari a 0.3 è pari a

$$G = \frac{E}{[2(1+\nu)]} = 80769 \text{ MPa}$$

Secondo quanto indicato al capitolo 4.2.4.1.1, la resistenza di calcolo delle membrature in acciaio si pone nella forma:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

dove:

R_k è la generica resistenza caratteristica della membratura, calcolata in funzione sia della resistenza caratteristica del materiale f_{yk} , sia della classe di duttilità della sezione adottata.

γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza, relativo al modello di resistenza adottato, si riporta la tabella 4.2.V dell'NTC

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

4.4 MATERIALI COMPOSITI (CNR DT-200 R1/2013)

Per il rinforzo strutturale dei pilastri si decidono di utilizzare materiali compositi con matrice polimerica e fibre di tessuto in fibra di acciaio galvanizzato ad altissima resistenza unidirezionale.

Di seguito si riportano le caratteristiche principali di tessuto e matrice.

TESSUTO IN FIBRA DI ACCIAIO GALVANIZZATO

Filo			
- tensione caratteristica a trazione	σ_{filo}		> 2900 MPa
- modulo elastico	E_{filo}		> 205 GPa
- area	A_{filo}		0,1076 mm ²
Nastro secco/Trefolo			
Trefolo 3x2 ottenuto unendo fra loro 5 filamenti, di cui 3 rettilinei e 2 in avvolgimento con elevato angolo di torsione			
- area effettiva di un trefolo 3x2 (5 fili)	A_{trefolo}		0,538 mm ²
- n° trefoli/cm			7,09 trefoli/cm
- massa (comprensivo di termosaldatura)			≈ 3300 g/m ²
- spessore equivalente del nastro	t_{nastro}		≈ 0,381 mm
- carico di rottura a trazione di un trefolo			> 1500 N
- resistenza a trazione del nastro	σ_{nastro}		> 2800 MPa
- resistenza a trazione per unità di lunghezza	σ_{nastro}		> 10,67 kN/cm
- modulo di elasticità normale del nastro	E_{nastro}		> 190 GPa
- deformazione a rottura del nastro	ϵ_{nastro}		> 1,50%

MATRICE POLIMERICA

Aspetto	parte A pasta grigia, parte B pasta beige		
Massa volumica	parte A 1650 kg/m ³ – parte B 1720 kg/m ³		
Conservazione	≈ 12 mesi nella confezione originale		
Avvertenze	teme il gelo, l'insolazione diretta e fonti di calore		
Confezione	parte A secchio 5 kg, parte B secchio 5 kg		
Rapporto d'impasto	parte A : parte B = 1 : 1		
Viscosità dell'impasto	≈ 1000000 mPas (rotore 95 RPM 2,5)		metodo Brookfield
Massa volumica dell'impasto	≈ 1700 kg/m ³		
Durata dell'impasto (1 kg):			
- a +5 °C	≥ 100 min		
- a +21 °C	≥ 20 min		
- a +30 °C	≥ 15 min		
Temperature di applicazione	da +5 °C a +30 °C sia substrato che ambiente		
Resa	≈ 1,7 kg/m ² per mm di spessore		
<i>Rilevazione dati a +23 °C di temperatura, 50% U.R. e assenza di ventilazione. Possono variare in funzione delle specifiche condizioni di cantiere.</i>			

5. AZIONI SULLE COSTRUZIONI

5.1 PESI PROPRI DEI MATERIALI STRUTTURALI (NTC 2008 § 3.1.2)

In Figura 5 si riporta l'analisi dei carichi adottati in copertura in condizioni di stato di fatto e di progetto.

ANALISI DEI CARICHI – STATO DI FATTO			
Carichi Strutturali	G _{1K}	120	Kg/m
Carichi non strutturali	G _{2K}	100	Kg/m ²
Carico Accidentale - Neve	G _{2K}	80	Kg/m ²

Figura 5: Analisi dei carichi in copertura. STATO DI FATTO

ANALISI DEI CARICHI – PROGETTO			
Carichi Strutturali	G _{1K}	118	Kg/m
Carichi non strutturali	G _{2K}	200	Kg/m ²
Carico Accidentale - Neve	G _{2K}	80	Kg/m ²

Figura 6: Analisi dei carichi in copertura. PROGETTO

5.2 AZIONE DELLA NEVE (NTC 2008 § 3.4)

Si considera in copertura il carico accidentale dovuto al peso della neve calcolato secondo NTC 2008 e valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t$$

dove:

q_s è il carico della neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²] per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione;

C_T è il coefficiente termico.

Il Comune di Castelmasa appartiene alla Zona II, per la quale per un'altitudine $a_s < 200$ m il valore di q_{sk} risulta essere 1.0 kN/m².

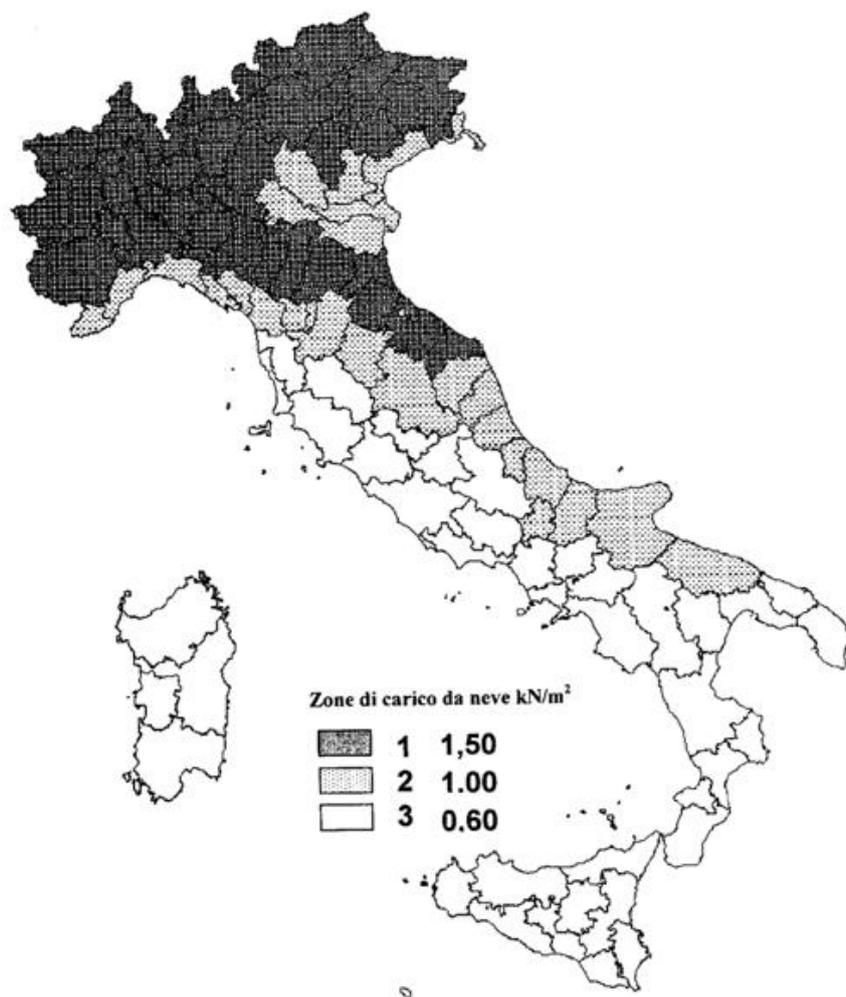


Figura 7: Zone di carico da neve

Il coefficiente di esposizione C_E utilizzato per modificare il valore del carico neve di copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera, verrà assunto pari ad 1, poiché la zona in cui è costruito l'edificio si trova in una "classe di topografia normale", cioè in un'area in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Tabella 2: valori di C_E per diverse classi di topografia

Il coefficiente termico C_T , utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causato dalla perdita di calore della costruzione è assunto pari ad 1. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura.

Il coefficiente di forma μ_i dipende dall'angolo di inclinazione della falda, esso può essere desunto dalla seguente tabella.

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_i	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Tabella 3: valori del coefficiente di forma

Il carico della neve risulta quindi essere pari a:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t = 0.80 \text{ kN/m}^2$$

6 AZIONE SISMICA DI PROGETTO (NTC 2008 § 3.2)

Seguendo criteri propri della normativa sismica attualmente in vigore e non propri dell'epoca di costruzione, come richiesto dalle leggi cogenti, si riportano alcune considerazioni di carattere generale con verifiche ed analisi quantitative.

6.1 REGOLARITA' (NTC 2008 § 7.2.2)

Secondo quanto riportato nel D.M. 2008 le costruzioni devono avere, quanto più possibile, struttura iperstatica caratterizzata da regolarità in pianta ed in altezza; se necessario questo può essere conseguito suddividendo la struttura, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti.

REGOLARITÀ IN PIANTA

Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è regolare in pianta se sono rispettate tutte le seguenti condizioni:

- la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze;
- il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4;
- nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25% della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;
- gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

Nelle condizioni di progetto, l'edificio NON rispetta le condizioni appena riportate in quanto la struttura di copertura non può essere considerato infinitamente rigido nel proprio piano.

Ne risulta che il capannone NON può essere considerato regolare in pianta.

REGOLARITÀ IN ALTEZZA

Secondo quanto previsto dal Paragrafo 7.2.2 del D.M. 2008 una costruzione si può definire regolare in altezza se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;
- massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

L'edificio oggetto di studio PUO' essere considerato regolare in altezza in quanto il fabbricato è ad un unico piano fuori terra.

6.2 VITA NOMINALE (NTC 2008 § 2.4.1)

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata allo scopo al quale destinata.

Per il fabbricato è stata fatta l'ipotesi $V_N = 50$ anni (*opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale*).

6.3 CALSSE D'USO (NTC 2008 § 2.4.2)

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, per i capannoni oggetto di verifica è stata ipotizzata una **Classe d'uso VI**, ovvero costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti.

La scelta della classe d'uso del fabbricato è stata effettuata assieme alla proprietà, Comune di Castelmassa, in funzione della destinazione d'uso del fabbricato, sede dell' A.V.P.

6.4 PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 § 2.4.3)

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N C_U$$

dove C_U è definito al variare della Classe d'uso come riportato nella tabella seguente.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 4: valori del coefficiente d'uso C_U .

Si ottiene $V_R = 100$ anni

6.5 CRITERI DI PROGETTAZIONE – DUTTILITA' DELLA STRUTTURA (NTC 2008 § 7.2.1)

Le costruzioni soggette all'azione sismica, non dotate di appositi sistemi dissipativi, devono essere progettate in accordo con i seguenti comportamenti strutturali:

- comportamento strutturale non dissipativo;
- comportamento strutturale dissipativo.

Nel comportamento strutturale non dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite di esercizio, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, indipendentemente dalla tipologia strutturale adottata, senza tenere conto delle non linearità di comportamento (di materiale e geometriche) se non rilevanti.

Nel comportamento strutturale dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite ultimi, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, in funzione della tipologia strutturale adottata, tenendo conto delle non linearità di comportamento (di materiale sempre, geometriche quando rilevanti e comunque sempre quando precisato).

Nel caso la struttura abbia comportamento strutturale dissipativo, si distinguono due livelli di capacità dissipativa e Classi di Duttilità (CD):

- Classe di duttilità alta (CD "A")
- Classe di duttilità bassa (CD "B")

La differenza tra le due classi risiede nella entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili imprevisi, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

Sia in condizioni di stato di fatto che di progetto si è scelto di verificare e progettare la struttura in CD "B".

6.6 TIPOLOGIA STRUTTURALE E FATTORE DI STRUTTURA (NTC 2008 § 7.4.3.1 E § 7.4.3.2)

Le strutture sismo-resistenti in cemento armato previste dall'NTC 2008 possono essere classificate nelle seguenti tipologie:

- *Strutture a telaio*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale;
- *Strutture a pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale;
- *Strutture miste telaio – pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di strutture miste equivalenti a telai, altrimenti si parla di strutture miste equivalenti a pareti;
- *Strutture deformabili torsionalmente*;

Strutture a pendolo inverso, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione o nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale;

- *Strutture a pannelli*;
- *Strutture monolitiche a cella*;
- *Strutture a pilastri isostatici*

Nel caso in esame, occorre distinguere la tipologia strutturale in funzione delle due direzioni principali del fabbricato.

In direzione longitudinale la struttura è del tipo a telaio, in quanto sono presenti due telai in calcestruzzo che portano la copertura, costituiti da pilastri e travi con nodi rigidi.

In direzione trasversale NON sono presenti telai e i singoli pilastri lavorano a mensola, risentendo solo in parte del telaio longitudinale che fuori dal piano non lavora.

Pertanto, assumendo la condizione peggiore fra i due casi, si può considerare che il fabbricato in esame rientra nella tipologia di strutture a pendolo inverso.

I massimi valori di q_0 relativi alle diverse tipologie ed alle due classi di duttilità considerate (CD "A" e CD "B") sono contenuti nella tabella seguente.

Tipologia	q_0	
	CD"B"	CD"A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0\alpha_q/\alpha_1$	$4,5\alpha_q/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0\alpha_q/\alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Tabella 5: valori di q_0

Pertanto, è stato adottato un fattore di struttura $q_0 = 1.5$, ipotizzando una classe di duttilità B e assumendo per il fabbricato un comportamento strutturale a pendolo inverso.

Il fattore di struttura q si ricava come nel seguito:

$$q = K_R \cdot q_0 = 1.5$$

Dove K_R è un fattore in funzione della regolarità in altezza del fabbricato, posto pari a 1.

Il valore di q pari a 1.5 rientra nel range di valori utilizzabili per gli edifici esistenti, così come indicato al capitolo C8.7.2 della Circolare, che va da 1.5 a 3.

Inoltre, per quanto concerne la verifica dei meccanismi "fragili" si rispetteranno le indicazioni riportate nel capitolo C8.7.2.4 della Circolare del 2009 che impongono l'utilizzo di un fattore di struttura pari a 1.5.

6.7 STATI LIMITE (NTC 2008 § 3.2.1)

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti

delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella.

Stati Limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 6: probabilità di superamento PVR al variare dello stato limite considerato

La verifica della struttura viene effettuata nei confronti dello Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), dello Stato Limite di Danno (SLD) e dello Stato Limite di Operatività (SLO).

6.8 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E TOPOGRAFICA (NTC 2008 § 3.2.2)

La classificazione della categoria di sottosuolo è stata ricavata mediante una prova HVSR, come riportato nella Relazione Geotecnica a cura del Dr. Geol. Stefano Maggi in allegato², il terreno rientra nella Categoria C.

L'edificio sorge a Crevalcore, in zona pianeggiante, pertanto si sceglie la categoria topografica T1.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 7: categorie topografiche

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella 8: categorie di sottosuolo

² Modello Geologico a cura del Dott. Geol. Stefano Maggi, Prot.Int 17.123 , di Luglio 2017.

6.9 DESCRIZIONE DEL MOTO SISMICO (NTC 2008 § 3.2.3.1)

L'azione sismica è caratterizzata da tre componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti.

La componente verticale, secondo quanto riportato dalle NTC 2008 al paragrafo 7.2.1, deve essere considerata solo in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi, elementi a mensola di luce superiore a 4m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti, costruzioni con isolamento e purché il sito nel quale la costruzione sorge non ricada in zona 3 o 4.

Dal momento che il sito di costruzione appartiene alla Zona 3, secondo quanto riportato al suddetto paragrafo della norma, la componente verticale del sisma può essere trascurata.

6.10 SPETTRO DI RISPOSTA DI PROGETTO (NTC 2008 § 3.2.3.2)

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi.

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (NTC 2008 § 3.2.3.2.1)

Secondo quanto riportato al Paragrafo 3.2.3.2.1 del D.M. 2008 quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(t) = a_g S \eta F_0 \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_c \quad S_e(t) = a_g S \eta F_0$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_e(t) = a_g S \eta F_0 \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(t) = a_g S \eta F_0 \left(\frac{T_c T_D}{T^2} \right)$$

dove:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \cdot S_T$$

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali $\xi \neq 5\%$ mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}}$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_c = C_c T_c^*$$

dove T_c^* è definito al § 3.2 dell'NTC 2008 e C_c è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante:

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \frac{a_g}{g} + 1,6$$

Una volta scelta la categoria di sottosuolo è possibile determinare dalla tabella seguente, il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S e il coefficiente C_c .

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 9: valori di S_s e C_c

Amplificazione topografica (NTC 2008 § 3.2.3.2.1)

Per tener conto delle condizioni topografiche, in assenza di specifiche analisi si ricava, entrando con la categoria topografica T_1 , il coefficiente di amplificazione topografica S_T dalla seguente tabella:

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 10: Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

RIASSUMENDO I PRINCIPALI PARIMETRI PER LA DETERMINAZIONE DELLO SPETTRO

- Suolo di categoria topografica T1 – Sottosuolo di categoria C
- $V_N = 50$ anni
- Classe d'uso IV
- Periodo di ritorno azione sismica = 100 anni
- Coordinate: (WGS84): Lat: 45.019592°, Long: 11.305838°
- Fattore di struttura $q = 1.5$

Gli spettri sono determinati mediante l'utilizzo del foglio di calcolo *Spettri-NTCver1.0.3* sviluppato e divulgato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Di seguito se ne riportano le schermate principali con tutti i dati utilizzati per la definizione degli spettri.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE:

LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata



La "Ricerca per comune" utilizza le ... coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che ... all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="60"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="101"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="949"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1950"/>

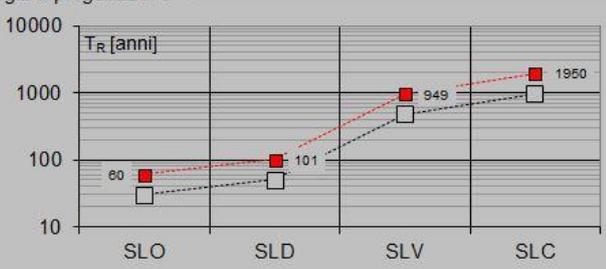
Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

.....■..... Strategia scelta

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato **SLO** info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo **C** info $S_s = 1.500$ $C_c = 1.606$ info
 Categoria topografica **T1** info $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) **5** $\eta = 1.000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_o **1.5** Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q **1.5** $\eta = 0.667$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta ▶▶
 Parametri e punti spettri di risposta ▶▶

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Spettri di risposta

$S_{d,o}$ [g] 0.18
 $S_{d,y}$ [g] 0.16
 S_e [g] 0.14
 0.12
 0.10
 0.08
 0.06
 0.04
 0.02
 0.00

T [s] 4

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato **SLD** info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo **C** info $S_s = 1.500$ $C_c = 1.573$ info
 Categoria topografica **T1** info $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) **5** $\eta = 1.000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_o **1.5** Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q **1.5** $\eta = 0.667$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta ▶▶
 Parametri e punti spettri di risposta ▶▶

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Spettri di risposta

$S_{d,o}$ [g] 0.20
 $S_{d,y}$ [g] 0.15
 S_e [g] 0.10
 0.05
 0.00

T [s] 4

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C** info

$S_s = 1.500$

$C_c = 1.535$ info

Categoria topografica **T1** info

$h/H = 0.000$

$S_T = 1.000$ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%) **5**

$\eta = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_o **1.5**

Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q **1.5**

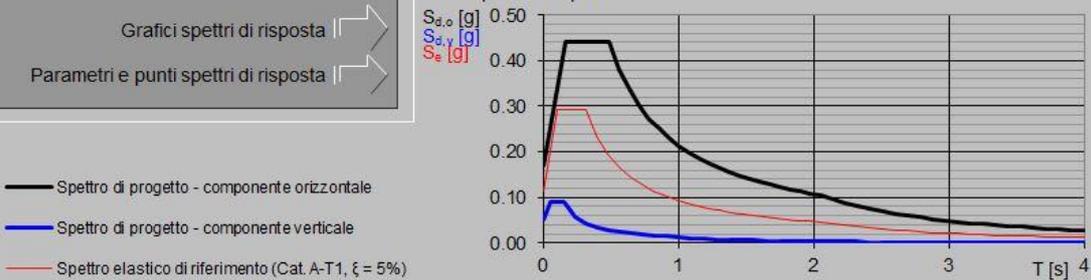
$\eta = 0.667$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

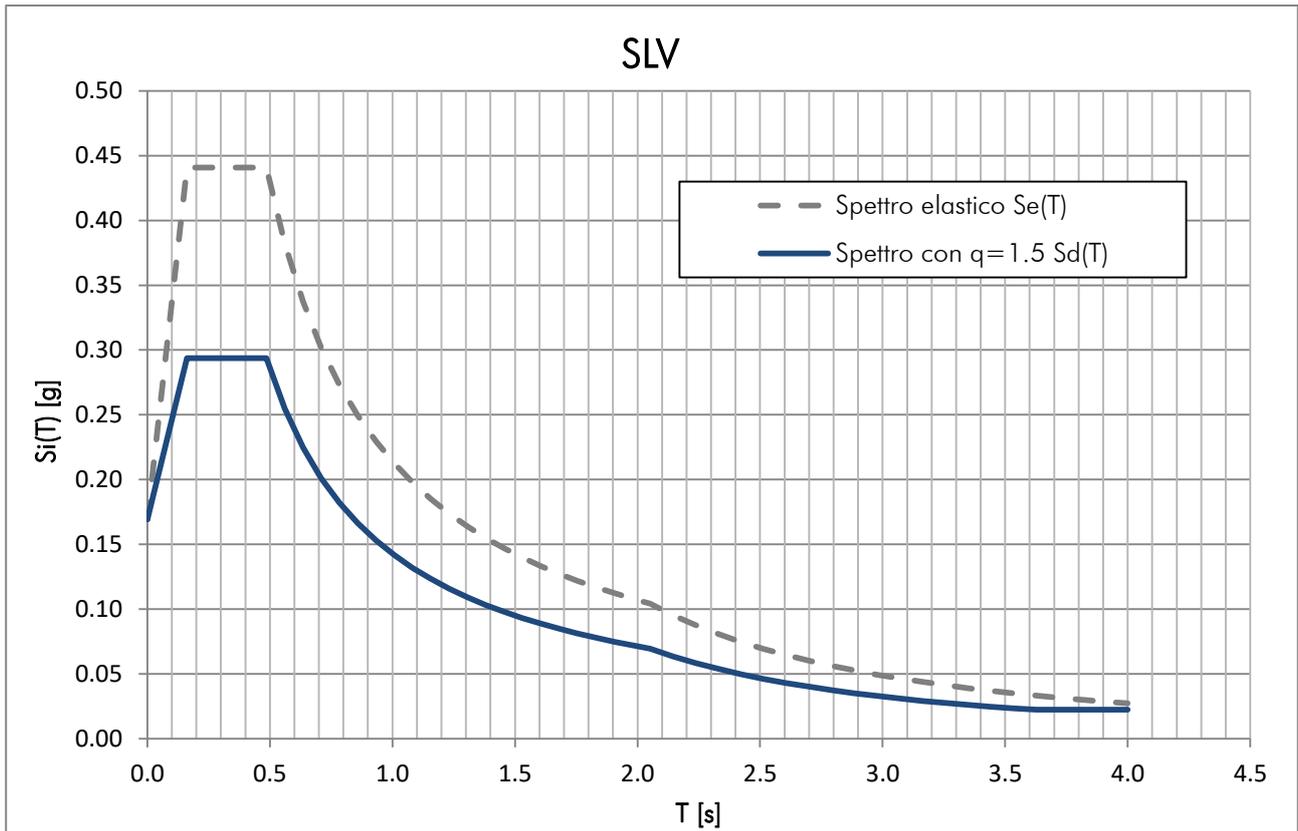


Figura 8: Spettri di risposta SLV.

a_g	F_0	T_c^*
[g]	-	[s]
0.113	2.603	0.317
S_s	1.500	[-]
S_T	1.000	[-]
S	1.500	[-]
ξ	5.00%	[-]
η	0.833	[-]
C_C	1.535	[-]
T_B	0.162	[s]
T_C	0.486	[s]
T_D	2.051	[s]
q	1.5	[-]

Tabella 11: Parametri spettro SLV.

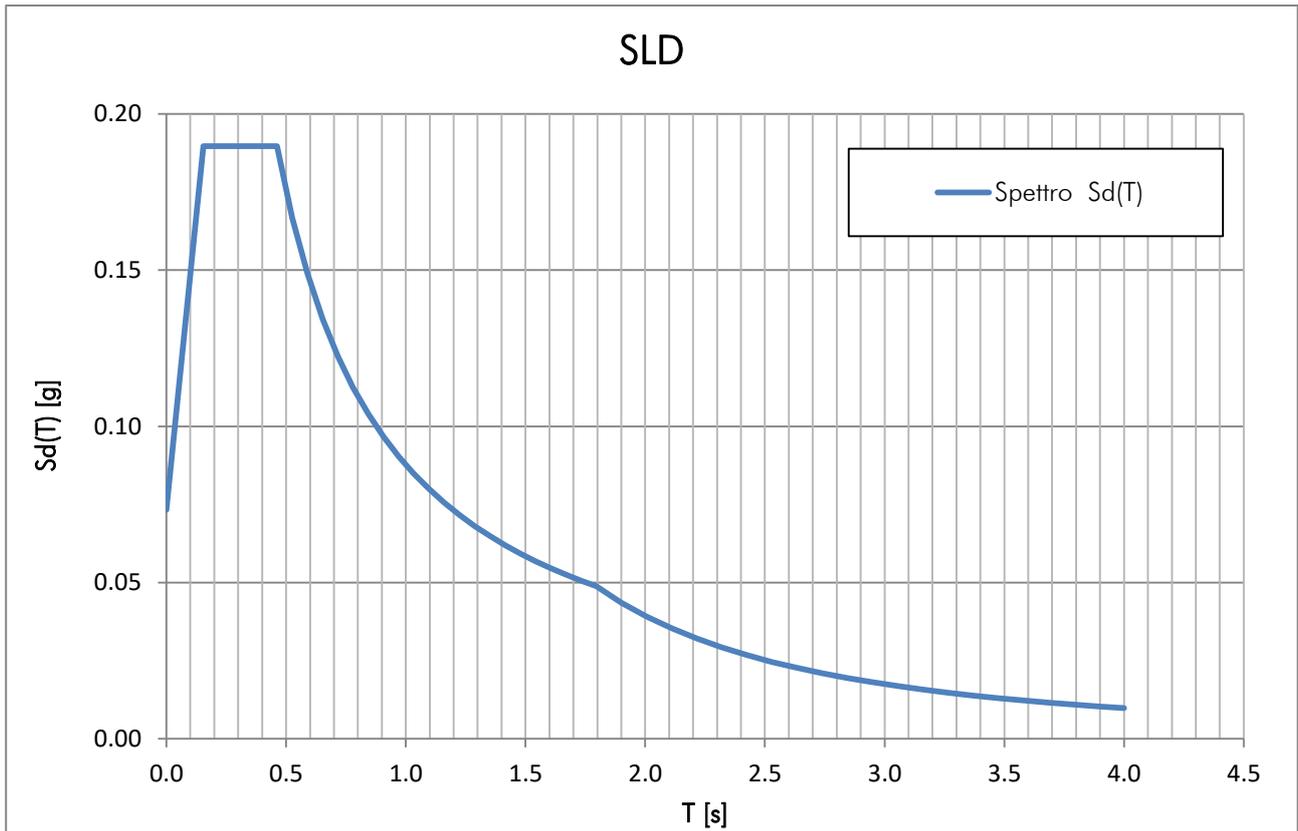


Figura 9: Spettro di risposta SLD.

a_g	F_0	T_c^*
[g]	-	[s]
0.049	2.586	0.294
S_s	1.500	[-]
S_T	1.000	[-]
S	1.500	[-]
ξ	5.00%	[-]
η	0.833	[-]
C_C	1.573	[-]
T_B	0.154	[s]
T_C	0.462	[s]
T_D	1.796	[s]

Tabella 12: Parametri spettro SLD

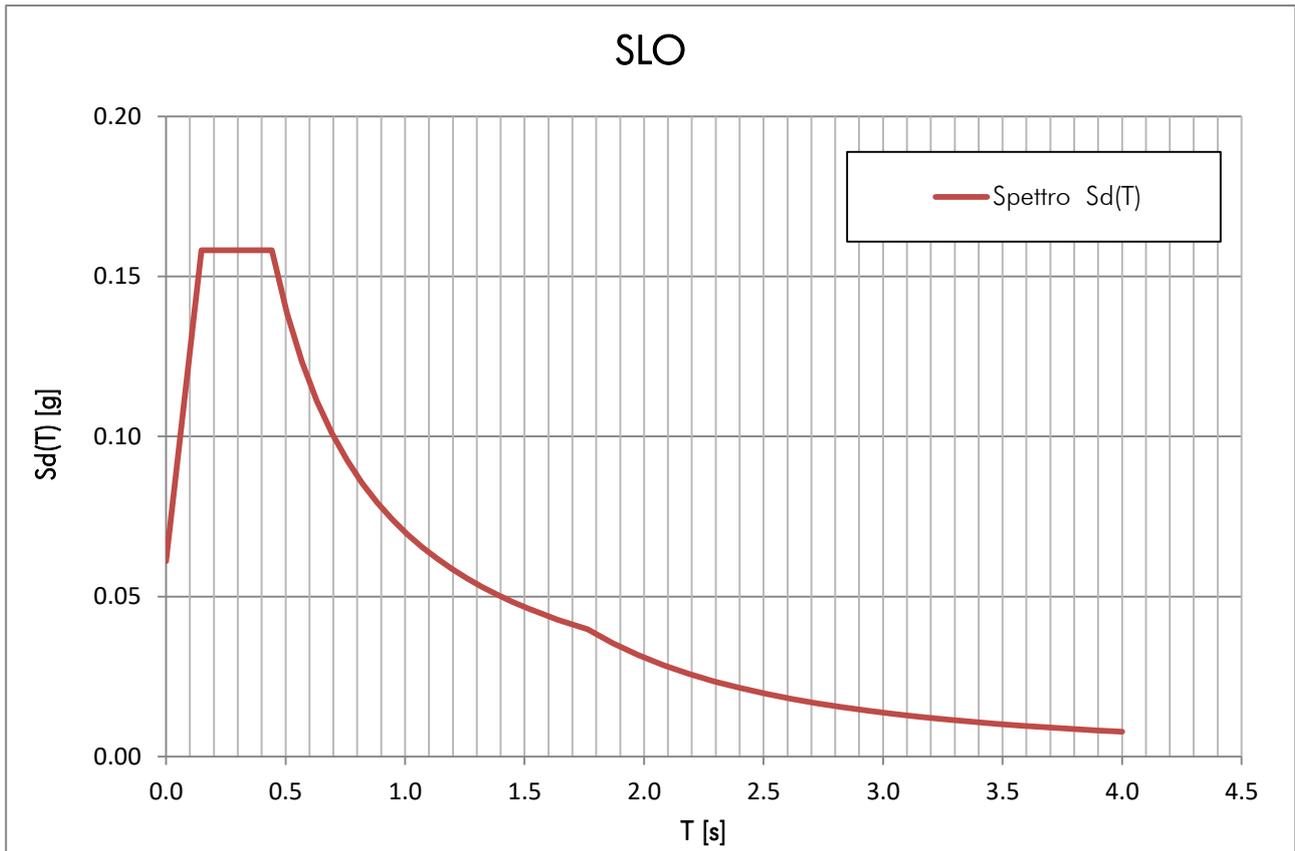


Figura 10: Spettro di risposta SLO.

a_g	F_0	T_c^*
[g]	-	[s]
0.041	2.590	0.276
S_s	1.500	[-]
S_T	1.000	[-]
S	1.500	[-]
ξ	5.00%	[-]
η	0.833	[-]
C_C	1.606	[-]
T_B	0.148	[s]
T_C	0.443	[s]
T_D	1.763	[s]

Tabella 13: Parametri spettro SLO

7 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE ANALISI DI VULNERABILITA'

Di seguito un piccolo specchio riepilogativo delle verifiche più gravose eseguite sui pilastri e sulle travi.

	PILASTRO	TRAVE
PRESSOFLESSIONE	40%	-
FLESSIONE	40%	60%
TAGLIO (crisi fragile)	40%	32%

Il fattore di sicurezza della struttura è determinato dalla crisi fragile per rottura a taglio delle travi, che presenta un fattore di sicurezza del 32% rispetto all'azione sismica di progetto determinata ai sensi della NTC 2008.

8 RIASSUNTO CONCLUSIVO DEL MIGLIORAMENTO SISMICO

Dalle analisi sismiche effettuate sulla struttura esistente si è riscontrato un livello di sicurezza esistente del fabbricato pari al 32%, causato dal valore di minimo relativo alla crisi a taglio delle travi. Più in generale si è riscontrato un livello di sicurezza pari al 40% dei pilastri e della resistenza a flessione delle travi.

A seguito degli interventi di progetto il fabbricato risulta essere verificato al 60% dell'azione sismica di progetto definita dall' NTC del 2008.

Si evidenzia come la definizione del livello di sicurezza sia definito dalla crisi a pressoflessione dei pilastri, crisi duttile, mentre i fenomeni di rottura a taglio di travi e pilastri presentino fattori di sicurezza maggiori.

	FS (Stato di Fatto)	FS (Progetto)
Fabbricato	32 %	60 %

Tabella 14: Tabella riassuntiva miglioramento sismico.

I TECNICI:

Ing. Denis Zanetti

Ing. Matteo Vincenzi

Committente

COMUNE DI CASTELMASSA (RO)

Oggetto

INDAGINI SPECIALISTICHE SULLE STRUTTURE IN C.A. DEL FABBRICATO AD USO DI MAGAZZINO COMUNALE E SEDE DELL'A.V.P. SITO A CASTELMASSA (RO)



Titolo

RAPPORTO CONCLUSIVO DI INDAGINE

Emesso:

ing. Marco Geminiani

Approvato:

Ing. Sergio Tralli

Commissa	Codice - Documento	Revisione	Motivazione	Data	Nome file
1040 - 17	Doc08 - Rapporto conclusivo	00	Prima emissione	12/06/2017	comm1040-17-doc8-rev00-castelmassa (RO)

INDICE

1. PREMESSA.....	5
2. PIANIFICAZIONE CAMPAGNA DI INDAGINE	6
2.1 Identificazione dei punti di indagine	6
3. RILIEVO DELLE SEZIONI RESISTENTI	8
4. PRELIEVO DI CAMPIONI DI CALCESTRUZZO	10
5. PROVA DI ROTTURA PER COMPRESSIONE	12
6. MISURA DELLA PENETRAZIONE DELLA CO ₂	13
6.1 Report fotografico dei provini sottoposti a test colorimetrico	14
7. PROVE DI TRAZIONE SU BARRE DA C.A.....	15
8. SONDAGGI IN FONDAZIONE	16
9. ELENCO ALLEGATI.....	17

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1: inquadramento cartografico del complesso edilizio in oggetto	5
Figura 2: vista aerea con identificazione dell'edificio oggetto di indagine	5
Figura 3: misura diretta del diametro delle armature longitudinali - indagine ID 02.....	8
Figura 4: localizzazione e determinazione del tipo e del diametro delle barre longitudinali e trasversali – indagine ID 04.....	8
Figura 5: localizzazione e determinazione del tipo e del diametro delle barre longitudinali e trasversali – indagine ID 06.....	9
Figura 6: localizzazione e determinazione del tipo e del diametro delle barre longitudinali e trasversali – indagine ID 01.....	9
Figura 7: area in cui è stato prelevato il campione mediante carotaggio – indagine ID 02.....	10
Figura 8: area in cui è stato prelevato il campione mediante carotaggio – indagine ID 04.....	10
Figura 9: prelievo di campione mediante carotaggio – indagine ID 05.....	10
Figura 10: accettazione fotografica del materiale prelevato in situ - campione ID 01.....	11
Figura 11: accettazione fotografica del materiale prelevato in situ - campione ID 02.....	11
Figura 12: accettazione fotografica del materiale prelevato in situ - campione ID 04.....	11
Figura 13: accettazione fotografica del materiale prelevato in situ - campione ID 05.....	11
Figura 14: accettazione fotografica del materiale prelevato in situ - campione ID 10.....	11
Figura 15: soluzione idroalcolica di fenoltaleina all'1%	13
Figura 16: provino sottoposto a test colorimetrico - campione ID 01.....	14
Figura 17: provino sottoposto a test colorimetrico - campione ID 02.....	14
Figura 18: provino sottoposto a test colorimetrico - campione ID 01.....	14
Figura 19: provino sottoposto a test colorimetrico - campione ID 05.....	14
Figura 20: accettazione fotografica campione ID 01	15
Figura 21: accettazione fotografica campione ID 04	15
Figura 22: esecuzione del carotaggio in fondazione - indagine ID 9	16
Figura 23: rilievo delle opere di fondazione - indagine ID 9	16

1. Premessa

Su incarico della Committenza, **Comune di Castelmassa (RO)**, la scrivente società ha eseguito una campagna di indagini specialistiche presso il fabbricato ad uso di magazzino comunale e sede dell'A.V.P: sito a Castelmassa (RO)

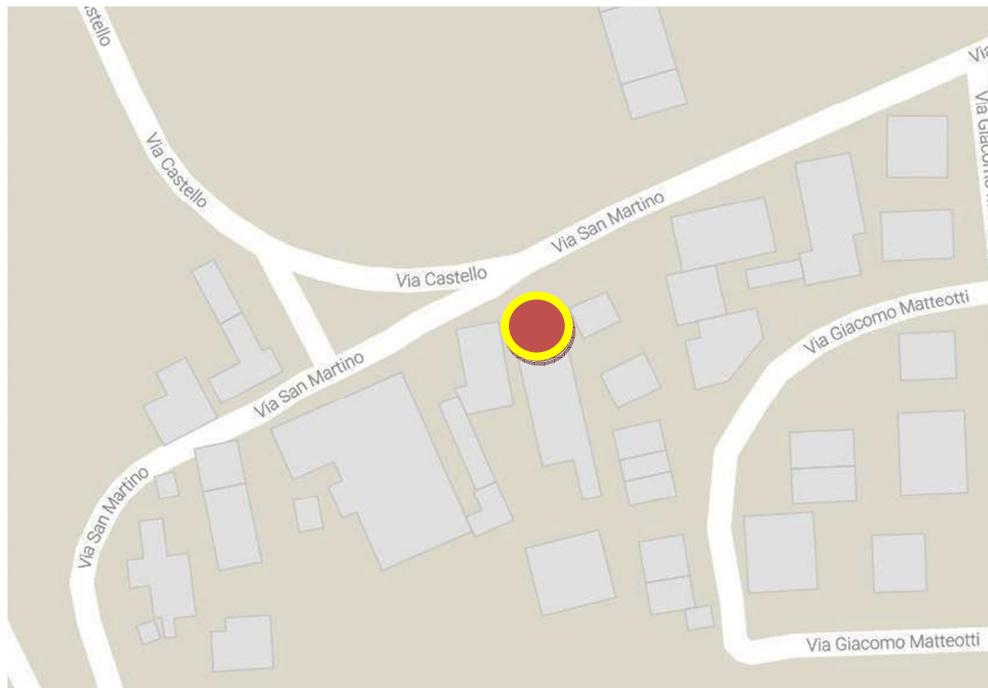


Figura 1: inquadramento cartografico del complesso edilizio in oggetto

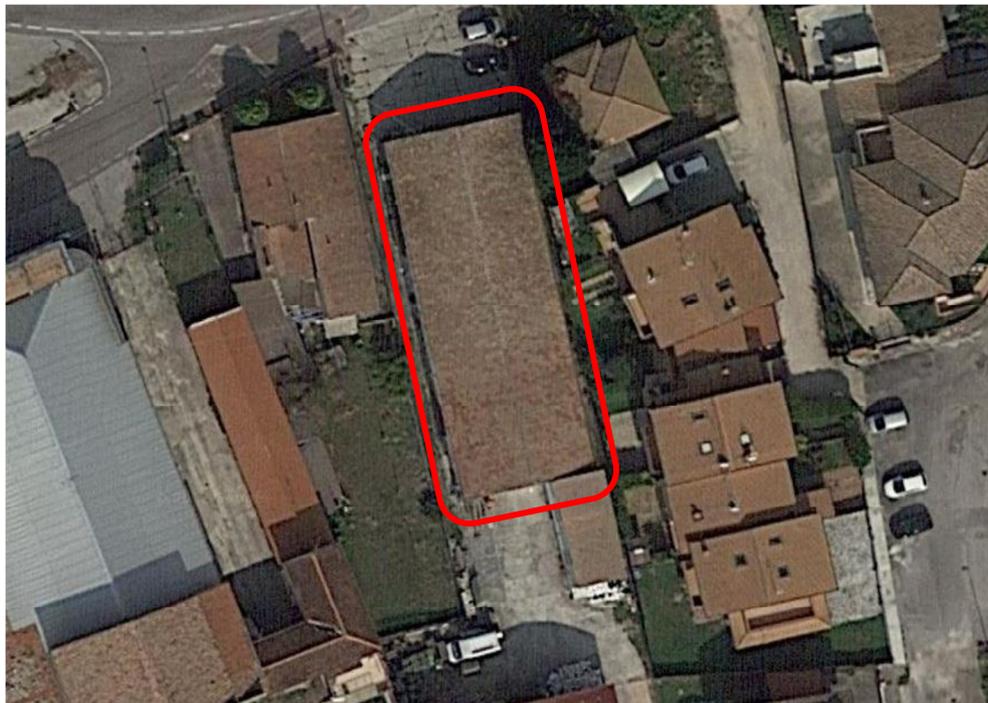


Figura 2: vista aerea con identificazione dell'edificio oggetto di indagine

2. Pianificazione campagna di indagine

La campagna di indagine, pianificata in accordo con la Committenza e con i progettisti incaricati delle verifiche, ha previsto sia attività da eseguire in situ sia attività di laboratorio.

Obiettivo della campagna di indagine è l'approfondimento del livello di conoscenza al fine di fornire ai progettisti gli elementi necessari all'esecuzione delle verifiche. E' necessario pertanto procedere indagando sia la qualità dei materiali definendo dei parametri meccanici, sia la tipologia degli elementi strutturali definendo le geometrie di cassero e la disposizione dei ferri di armatura.

La presente relazione tecnica descrive prevalentemente le fasi di lavoro svolto e riassume i risultati ottenuti, ponendo attenzione ad alcune vulnerabilità riscontrate durante le fasi di rilievo. Per le modalità di esecuzione delle prove si rimanda alle relative normative di riferimento.

2.1 Identificazione dei punti di indagine

Ad ogni punto di indagine viene assegnato un contrassegno numerico in ordine progressivo crescente. Per collocare esattamente il punto di indagine sulla struttura, si deve far riferimento agli elaborati grafici contenuti in *Allegato 1* al presente documento.

La tabella che segue riassume le attività eseguite in situ, associando ad ogni punto di indagine le informazioni seguenti:

- Elemento indagato;
- Zona in cui si esegue l'attività di indagine;
- Tipologie di indagini eseguite.

ELENCO DELLE ATTIVITA' ESEGUITE IN SITU								
ID	piano	parte d'opera	prelievo di ferro	prelievo di carota	pacometria	sezione resistente	tessitura muraria	carotaggio in fondazione
1	TERRA	pilastro	✓	✓	✓	✓		
2	TERRA	pilastro		✓	✓	✓		
3A	TERRA	muratura					✓	
3B	TERRA	muratura					✓	
4	TERRA	pilastro	✓	✓	✓	✓		
5	TERRA	pilastro		✓	✓	✓		
6	COPERTURA	trave			✓	✓		
7	COPERTURA	trave			✓	✓		
8	COPERTURA	soffitto			✓	✓		
9	FONDAZIONE	fondazione						✓
10	TERRA	pavimentazione		✓				

Le attività svolte in cantiere complessivamente risultano essere:

- n. 4 prelievi di campioni di calcestruzzo da pilastri;
- n. 2 prelievi di campioni di ferri d'armatura da pilastri;
- n.7 rilievi di sezioni resistenti comprensivi di localizzazione delle barre d'armatura;
- n. 2 rilievi di tessiture murarie;
- n.1 sondaggi in fondazione mediante carotaggio in continuo;
- n.1 prelievo di campioni di calcestruzzo dalla pavimentazione dell'edificio.

Le prove di laboratorio compiute sui provini ricavati dai campioni prelevati in situ:

- n. 5 prove di schiacciamento su provini di calcestruzzo;
- n. 4 test colorimetrici per la determinazione del fronte di carbonatazione su provini in calcestruzzo;
- n. 2 prove di trazione su spezzoni d'armatura.

3. Rilievo delle sezioni resistenti

La determinazione della posizione, del numero e una stima del diametro dei ferri d'armatura è stata eseguita mediante indagini non distruttive (pacometro) e, in alcuni casi, unitamente a piccoli saggi, mettendo a nudo porzioni di armatura dopo aver rimosso l'intonaco o altri elementi a protezione delle strutture.

Questa metodologia ha permesso di:

- effettuare localmente una misura diretta del diametro e della tipologia delle barre di armatura presenti;
- eseguire un controllo visivo dello stato di ossidazione delle barre d'armatura;
- coadiuvare l'interpretazione delle informazioni ricavate con il pacometro.



Figura 3: misura diretta del diametro delle armature longitudinali - indagine ID 02



Figura 4: localizzazione e determinazione del tipo e del diametro delle barre longitudinali e trasversali – indagine ID 04



Figura 5: localizzazione e determinazione del tipo e del diametro delle barre longitudinali e trasversali – indagine ID 06



Figura 6: localizzazione e determinazione del tipo e del diametro delle barre longitudinali e trasversali – indagine ID 01

Gli elaborati grafici contenuti in *Allegato 2* riportano la restituzione delle informazioni rilevate. La restituzione in forma grafica è da intendersi rappresentativa di quanto effettivamente rilevato in sito, pertanto elementi geometrici non quotati hanno funzione puramente rappresentativa delle geometrie ipotizzate sulla base di schemi costruttivi tipologici.

4. Prelievo di campioni di calcestruzzo

Per la determinazione dei parametri meccanici del calcestruzzo sono stati prelevati cinque campioni mediante carotaggio a umido. Nello specifico i prelievi sono stati eseguiti su 4 pilastri e sulla pavimentazione in calcestruzzo del fabbricato oggetto d'indagine.

Per evitare di eseguire il carotaggio nelle aree interessate dal passaggio delle armature è stata eseguita una preliminare indagine pacometrica, che ha permesso di procedere mediante tecnica non invasiva alla tracciatura della posizione dei ferri sulla superficie stessa dell'elemento indagato.



Figura 7: area in cui è stato prelevato il campione mediante carotaggio – indagine ID 02



Figura 8: area in cui è stato prelevato il campione mediante carotaggio – indagine ID 04



Figura 9: prelievo di campione mediante carotaggio – indagine ID 05

Tutti i campioni di calcestruzzo prelevati dalle strutture del cantiere in oggetto, sono stati immediatamente siglati e portati in laboratorio. Espletate le procedure di accettazione, sono stati sottoposti ad un'accurata preparazione per la successiva esecuzione delle prove concordate con la Committenza, secondo gli standard previsti dalla normativa vigente.

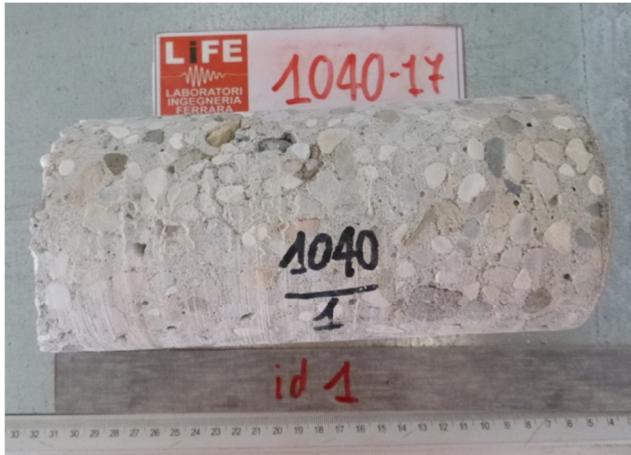


Figura 10: accettazione fotografica del materiale prelevato in situ - campione ID 01

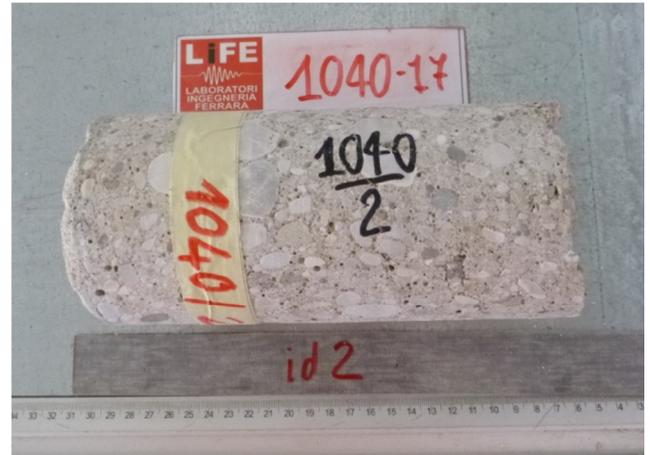


Figura 11: accettazione fotografica del materiale prelevato in situ - campione ID 02



Figura 12: accettazione fotografica del materiale prelevato in situ - campione ID 04

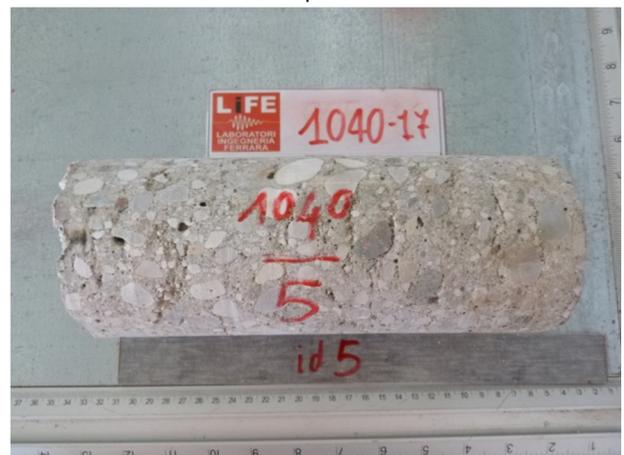


Figura 13: accettazione fotografica del materiale prelevato in situ - campione ID 05



Figura 14: accettazione fotografica del materiale prelevato in situ - campione ID 10

5. Prova di rottura per compressione

Dai campioni prelevati in situ, sono stati ricavati 5 provini di forma cilindrica. La preparazione dei provini da sottoporre a prova di rottura per compressione è avvenuta secondo la procedura standard definita dalla norma UNI EN 12390-1, che prevede taglio e rettifica a umido. Le dimensioni dei provini preparati rispettano il requisito richiesto $H/D = 1$.

Successivamente, i provini sono stati pesati e poi sottoposti a prova di rottura per compressione. La prova si effettua in accordo alla norma UNI EN 12390-3 utilizzando una pressa da 3000kN conforme alla UNI EN 12390-4.

PROVA DI COMPRESSIONE SU PROVINI DI CALCESTRUZZO UNI EN 12504-1:2009									
progressivo prova	campione	Dimensioni Provino			Massa volumica [kg/mc]	Carico di Rottura [kN]	$f_{c\lambda}$ [MPa]	R_{C1} [MPa]	R_{C1m} [MPa]
		Diametro	Lunghezza	$\lambda = L / D$					
		[mm]	[mm]						
1	1040-01	95,0	95,0	1,00	2349	179,5	25,3	25,3	27,9
2	1040-02	95,0	95,0	1,00	2297	204,1	28,8	28,8	
3	1040-03	95,0	95,0	1,00	2372	184,2	26,0	26,0	
4	1040-04	95,0	95,0	1,00	2351	222,2	31,3	31,3	
5	1040-10	54,0	54,0	1,00	2378	68,4	29,9	29,9	29,9

Si definisce $f_{c\lambda}$ la resistenza a compressione del provino con rapporto di snellezza $\lambda = L/D$

Si definisce $R_{C1} = (f_{c\lambda} \times 2.5)/(1.5 + 1/\lambda)$ la resistenza a compressione del corrispondente cilindro di snellezza $\lambda = 1$ assimilabile alla resistenza cubica.

Dalle prove eseguite, il calcestruzzo prelevato dai *pilastr*i dell'opera in oggetto esplica un valore medio della resistenza cubica a compressione pari a $R_{c1m} = 27.9 \text{ MPa}$

La massa volumica dei provini testati, determinata in accordo alla norma UNI EN 12390-7, risulta assai omogenea e si attesta nell'intorno del valore medio pari a $m_v = 2342 \text{ kg/m}^3$.

La pavimentazione in calcestruzzo non rientra nei valori medi appena elencati.

6. Misura della penetrazione della CO₂

I campioni di calcestruzzo sono stati sottoposti a prova colorimetrica, mediante soluzione idroalcolica di fenolftaleina all'1%, per la determinazione della profondità di penetrazione della CO₂ secondo la procedura indicata dalla norma UNI 9944.



Figura 15: soluzione idroalcolica di fenolftaleina all'1%

TEST COLORIMETRICO CON FENOLFTALEINA 1%						
progressivo prova	campione	Dimensioni Provino		CO ₂	Massa volumica	R _{C1}
		Diametro	Lunghezza			
		[mm]	[mm]			
1	1040-01	95,0	95,0	55	2349	25,3
2	1040-02	95,0	95,0	53	2297	28,8
3	1040-03	95,0	95,0	67	2372	26,0
4	1040-04	95,0	95,0	34	2351	31,3

Il fronte di carbonatazione è risultato compreso in un intervallo che va dal valore minimo pari a 34mm e massimo pari a 67mm, registrati rispettivamente sul campione ID 1040/04, per quanto concerne il valore minimo, e ID 1040/03 per quanto riguarda il valore massimo.

6.1 Report fotografico dei provini sottoposti a test colorimetrico



Figura 16: provino sottoposto a test colorimetrico - campione ID 01



Figura 17: provino sottoposto a test colorimetrico - campione ID 02



Figura 18: provino sottoposto a test colorimetrico - campione ID 01



Figura 19: provino sottoposto a test colorimetrico - campione ID 05

7. Prove di trazione su barre da c.a.

Per la determinazione dei parametri meccanici dell'acciaio da cemento armato sono stati prelevati due campioni di armatura da altrettanti pilastri dell'edificio indagato.

Gli spezzoni prelevati sono del tipo tondo liscio.

Per la collocazione in pianta dei punti di prelievo si deve far riferimento alla tabella riportata al *paragrafo 2.1* e alle planimetrie contenute in *Allegato 1*.

Espletate le procedure di accettazione i campioni sono stati sottoposti ad un'accurata preparazione per la successiva esecuzione delle prove concordate con la Committenza, secondo gli standard previsti dalla normativa vigente.

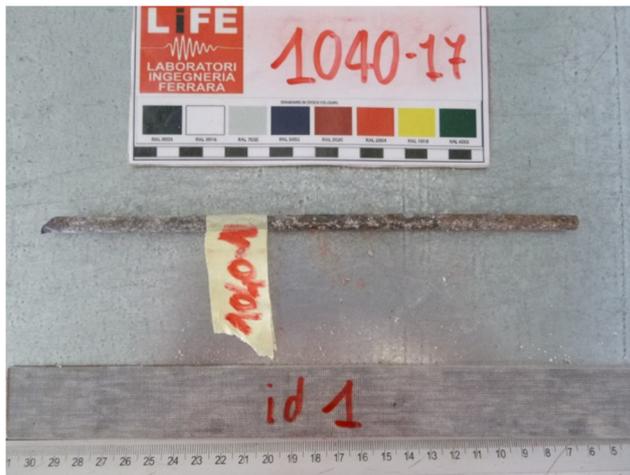


Figura 20: accettazione fotografica campione ID 01



Figura 21: accettazione fotografica campione ID 04

PROVA DI TRAZIONE DIRETTA - Tensile Test at Ambient Temperature - UNI EN ISO 6892-1:2009

progressivo prova	ID provino	tipologia barra d'armatura	Dimensioni Provino			Massa lineica m	Carico di snervamento F_y	Carico di rottura F_t	tensione di snervamento f_y	tensione di rottura f_t	rapporto tensioni f_t / f_y
			D_{nom}	Φ_{eq}	L						
			[mm]	[mm]	[mm]						
1	1040-01	tondo liscio	6	6,07	220,0	0,227	13,80	18,00	488,1	636,6	1,30
2	1040-04	tondo liscio	6	6,11	200,0	0,230	15,90	24,00	562,3	848,8	1,51

8. Sondaggi in fondazione

In corrispondenza delle fondazioni dell'opera oggetto di indagine è stato eseguito un carotaggio meccanico in continuo, ad asse verticale. Tale tipologia di sondaggio ha lo scopo di determinare le caratteristiche strutturali delle opere di fondazione, fornire una stima della profondità del piano di posa delle stesse e determinare le caratteristiche degli strati sottostanti tali manufatti. Si utilizza un carotiere a pareti sottili di diametro esterno 60 mm provvisto di utensili diamantati.



Figura 22: esecuzione del carotaggio in fondazione - indagine ID 9



Figura 23: rilievo delle opere di fondazione - indagine ID 9

Unitamente al saggio compiuto con carotaggio in continuo, sono stati praticati una serie di fori col trapano in profondità allo scopo di determinarne correttamente la geometria dell'opera fondazionale indagata.

I dati rilevati sono riportati in forma grafica nell'*Allegato 2* al presente documento.

9. Elenco allegati

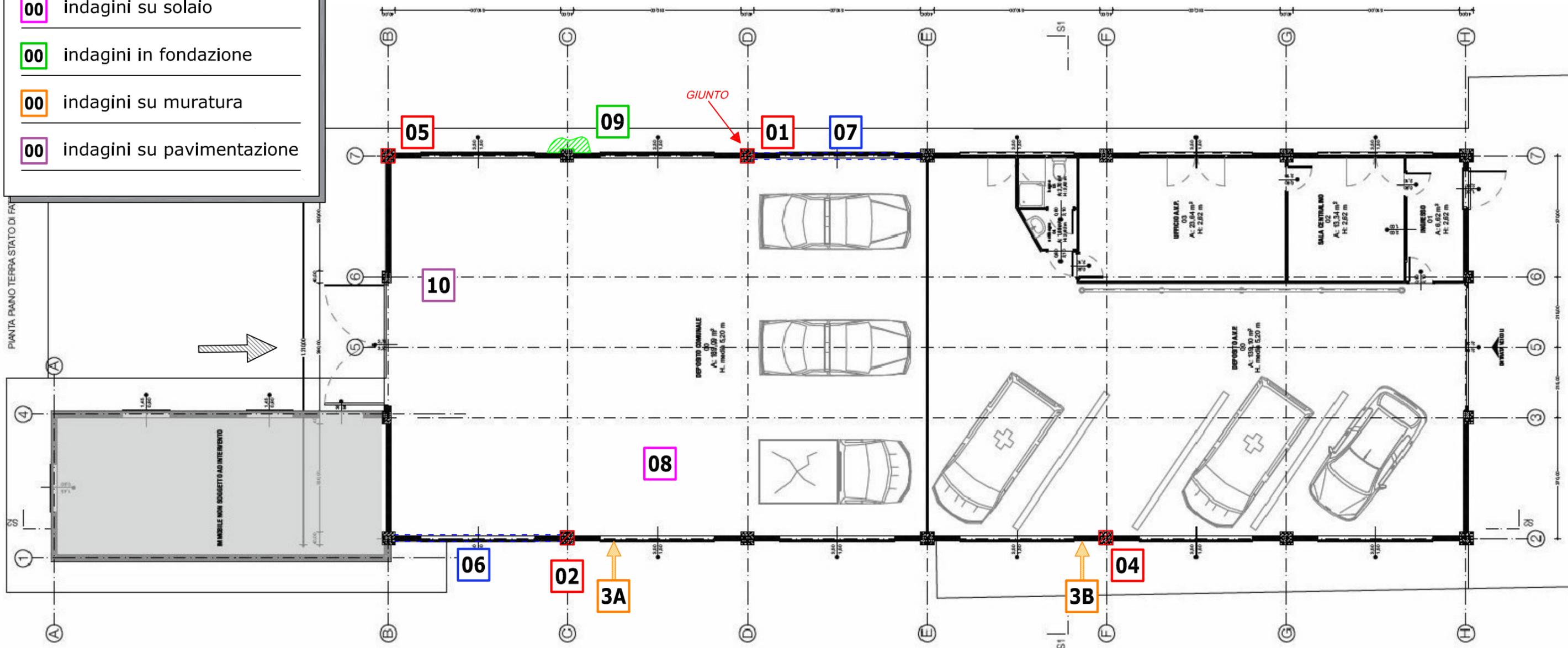
Allegato 1	Localizzazione e codifica indagini: <i>elaborati grafici</i>
Allegato 2	Rilievo delle sezioni resistenti: <i>elaborati grafici</i>
Allegato 3	Schede tecniche strumentazione

ALLEGATO 1

Localizzazione e codifica dei punti d'indagine
Elaborati grafici

LEGENDA:

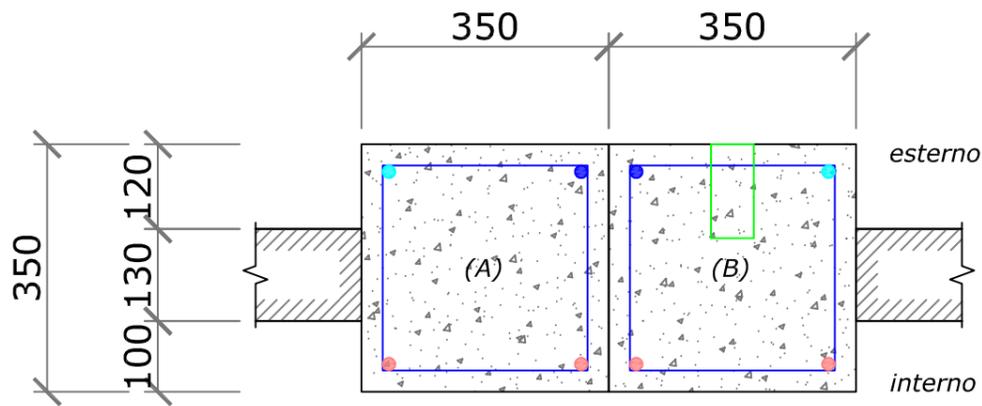
- 00 indagini su pilastro
- 00 indagini su trave
- 00 indagini su solaio
- 00 indagini in fondazione
- 00 indagini su muratura
- 00 indagini su pavimentazione



ALLEGATO 2

Rilievo delle sezioni resistenti

Elaborati grafici



ID 01

PILASTRI
GIUNTO STRUTTURALE
SEZIONE QUOTA +100cm

rilievo visivo
prelievo di carota in (B)
prelievo di spezzone in (A)

PILASTRO A

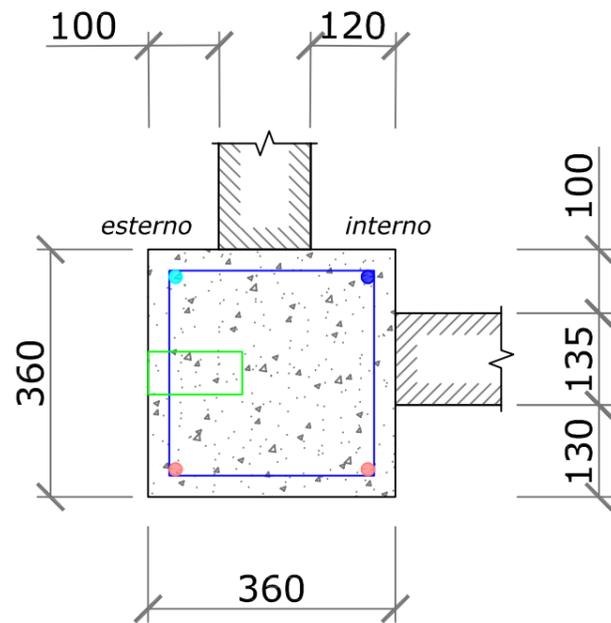
ARMATURA LONGITUDINALE
4Ø16 t.l.
ricoprimento 30 mm

ARMATURA TRAVERSALE
staffe Ø6 t.l. passo 220 mm
ricoprimento 20 mm

PILASTRO B

ARMATURA LONGITUDINALE
4Ø18 t.l.
ricoprimento 50 mm

ARMATURA TRAVERSALE
staffe Ø6 t.l. passo 250 mm
ricoprimento 40 mm



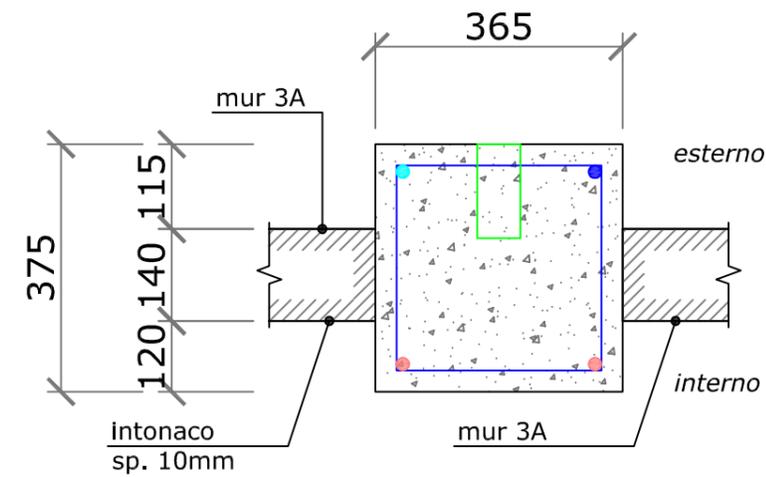
ID 05

PILASTRO
SEZIONE QUOTA +100cm

rilievo visivo
prelievo di carota
spessore intonaco 10 mm
misure comprensive d'intonaco

ARMATURA LONGITUDINALE
4Ø16 t.l.
ricoprimento 40 mm (con intonaco)

ARMATURA TRAVERSALE
staffe Ø6 t.l. passo 200-210 mm
ricoprimento 30 mm (con intonaco)



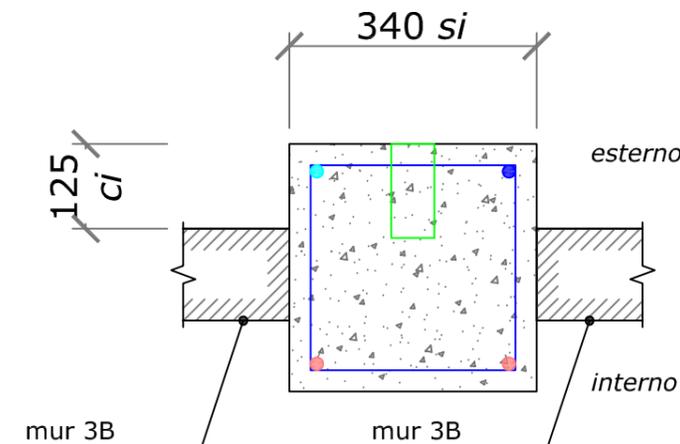
ID 02

PILASTRO
SEZIONE QUOTA +100cm

rilievo visivo
prelievo di carota
spessore intonaco 5 mm
misure comprensive d'intonaco

ARMATURA LONGITUDINALE
4Ø16 t.l.
ricoprimento 37 mm (con intonaco)

ARMATURA TRAVERSALE
staffe Ø6 t.l. passo 250 mm
ricoprimento 30 mm (con intonaco)



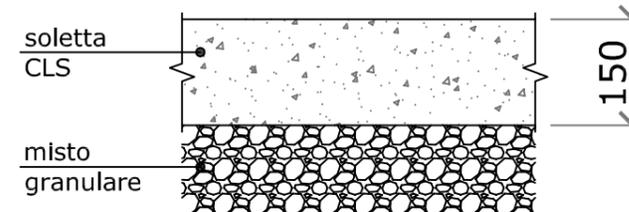
ID 04

PILASTRO
SEZIONE QUOTA +100cm

rilievo visivo
prelievo di carota
prelievo di armatura

ARMATURA LONGITUDINALE
4Ø18 t.l.
ricoprimento 10-15 mm

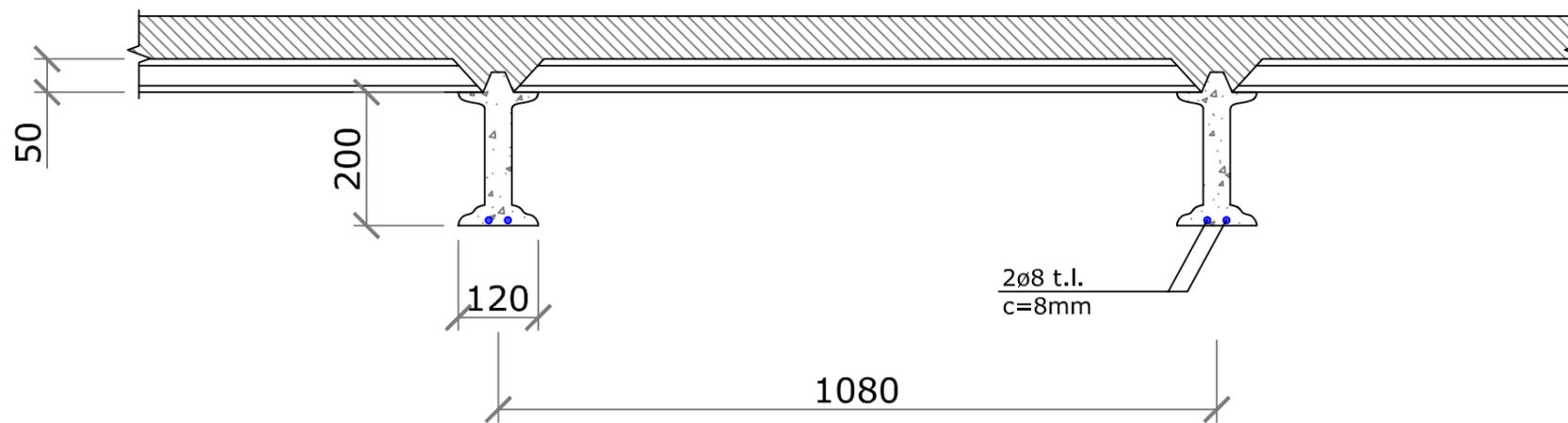
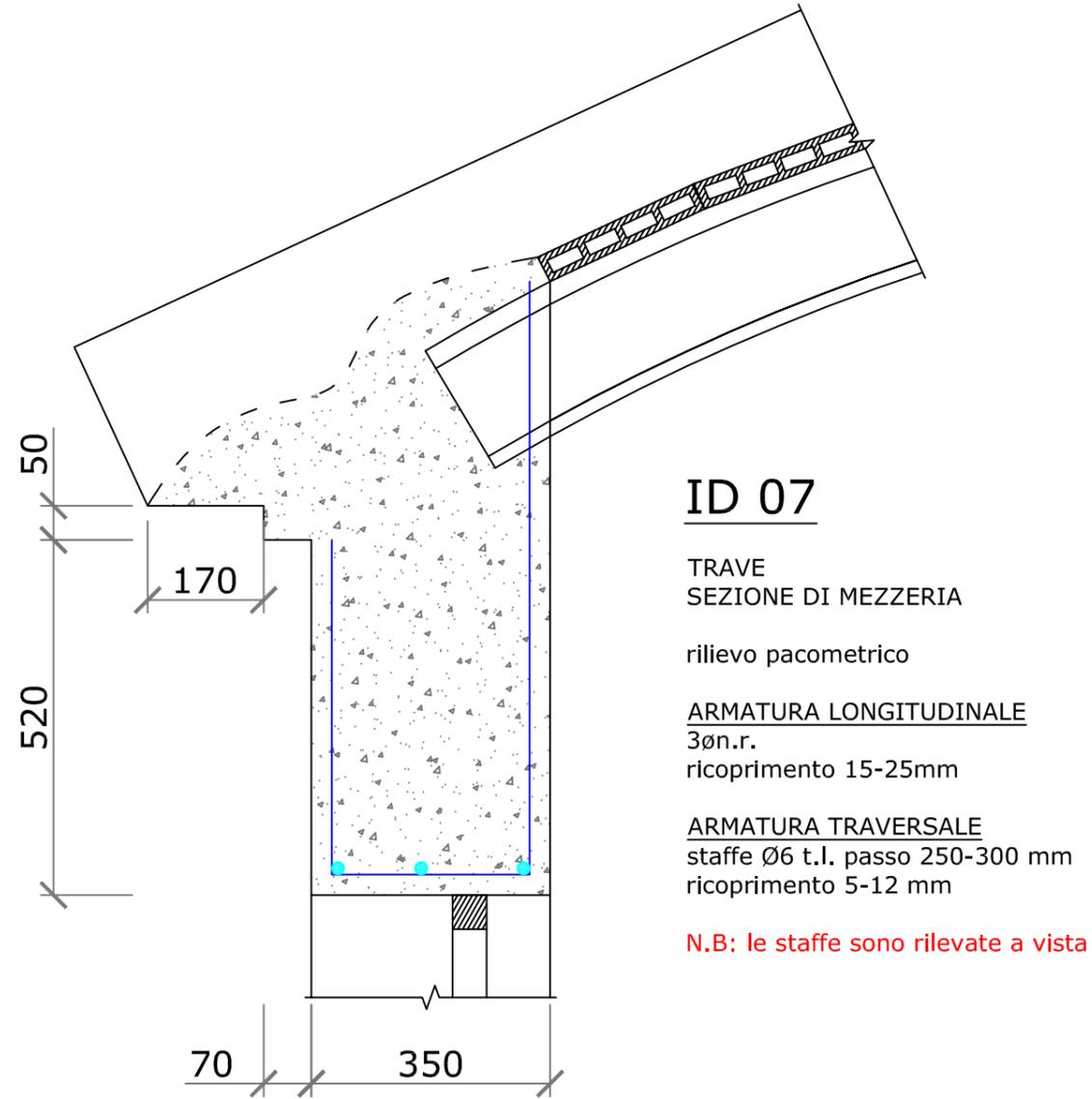
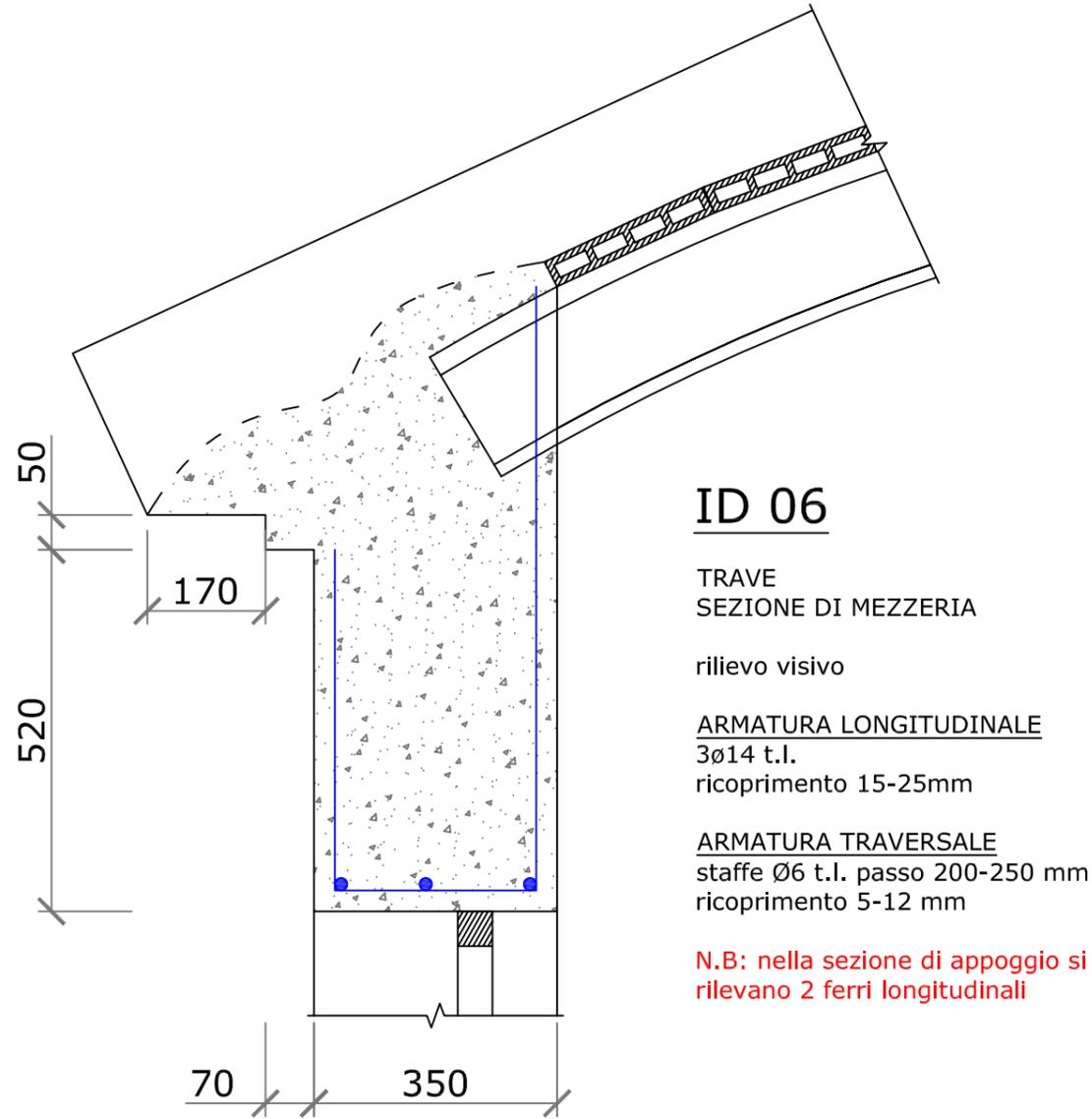
ARMATURA TRAVERSALE
staffe Ø6 t.l. passo 300 mm
ricoprimento 5-10 mm



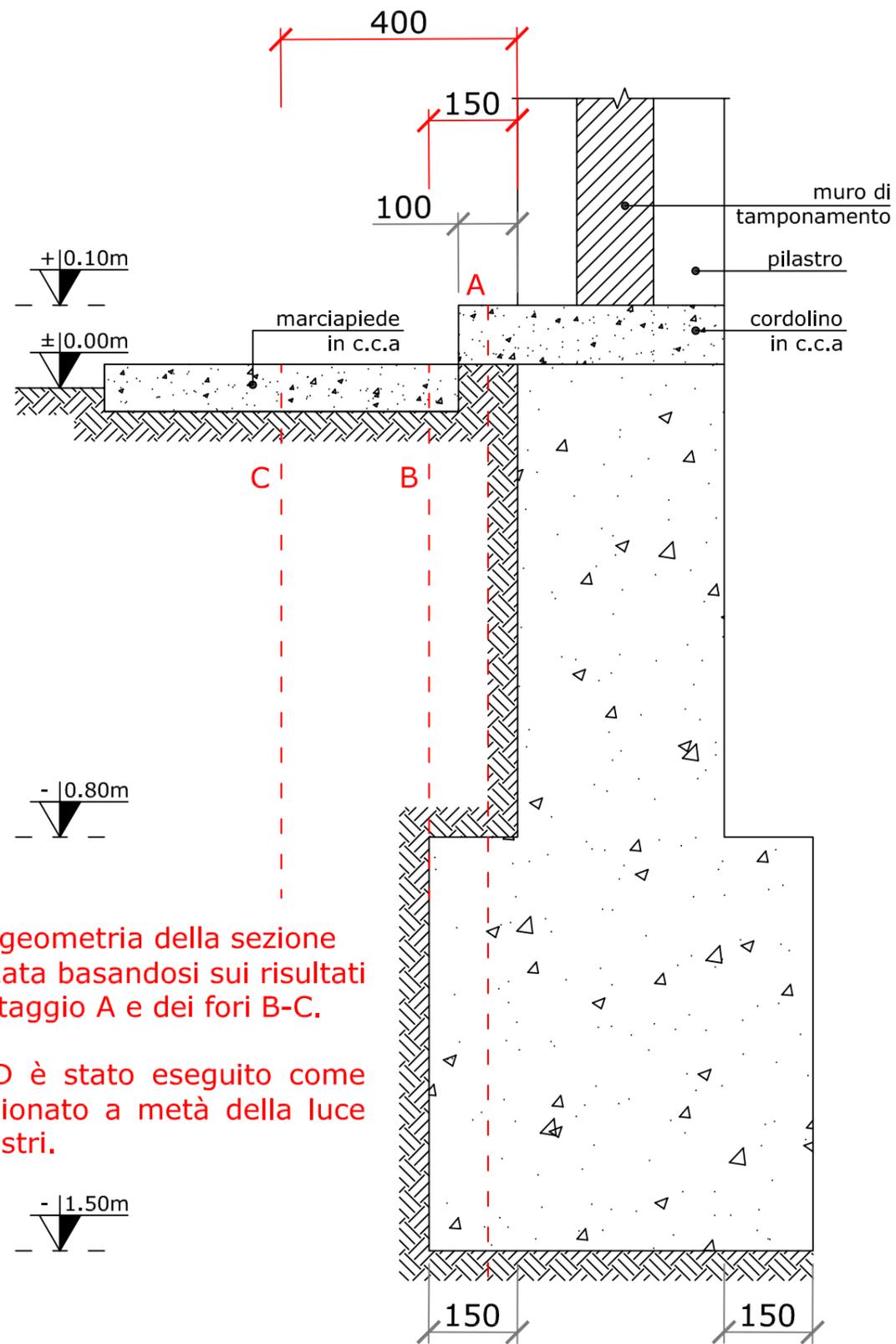
ID 10

PAVIMENTAZIONE

rilievo visivo
prelievo di carota



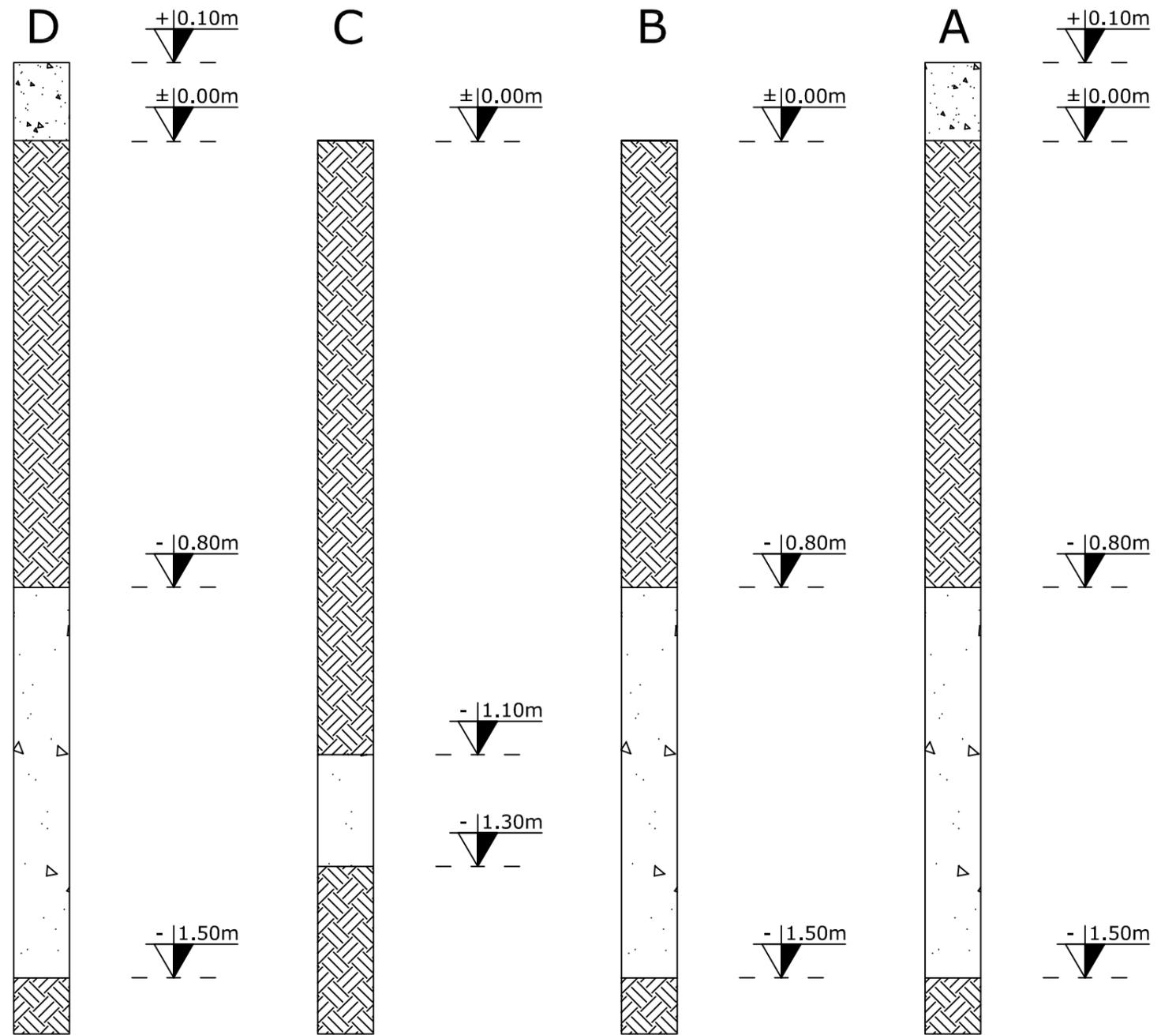
RILIEVO DELLA FONDAZIONE



N.B: La geometria della sezione è ipotizzata basandosi sui risultati del carotaggio A e dei fori B-C.

Il foro D è stato eseguito come A, posizionato a metà della luce tra i pilastri.

Risultati delle indagini in fondazione



INDAGINE ID 3A - SCHEDA MONOGRAFICA MURATURA

PARTE D'OPERA: MURATURA PERIMETRALE - PIANO TERRA

DATA PROVE: 29/05/17



Tipologia di muratura				
Non presente tra le tipologie elencate in Tab.C8A.2.1 della Circolare n.617/CS.LL.PP.				
Ricorsi e/o listature				
ASSENTI		√	PRESENTI	
Paramenti semplicemente accostati o mal collegati				
PRESENTI		√	ASSENTI	
Collegamenti trasversali				
ASSENTI			PRESENTI	
Dimensione muratura [cm]				
spessore	13	intonaco	1	ambo i lati
Dimensione dei blocchi [cm]				
MIN	22,5	x	12	x 12
MAX	22,5	x	12	x 12
Tessitura a regola d'arte				M
Caratteristiche della malta				M
Regolarità dei giunti di malta				B
S = SCARSA		M = MEDIA		B = BUONA
Dimensione dei giunti di malta [mm]				
ORIZZONTALI	15	MIN	20	MAX
VERTICALI	15	MIN	25	MAX

Note:

Muro perimetrale di spessore complessivo 130 mm
 Paramento realizzato in bimattoni ad una testa
 Malta di color grigia chiara, non lavorabile alla punta

INDAGINE ID 3B - SCHEDA MONOGRAFICA MURATURA

PARTE D'OPERA: MURATURA PERIMETRALE - PIANO TERRA

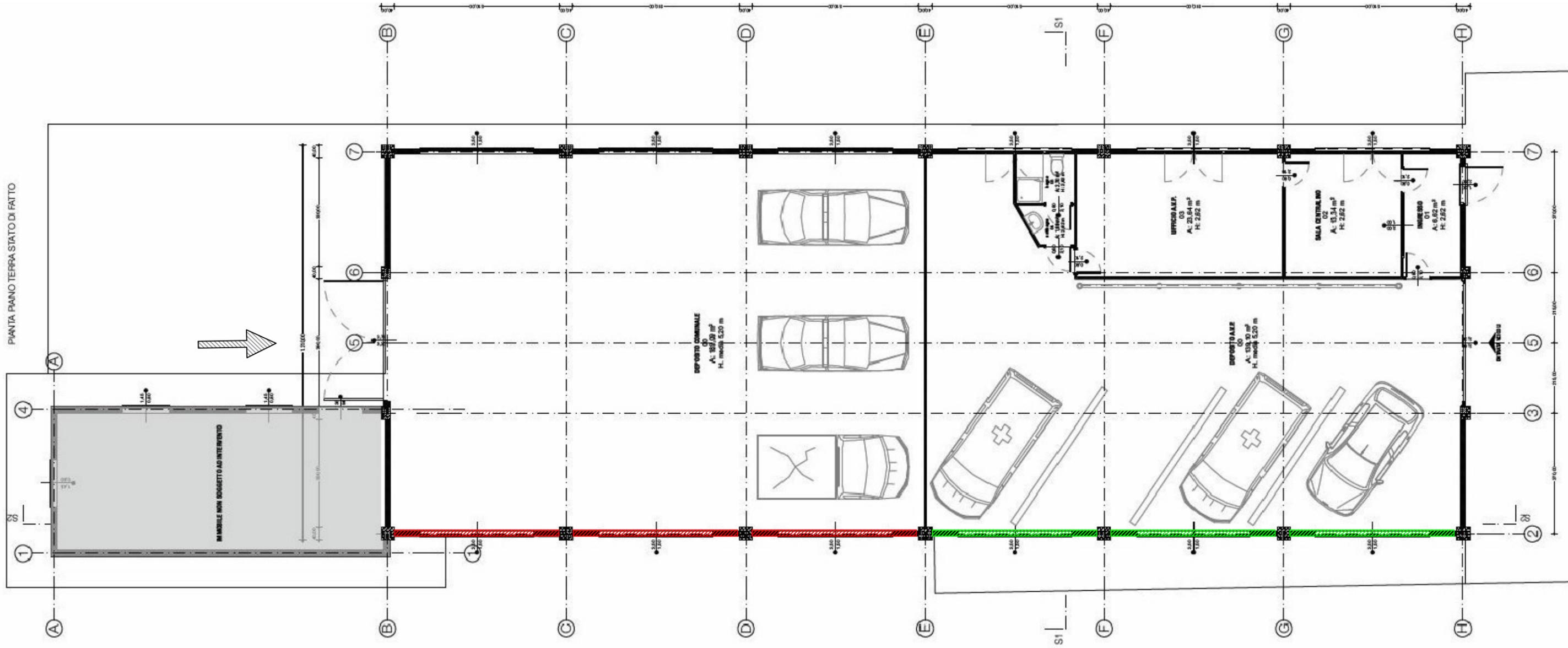
DATA PROVE: 29/05/17



Tipologia di muratura				
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)				
Ricorsi e/o listature				
ASSENTI		√	PRESENTI	
Paramenti semplicemente accostati o mal collegati				
PRESENTI		√	ASSENTI	
Collegamenti trasversali				
ASSENTI			PRESENTI	
Dimensione muratura [cm]				
spessore	—	intonaco	1	lato esterno
Dimensione dei blocchi [cm]				
MIN	25	x	—	x 16,5
MAX	25	x	—	x 16,5
Tessitura a regola d'arte				M
Caratteristiche della malta				M
Regolarità dei giunti di malta				B
S = SCARSA		M = MEDIA		B = BUONA
Dimensione dei giunti di malta [mm]				
ORIZZONTALI	5	MIN	10	MAX
VERTICALI	10	MIN	15	MAX

Note:

Muro perimetrale ad una testa realizzata in blocchi di calcestruzzo
 Malta di color grigia chiara, sabbiosa, lavorabile alla punta



- 3A**
- 3B**

ALLEGATO 3

Schede tecniche strumentazione

Elcometer 331² Model SH Concrete Covermeters



Elcometer 331² Covermeter with Half-Cell

At a glance:

Accurately identify location & orientation of rebar in concrete as well as potential corrosion

Holds up to 10,000 readings.

Fully interchangeable search heads and Half-Cell kits – no need to return to factory.

Can be used in accordance with:	
ACI 318	DGZIF:B3
ASTM C876	DIN 1045
BS 1881:201	EC 2
BS 1881:204	SIA 162
BS 8110	SIS 2006
CP 110	TR80
DGZIF:B2	UNI10174

This easy to use gauge not only quickly and accurately identifies the location, orientation, depth and diameter of rebar, but also the potential for corrosion.

Designed to meet IP65 this all-in-one rugged waterproof gauge can be used in the harshest of environments.

- **Fast and accurate:**
Locate and determine orientation of rebar quickly, easily & accurately.
- **Corrosion check:**
Check for potential corrosion of rebar using the same gauge.
- **Large memory**
Holds up to 10 linear batches of 1,000 readings in each batch.
- **Large, easy to read backlit display:**
Graphical display clearly shows statistics, batches, graph plots and numerical readings
- **Interchangeable search heads and Half-Cell kits:**
Select from standard search head, narrow pitch search head, deep cover search head, borehole probe, Copper Half-Cell Kit and Silver Half-Cell Kit.
- **Powerful Covermaster[®] Software:**
Ultimate data management tool to store cover & Half-Cell readings and produce professional reports quickly and easily.
- **Intuitive menus in multiple languages:**
Allows use straight out of the box
- **International bar sizes:**
User selectable bar sizes include metric, US Bar Numbers, ASTM/Canadian and Japanese for use anywhere in the world.
- **Rechargeable battery supply:**
Battery packs can be charged inside or outside the gauge.

Concrete Covermeters

Locating steel reinforcement bars and metal pipes is essential in the construction and maintenance of structures. Damage caused when a drill or a fastener makes contact with a pipe is costly. A drill making contact with rebars or tendon ducts however, not only destroys the drill bit, but can lead to serious structural damage.

Before carrying out any maintenance work, it is vital to identify the location, orientation and depth of sub-surface metalwork. It is also useful to establish the condition of the metal work and assess the corrosion potential, so maintenance work can be scheduled accordingly.

Elcometer have six covermeters in their range, The Elcometer 331² H & HM are Half-Cell only instruments, the Elcometer 331² Model B is a Covermeter only and the Elcometer 331² Models BH, SH and TH incorporate the Half-Cell technology required to assess potential corrosion of rebar. Finally, the THD model can accurately locate stainless steel rebar.

Elcometer offer a comprehensive range of concrete inspection equipment to meet all of your requirements.

ELCOMETER 331 ² RANGE FEATURES					
	Model B	Model BH	Model SH	Model TH	Model THD
Rebar location	*	*	*	*	*
Rebar orientation	*	*	*	*	*
Depth of cover	*	*	*	*	*
Half Cell capability		*	*	*	*
Large cover thickness reading mm or inches	*	*	*	*	*
Large Half Cell reading mV		*	*	*	*
Large graphics display with backlight	*	*	*	*	*
Multiple language menu structure	*	*	*	*	*
Signal strength bar	*	*	*	*	*
Interchangeable heads with LED & keypad	*	*	*	*	*
User selectable bar range sizes & numbers	*	*	*	*	*
Measurement sound modes	*	*	*	*	*
Locate <i>(tone increases as head approaches bar)</i>	*	*	*	*	*
Under Cover <i>(tone only sound for low cover)</i>			*	*	*
Maxpip™ <i>(tone only as head passes rebar centre)</i>			*	*	*
Autosize mode bar diameter determination			*	*	*
Orthogonal mode bar diameter determination			*	*	*
RS232 Output – direct to printer or PC			*	*	*
EDTS* Excel link software			*	*	*
Data logging with alpha numeric batch identification			10 linear batches of 1,000 readings each	240,000 readings in linear or grid batches ¹	240,000 readings in linear or grid batches ¹
Statistics			*	*	*
Minimum & maximum cover limits			*	*	*
Date & time				*	*
Rugged waterproof case (IP65)	*	*	*	*	*
Adjustable beep volume & earphone socket	*	*	*	*	*
Stainless Steel measurement mode					*
Part numbers	W331B---*	W331BH--*	W331SH--*	W331TH--*	W331THD--*

Replace * with 1, 2 or 3 to complete part number. 1=240V UK, 2=220V Euro, 3=110V US

¹ Linear batch mode: up to 200 batches of 1,000 readings Grid batch mode: up to 1,000 batches, maximum number of readings 240,000

Bar diameter ranges	Metric: 5 - 50mm bar diameters in 21 values US Bar Numbers: #2 - #18 bar sizes in 16 values ASTM/Canadian: 10 – 55M bar diameters in 8 values Japanese: 6 – 57mm bar diameters in 16 values
Rechargeable power supply	7.4 lithium ion battery pack provides up to 32 hours of continuous use (20 hrs if backlight on). Rechargeable in 4 hours either inside or outside the gauge using external charger.
Maximum operating temperature	50°C / 122°F
Unit dimensions (including head & lead)	230 x 130 x 125mm / 9 x 5.1 x 4.9"
Unit weight	1.54kg / 3.4lbs



Standard Search Head

Designed to meet most of your measurement requirements.
Cover range: 40mm / 1.6" bar 15mm to 95mm / 0.6" to 3.75"
8mm / 0.3" bar 8mm to 70mm / 0.3" to 2.75"
Dimensions: 155 x 88 x 42mm / 6.1 x 3.5 x 1.65"
Sensing area: 120 x 60mm / 4.72 x 2.36"
Part number: TW33119124-1A



Narrow Pitch Search Head

Accurately measures the cover thickness when the gaps between each of the rebars (pitch) are close together
Cover Range: 40mm / 1.6" bar 8mm to 80mm / 0.3" to 3.1"
8mm / 0.3" bar 5mm to 60mm / 0.2" to 2.4"
Dimensions: 155 x 88 x 42mm / 6.1 x 3.5 x 1.65"
Sensing area: 120 x 60mm / 4.72 x 2.36"
Part number: TW33119124-2A



Deep Cover Search Head

The ideal search head for accurately measuring rebars that are deep within the structure
Cover Range: 40mm / 1.6" bar 35mm to 180mm / 1.4" to 7"
8mm / 0.3" bar 25mm to 160mm / 1.0" to 6.3"
Dimensions: 170 x 94 x 54mm / 6.7 x 3.7 x 2.1"
Sensing area: 160 x 80mm / 6.3 x 3.15"
Part Number: TW33119171A



Dual Search Head for High Tensile and Stainless Steels

The ability to detect high tensile steel and three grades of stainless steel (304, 316 and Duplex).
For use with Model THD only.
Cover Range: 40mm / 1.6" bar 35mm to 180mm / 1.4" to 7"
8mm / 0.3" bar 25mm to 160mm / 1.0" to 6.3"
Dimensions: 170 x 94 x 54mm / 6.7 x 3.7 x 2.1"
Sensing area: 160 x 80mm / 6.3 x 3.15"
Part Number: TW33120014D



Borehole Probe

The solution for locating tendon ducts and multiple layers of rebar lying deep within the concrete.
Measurement depth: Short probe: 0 - 40cm / 0 - 6" Long Probe: 0 - 100cm / 0 - 40"
Approximate detection ranges: Tendon duct (70mm / 2.75" diameter): up to 90mm / 3.54"
Reinforcement bar: up to 60mm / 2.36"
Part Number: Short Metric - TW33119223-1A Long Metric - TW33119223-2A
Short Imperial - TW33119223-3A Long Imperial - TW33119223-4A



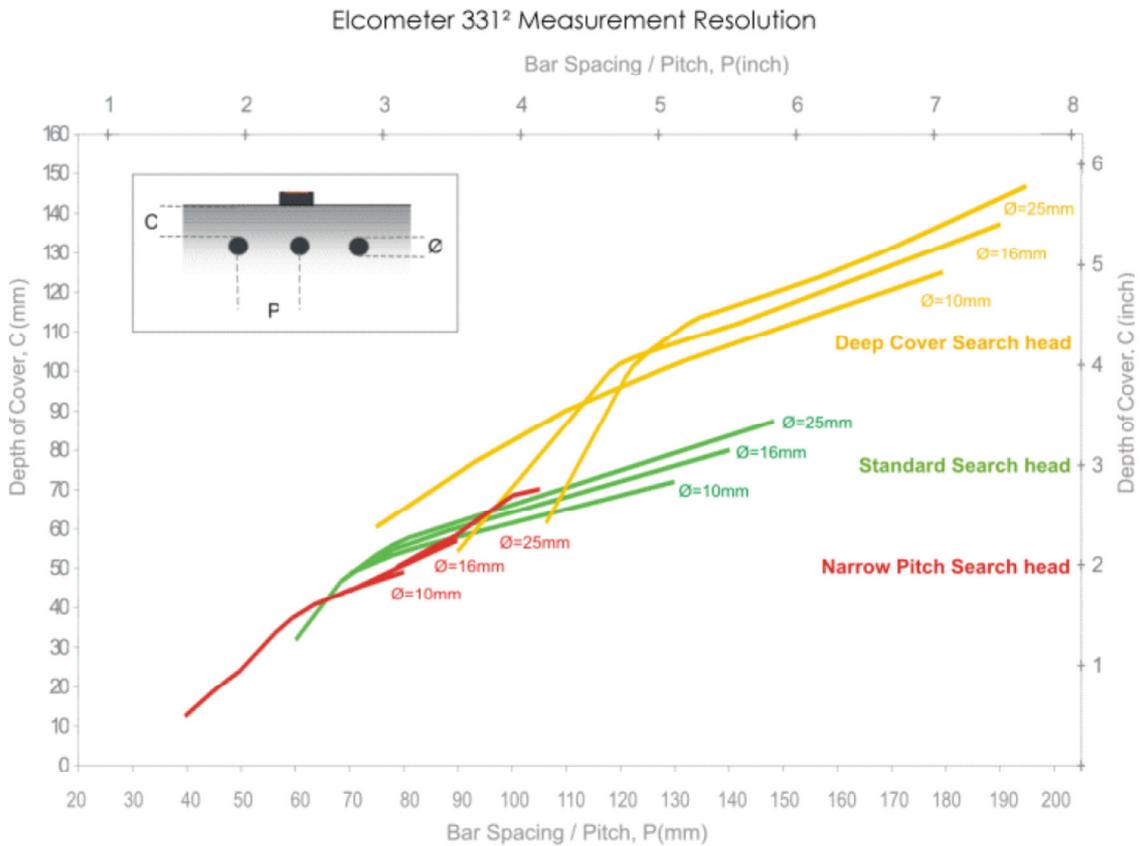
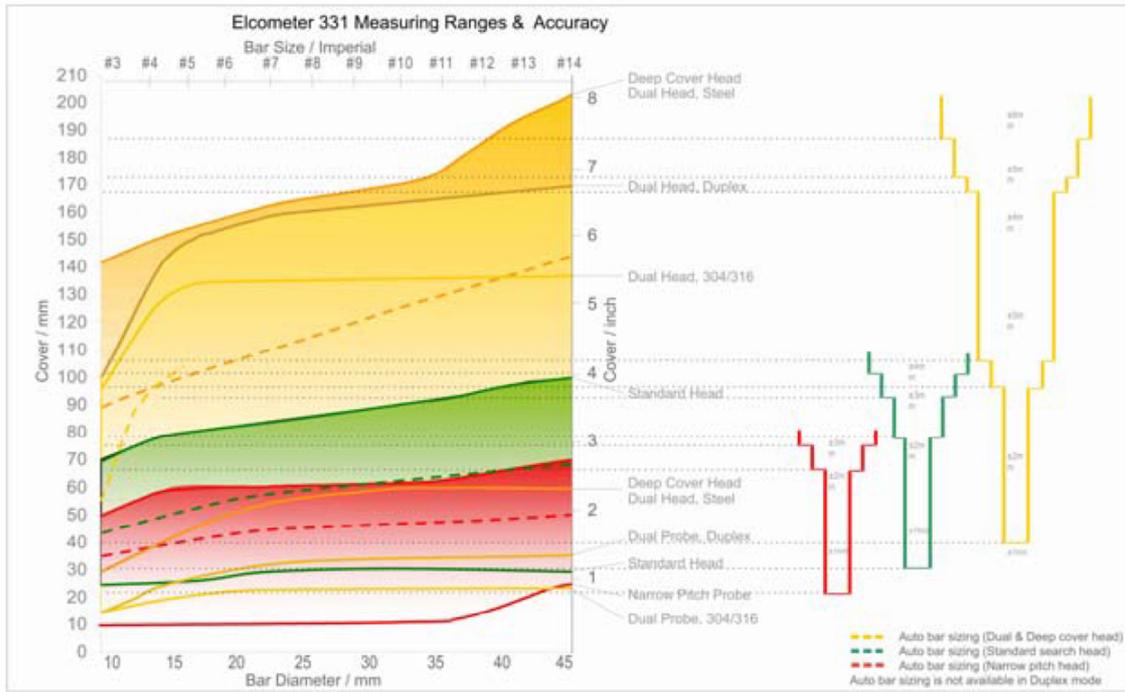
Extension Arm Kit

This kit allows the user to scan bridge decks and floor areas from a standing position. It can be connected to either the standard or narrow pitch search heads.
Cover Range: 40mm / 1.6" bar 15mm to 95mm / 0.6" to 3.75"
8mm / 0.3" bar 8mm to 70mm / 0.3" to 2.4"
Dimensions: 155 x 88 x 42mm / 6.1 x 3.5 x 1.65"
Sensing area: 120 x 60mm / 4.72 x 2.36"
Part Number: TW33119222



Half-Cell Probe Kit

Consisting of either a copper electrode in a copper sulphate solution (Cu/CuSO₄) or a silver electrode in a silver chloride solution (Ag/AgCl), each Half-Cell is a sealed unit so there is no need to mix chemicals on site. Supplied with a 25m (80ft) cable, every Half-Cell Kit is guaranteed for 5 years.
Part Number: Cu/CuSO₄ - TW331CUKIT
Ag/AgCl - TW331AGKIT



REGIONE EMILIA ROMAGNA
Provincia di Rovigo
Comune di Castelmassa

Modello geologico e caratterizzazione sismica dell'area sita in
via San Martino a corredo del progetto di adeguamento sismico
di un fabbricato ivi esistente a uso magazzino comunale

MODELLO GEOLOGICO

Aggiornamenti	4				
	3				
	2				
	1				
	0	Luglio 2017	Dott. Geol. Stefano Maggi	Dott. Geol. Alessandro Zanna	Emissione
N	Data	Redatto	Approvazione	Descrizione	

Committente:



Redatto da:



Fornitori:



MOD PROD14 REV00

Codice Cliente:

Codice interno: 17.123

Geotea s.r.l. - via della Tecnica 57/A4 - 40068 San Lazzaro di Savena (BO) Tel 051 6255377- Fax 051 4998378

e-mail: info@geoteasrl.it

SOMMARIO

1.	IDENTIFICAZIONE DEL DOCUMENTO	3
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3.	PREMESSE	5
4.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	7
5.	SISMICITA' SPECIFICA DEL SITO	9
5.1.	Pericolosità sismica di base	9
5.2.	Risposta sismica locale (effetti di sito)	11
5.2.1.	Risultati	13
6.	INDAGINI GEOGNOSTICHE	19
6.1.1.	Prova penetrometrica statica a punta elettrica con piezocono (CPTU)	19
6.1.2.	Risultati e stratigrafia verticale esplorata	20
6.2.	Rilievo acqua nel sottosuolo	21
7.	MODELLO SCHEMATICO DEL SOTTOSUOLO	22
8.	STUDIO DELLA POTENZIALE LIQUEFACIBILITÀ DEI DEPOSITI SABBIOSI	24
8.1.	Metodologia di calcolo	24
8.2.	Parametri di input	25
8.3.	Risultati analisi	25
9.	CONCLUSIONI.	27

ALLEGATI

ALLEGATO1

Report grafico prova penetrometrica statica a punta elettrica (CPTU)

1. IDENTIFICAZIONE DEL DOCUMENTO

Note identificative.

Il presente lavoro viene identificato per mezzo del codice numero di commessa interno 17.123 rev. n° 00, del nostro archivio interno.

Direzione indagini e coordinamento lavoro.

Dott. Geol. Stefano Maggi

Redazione del documento.

Il presente documento è stato redatto dal Dott. Geol. Stefano Maggi in data 30/06/2017

Composizione del documento.

Il presente documento è formato da n. 28 pagine di testo e n. 2 pagine di allegati.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La stesura della seguente relazione è stata eseguita in ottemperanza alle disposizioni contenute nelle normative di riferimento elencate di seguito:

Circolare Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici 02.02.2009

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M.14 gennaio 2008.

Decreto Ministeriale 14.01.2008

Testo Unitario -Norme Tecniche per le Costruzioni

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale.

Allegato al voto n.36 del 27.07.2007

Eurocodice 7.2 (2002)

Progettazione geotecnica – Parte II :Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002).UNI

Eurocodice 7.3 (2002)

Progettazione geotecnica – Parte II :Progettazione assistita con prove in sito(2002).UNI

Eurocodice 8 (1998)

Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture

Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)

Eurocodice 7.1 (1997)

Progettazione geotecnica – Parte I :Regole Generali .-UNI

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";

Decreto Ministeriale 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 fondazioni".

3. PREMESSE

Su incarico di LIFE S.r.l. (Laboratori Ingegneria Ferrara), per conto del comune di Castelmassa (RO), in data 22/06/2017 è stata effettuata un'indagine geologica e geofisica volta a ricostruire il modello geologico e i caratteri sismici del sito in esame. Lo studio è stato eseguito a corredo del progetto di adeguamento sismico di un fabbricato ivi esistente a uso magazzino comunale.

La foto seguente mostra la veduta dall'alto del sito investigato.



Figura 3-1: Immagine aerea del sito oggetto d'intervento (Google Earth). Nel rettangolo l'area di intervento.

Il modello geologico del sottosuolo dell'area in cui s'inserisce l'opera in progetto, in riferimento ai lineamenti geomorfologici, litostratigrafici, idrogeologici e strutturali che caratterizzano il sito, è stato definito sulla base di conoscenze dirette degli scriventi e di informazioni reperibili dalla letteratura specializzata e della consultazione degli strumenti di pianificazione territoriale.

A supporto di tali informazioni, per la definizione di un modello geologico dettagliato e per la determinazione dell'azione sismica con approccio sito-dipendente è stata programmata una campagna d'indagine consistente nell'esecuzione di:

- **n° 1 prova penetrometrica statica a punta elettrica con piezocono e cono sismico (SCPTU)** spinta fino a rifiuto (circa -24 m da p.c. attuale). La prova SCPTU è stata realizzata al fine di ricostruire l'assetto stratigrafico del sottosuolo, per determinare i principali parametri di resistenza

meccanica, per verificarla presenza di sabbie sciolte in falda suscettibili di liquefazione e/o terreni coesivi soffici suscettibili di densificazione a seguito dell'azione sismica;

- **rilievo del livello di falda** superficiale all'interno del foro di prova SCPTU mediante freaticometro elettrico da campagna;
- **n° 1 misura a stazione singola del microtremore ambientale eseguita con tecnica HVSR**, finalizzata alla stima del parametro V_{s30} mediante fit congiunto con prova SCPTU e relativa classificazione sismica del sottosuolo, oltre che alla determinazione delle principali frequenze di risonanza del sottosuolo.

L'ubicazione delle prove è riportata nella figura sottostante:



Figura 3-2 – Ubicazione indagini geognostiche

I risultati ottenuti mediante l'elaborazione dei dati acquisiti nel corso delle indagini in sito sono stati utilizzati per la costruzione del modello geologico del sito in studio.

4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area in studio si colloca nella pianura padana veneta, in sinistra idrografica del corso attuale del Fiume Po, il cui argine dista poche centinaia di metri in linea d'aria, ad una quota di circa 14 m s.l.m.

Ci troviamo pertanto nel settore sud-orientale della Pianura Padana che, dal punto di vista geologico, costituisce un grande bacino subsidente plio-quadernario di tipo sedimentario. La formazione della piana alluvionale che oggi costituisce la Pianura Padana è relativamente recente; fino a circa 1 milione di anni fa l'area era completamente occupata dal mare e in particolare costituiva la propaggine occidentale del Mar Adriatico. In particolare, i sedimenti che costituiscono la pianura bolognese hanno un'origine piuttosto recente e sono riferibili all'Olocene, a partire da circa 10.000 anni fa.

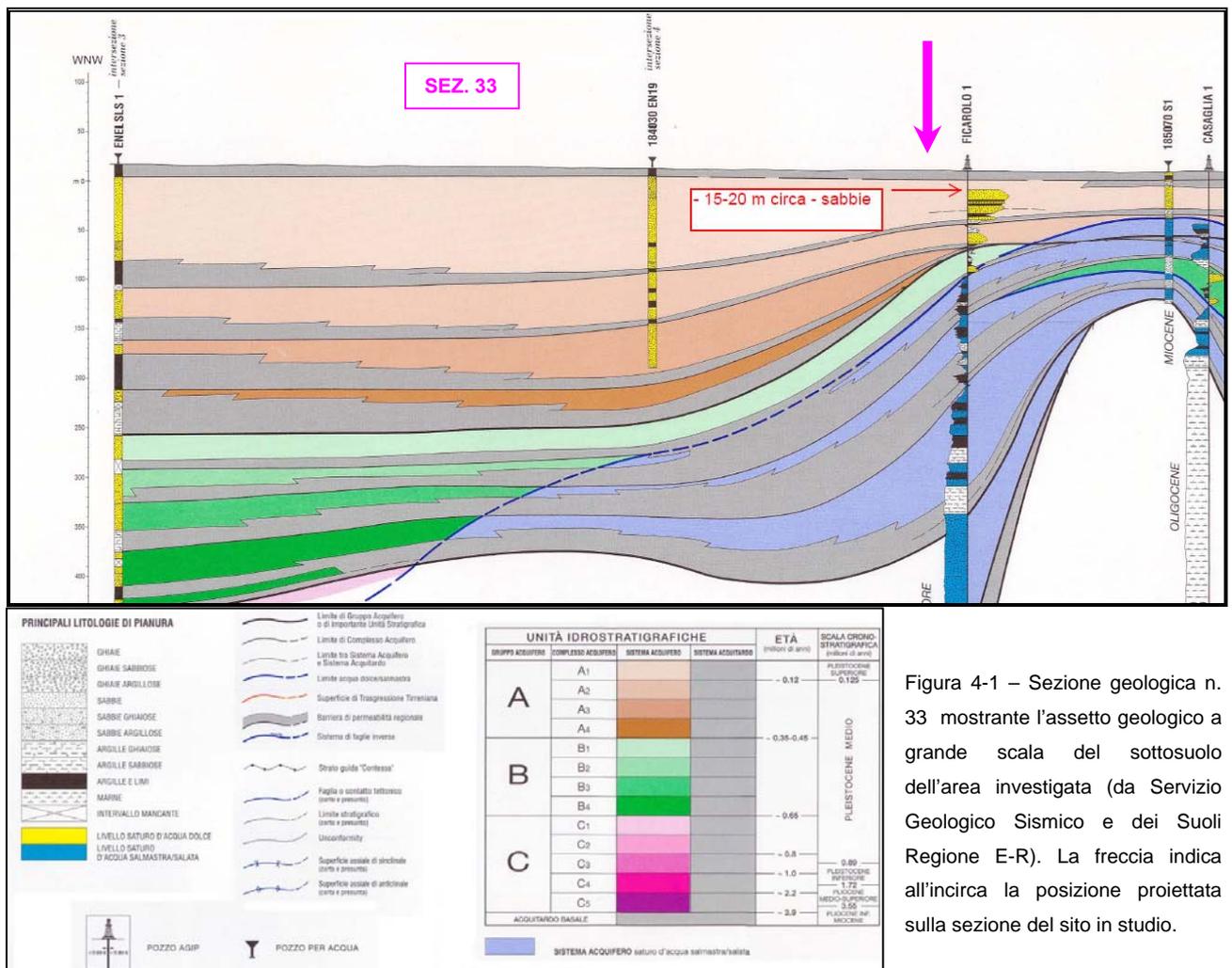


Figura 4-1 – Sezione geologica n. 33 mostrante l'assetto geologico a grande scala del sottosuolo dell'area investigata (da Servizio Geologico Sismico e dei Suoli Regione E-R). La freccia indica all'incirca la posizione proiettata sulla sezione del sito in studio.

Come si osserva in fig. 2 (sezione geologica), il contesto geologico è quello di *pianura alluvionale e deltizia del Fiume Po*. Essa è costituita dall'alternanza di corpi sabbiosi molto estesi e sedimenti fini. Le sabbie derivano dalla sedimentazione del Po e sono presenti in strati amalgamati tra loro a formare livelli spessi

	<p align="center">- Modello geologico - Sito: Via San Martino Castelmassa (RO)</p>	 
--	--	---

anche alcune decine di metri ed estesi per svariati chilometri dentale della Regione Emilia-Romagna e Veneto questi depositi hanno sempre un origine alluvionale, mentre verso est rappresentano i diversi apparati deltizi che il Po ha sviluppato nel corso del Pleistocene. I sedimenti fini che si alternano a questi strati sabbiosi sono formati da limi più o meno argillosi, argille, sabbie limose e più raramente sabbie. Anche nella pianura alluvionale del Po sono presenti depositi argillosi ricchi in sostanza organica.

Dal punto di vista del rischio sismico, la presenza di depositi sciolti/poco compatti nei livelli più superficiali del sottosuolo (0-30 m) dell'area oggetto di studio crea i presupposti per possibili effetti di sito di natura stratigrafica (amplificazione del moto del suolo). La topografia essenzialmente pianeggiante esclude fenomeni di amplificazione topografica. Il bedrock sismico, inteso come (NTC 2008):

“Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di Vs30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.”

è costituito dalla sabbie marine pleistoceniche che si attesterebbero a profondità di 100-150 m da p.c. L'area è interessata da fronti di accavallamento sepolti (sovrascorrimenti) di età pliocene-peistocene che hanno la loro massima espressione nella dorsale di Casaglia (sistema tettonico delle *pieghe ferraresi*).

-

5. SISMICITA' SPECIFICA DEL SITO

5.1. Pericolosità sismica di base

La pericolosità sismica del sito in esame viene definita a partire dalle sue coordinate geografiche e da quelle relative ai 4 nodi del reticolo (reticolo di riferimento) all'interno del quale ricade l'area in studio.

Tabella 1 - Coordinate geografiche del sito in esame e dei nodi di riferimento espresse in ED50.

Nella sottostante tabella si riportano i dati relativi alla vita nominale (V_N), alla classe d'uso e relativo coefficiente (C_U), ed al periodo di riferimento per l'azione sismica ($V_R = V_N \times C_U$) considerati per l'opera di progetto. Lo scrivente ha ipotizzato la classe d'uso: II. La scelta finale della classe d'uso dell'opera oggetto di indagine spetterà al tecnico progettista.

Tipologia opera	Magazzino comunale	-
V_N	50	anni
Classe uso	IV	-
C_U	2	-
V_R	100	anni

Tabella 2 - Vita nominale e carattere strategico dell'opera di progetto.

Di seguito vengono riportati i valori medi dei parametri sismici relativi al sito in esame (in riferimento ai 4 nodi di tab. 1), ottenuti mediante l'utilizzo del software GeoStru PS, con riferimento al carattere strategico

dell'opera. L'azione sismica per il sito in esame è definita sulla base della pericolosità sismica espressa in termini di accelerazione orizzontale massima a_g per ciascun stato limite ultimo e di esercizio.

Stati limite		Pv_R (%)	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (adm)	T_c^* (s)
SLE	SLO	81	60	0.041	2.590	0.276
	SLD	63	101	0.049	2.586	0.294
SLU	SLV	10	949	0.113	2.604	0.317
	SLC	5	1950	0.140	2.606	0.327

Tabella 3 - Parametri sismici ottenuti considerando $V_R = 50$ anni ($C_U = 1$; Classe d'uso II)

Dove:

Pv_R = probabilità di superamento nel periodo di riferimento;

T_R = periodo di ritorno dell'azione sismica;

a_g = accelerazione orizzontale massima su suolo di riferimento rigido orizzontale;

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

5.2. Risposta sismica locale (effetti di sito)

Per determinare gli effetti di sito e la risposta sismica locale mediante il parametro Vs30 come da vigente normativa NTC 2008, è stata eseguita:

- N. 1 Prova penetrometrica statica a punta elettrica con piezocono e cono sismico (**SCPTU1**)
- N.1 misura a stazione singola eseguita mediante tromografo digitale modello Tromino Engy con tecnica *Horizontal to Vertical Spectral Ratio* (**HVSR1**).

Il modello di sottosuolo in termini di Velocità onde S e profondità, e il relativo parametro Vs30, è stato stimato mediante fit congiunto tra il profilo di velocità delle onde di taglio S (Vs) ottenuto dalla prova in foro SCPTU e la curva sperimentale HVSR1 registrata mediante misura a stazione singola di superficie.

L'ubicazione delle indagini geofisiche è riportata in fig. 3-2 in premessa.

Di seguito si riporta una breve descrizione delle metodologie di indagine sopradescritte.

PROVA SCPTU

Il piezocono sismico (noi utilizziamo il G1-CPLS di TECNO PENTA s.r.l.), è un piezocono elettrico standard all'interno del quale sono stati inseriti dei geofoni o accelerometri che permettono la registrazione di segnali sismici generati artificialmente mediante battuta con maglio del peso di circa 8 Kg.

La prova SCPTU (S = Seismic; CPT = Cone Penetration Test; U = con misura della pressione neutra U) consiste nella misura, a ogni metro di profondità (od eventualmente a profondità prestabilite a seconda delle necessità progettuali), della velocità di propagazione delle onde di taglio S mediante opportuna energizzazione del terreno in superficie come già accennato.

Tramite i sensori sismici (geofoni o accelerometri) presenti all'interno del piezocono ed adeguato acquisitore sismico (D1-SISMI di TECNO PENTA s.r.l.) è possibile quindi rilevare e registrare tali segnali sismici e di conseguenza determinare i tempi necessari alle onde sismiche per percorrere il tratto da piano campagna fino alla profondità a cui si trova il piezocono (tempi di arrivo).

Grazie alla presenza di tre geofoni o accelerometri disposti all'intero del piezocono lungo le tre direzioni X, Y e Z ed al tipo di sistema di energizzazione utilizzato è possibile discriminare nei sismogrammi i segnali generati dalle onde di taglio S.

Nella figura seguente viene proposto lo schema di propagazione e registrazione delle onde meccaniche durante la prova SCPTU.

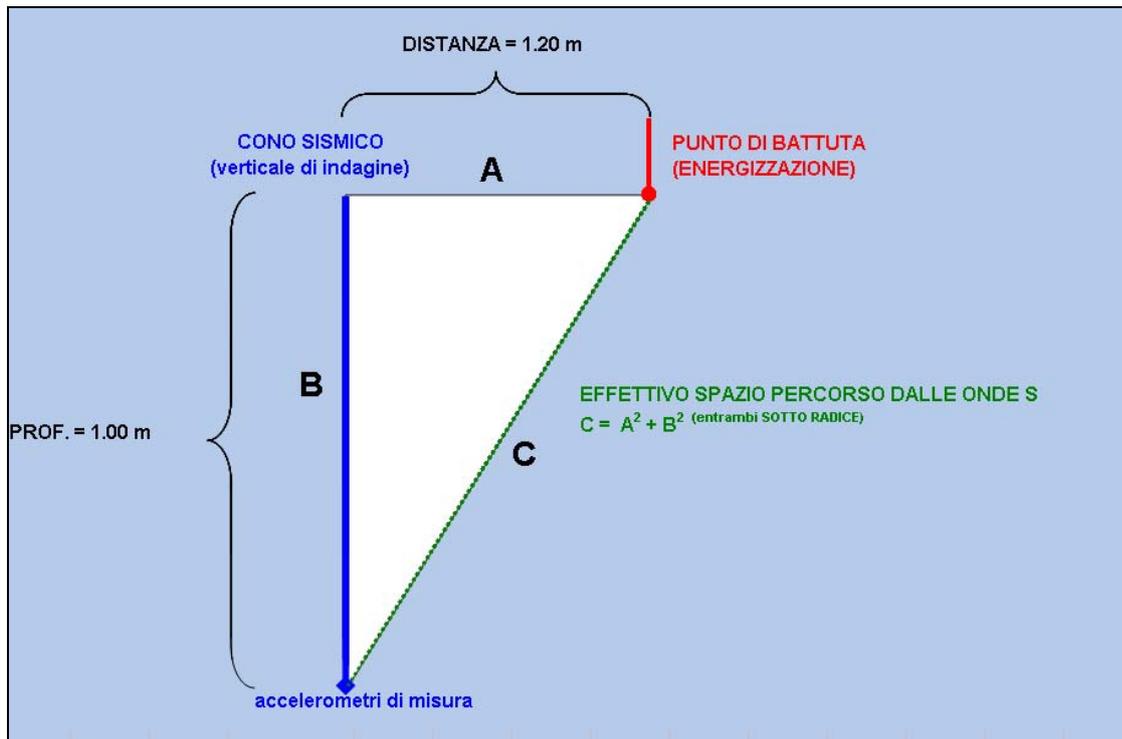


Figura 5-1 – Schema di propagazione delle onde meccaniche durante una prova SCPTU

MISURA HVSR

Il metodo *HVSR* (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio*) proposto da Nogoshi e Igarashi (1970) e successivamente modificato da Nakamura (1989), si basa sull'analisi del rapporto spettrale tra le componenti orizzontale (H) e verticale (V) del rumore sismico registrato in un sito. Il rumore sismico è presente ovunque ed è generato sia da fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) che dall'attività antropica. Il rumore sismico è indicato spesso come microtremore poiché è caratterizzato da oscillazioni molto deboli (dell'ordine dei $\mu\text{m/s}$). I microtremori sono in parte costituiti da onde di volume, P o S, ma soprattutto da onde superficiali, la cui velocità è comunque prossima a quella delle onde S (Mulargia et al., 2007). La tecnica di misura del rumore sismico richiede tempi di registrazione pari a 20-30 minuti e necessita di sensori tridirezionali da sismologia con messa in bolla, digitalizzatore 24 bit con elevata dinamica, elevato guadagno ed elevata frequenza di campionamento nativo, con minimizzazione del rumore elettro/meccanico.

L'acquisizione è stata eseguita utilizzando un tromografo digitale, "TROMINO ENGY" (*Micromed S.p.A.*) dotato di 3 canali velocimetrici (N-S, E-W, Up-Down) ad alto guadagno per l'acquisizione del microtremore sismico ambientale (fino a ~ 1.5 mm/s); il sistema opera nell'intervallo di frequenze 0.1–1024 Hz. L'elaborazione dei dati di rumore sismico acquisiti è avvenuta mediante software *Grilla*.

Nel caso in esame è stata eseguita la misura per un tempo di 30 minuti.

5.2.1. Risultati

La figura sottostante mostra il profilo di Vs ottenuto dalla prova SCPTU; la prova si è arrestata per disancoraggio/rifiuto strumentale a circa 24 m di profondità da p.c. in corrispondenza di un banco sabbioso addensato e molto potente in termini di spessore (sabbie del Fiume Po).

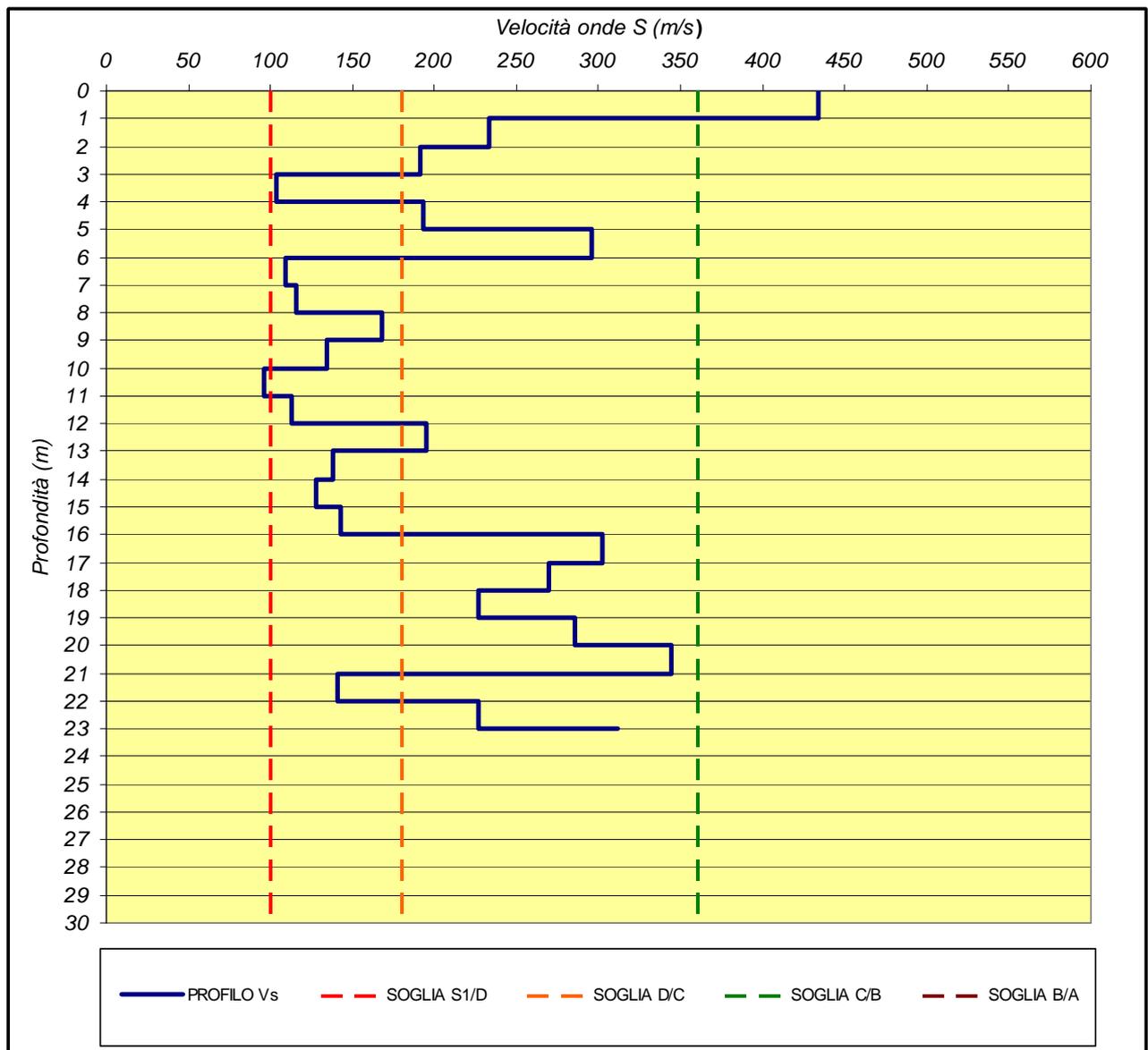


Figura 5-2 – Profilo di Vs ottenuto da prova SCPTU; si riportano anche i limiti tra le diverse categorie sismiche di sottosuolo come da (tabella 3.2.II - NTC 2008).

Il modello di Vs sopra riportato è stato elaborato mediante fit congiunto con la misura sperimentale HVSR in modo tale da estendere il profilo di Vs ben oltre i 30 m di profondità da p.c. attuale. Di seguito si riportano i risultati ottenuti:

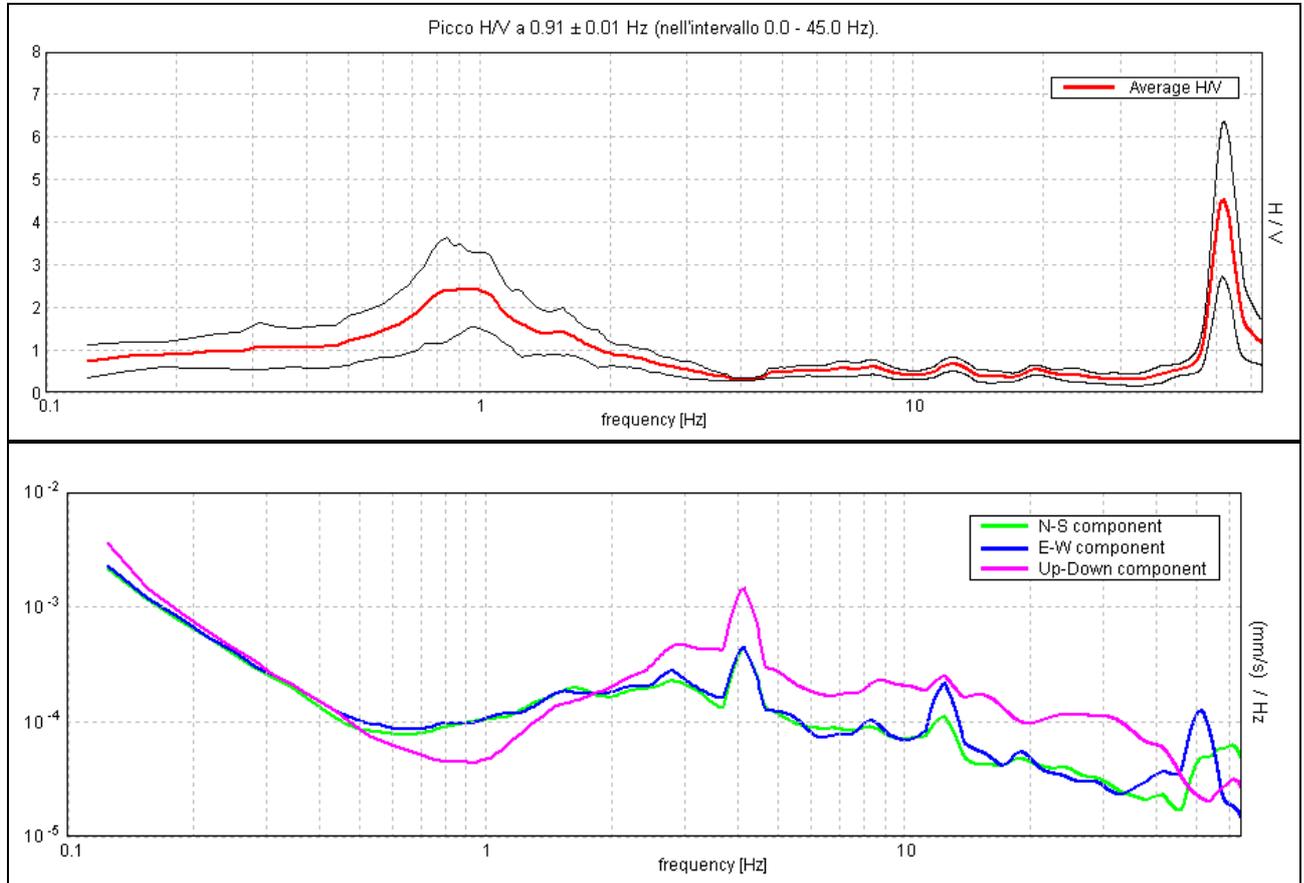


Figura 5-3 – Curva sperimentale HVSR e spettri delle 3 componenti.

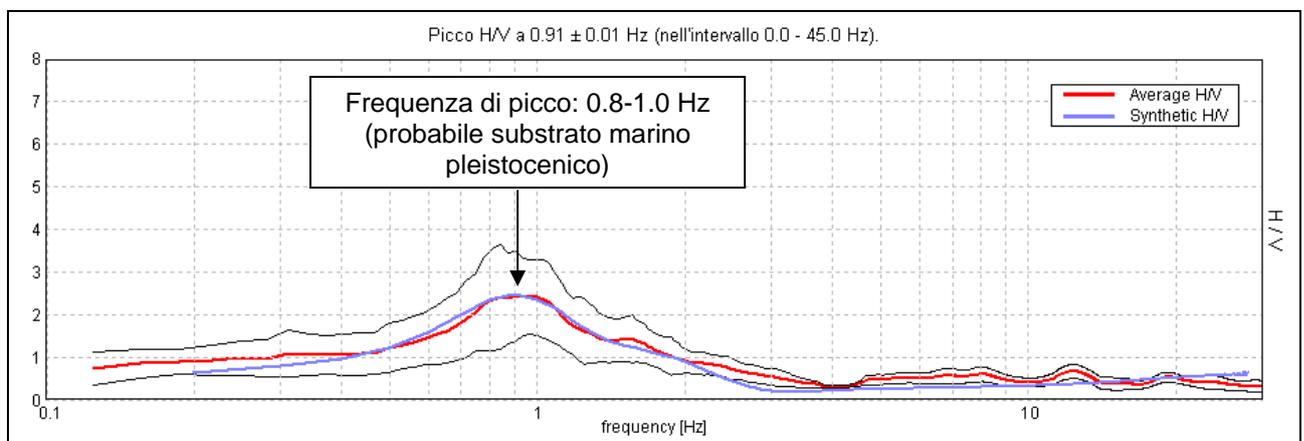


Figura 5-4 – Interpretazione curva sperimentale HVSR mediante fit congiunto con prova SCPTU

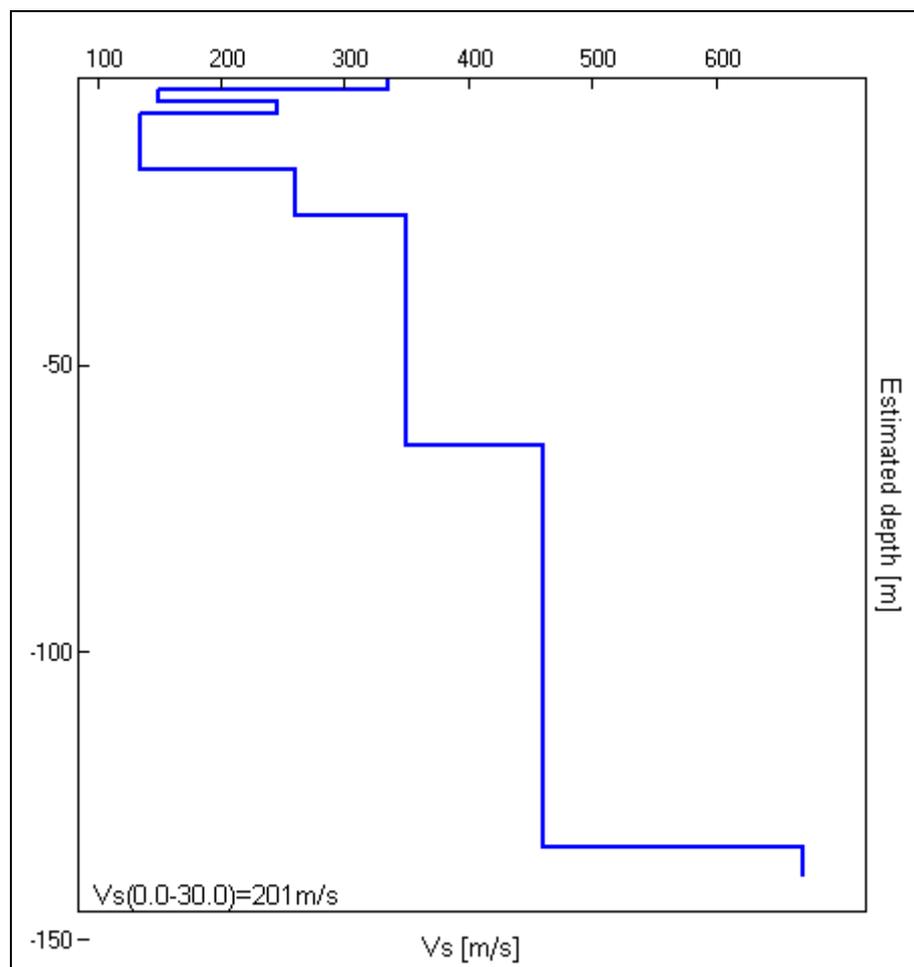


Figura 5-5 – Modello di sottosuolo proposto per il sito e ottenuto mediante fit congiunto prova in foro SCPTU e misura in superficie HVSR

Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]
2.00	2.00	335
4.00	2.00	150
6.00	2.00	245
16.00	10.00	135
24.00	8.00	260
64.00	40.00	350
134.00	70.00	460
inf.	inf.	670

Tabella 4 - Modello sismico (Onde S) del sottosuolo investigato

Vs30 [m/s] da quota piano campagna su cui è stato eseguito il profilo = 201 m/s

In fase di progettazione il valore di Vs30 andrà calcolato dal piano di posa delle fondazioni.

I terreni presenti sono caratterizzati nei primi 30 m circa da valori di velocità delle onde S caratteristici di terreni a rigidità nel complesso da soffice ($V_s < 180$ m/s – limi e argille) a compatta ($200 < V_s < 300$ m/s – sabbie, sabbie limose). La velocità e quindi la rigidità dei terreni aumenta nettamente a circa 15-16 m di profondità.

La curva HVSR ottenuta sperimentalmente è caratterizzata in bassa frequenza, nell'intervallo 0.8-1.0 Hz da amplificazione locale del moto del suolo per risonanza stratigrafica a moderato contrasto di impedenza ($2 < F_0 < 3$; dove F_0 rappresenta l'ampiezza media del picco di amplificazione). Il picco di risonanza è probabilmente associato alla presenza del substrato marino sepolto a circa -100m -150 m s.l.m. (sovrascorrimenti profondi – pieghe ferraresi).

Alla luce dei risultati ottenuti, prendendo come riferimento il piano campagna attuale, la categoria sismica di sottosuolo risulta essere la C (si veda tabella seguente da NTC 2008)

C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o di 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 $180 < V_s < 360$ m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
----------	---

Tabella 5 - Categorie di suolo di fondazione sulla base del valore V_s 30 (tabella 3.2.II - NTC 2008)

Il coefficiente di amplificazione topografica (S_T) è posto pari ad 1 (area pianeggiante).

categoria	caratteristiche della superficie topografica	S_T
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$	1.0

Tabella 6 – Coefficiente di amplificazione topografica

A questo punto sulla base dei dati riportati nelle precedenti pagine è possibile definire l'azione sismica per il sito in esame e per gli stati limite considerati come riportato nella tabella seguente:

STATO LIMITE DI DANNO (SLD) E STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV)

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLD
a_g	0.049 g
F_o	2.586
T_C^*	0.294 s
S_S	1.500
C_C	1.572
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti	
S	1.500
η	1.000
T_B	0.154 s
T_C	0.462 s
T_D	1.795 s

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
a_g	0.113 g
F_o	2.604
T_C^*	0.317 s
S_S	1.500
C_C	1.534
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti	
S	1.500
η	1.000
T_B	0.162 s
T_C	0.486 s
T_D	2.050 s

Tabella 7 - Coefficienti sismici considerando $V_R = 50$ anni, $C_U = 2$, Classe d'uso IV, agli stati limite SLD e SLV

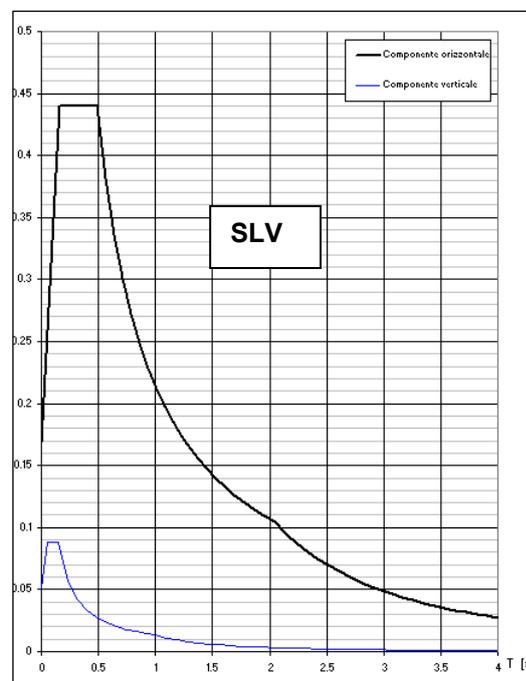
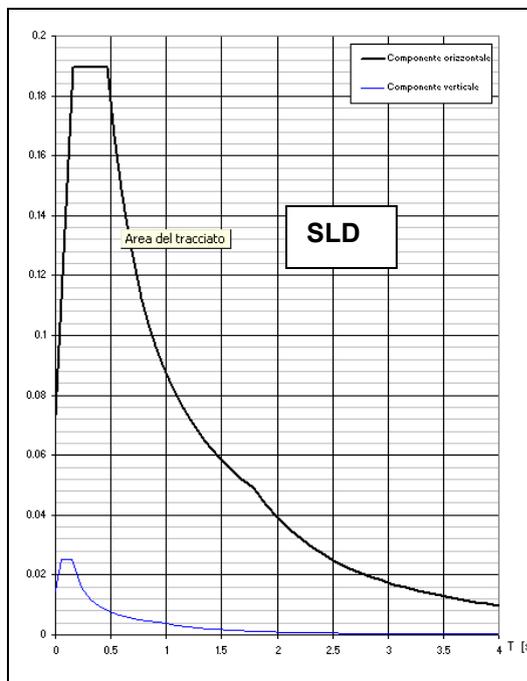


Figura 5-6 – Spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali e verticale per lo Stato Limite di Danno (SLD) a SINISTRA e per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) a DESTRA.

Con:

A_{MAX} = accelerazione massima orizzontale al sito = $a_g * S_S * S_T = 0.073 \text{ g (SLD)}; 0.169 \text{ g (SLV)}$

K_h = coefficiente sismico orizzontale = $A_{MAX} * \beta = 0.015 \text{ (SLD)}; 0.040 \text{ (SLV)}$

K_v = coefficiente sismico verticale = $A_{MAX} * \beta = 0.0075 \text{ (SLD)}; 0.020 \text{ (SLV)}$

β = coefficiente di riduzione = $0.20 \text{ (SLD)}; 0.24 \text{ (SLV)}$

Dove:

S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica

S_T = coefficiente di amplificazione topografica

C_c = coefficiente funzione della categoria di suolo

q = fattore di struttura (posto = 1 in campo elastico)

6. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Come accennato nelle premesse, oltre l'indagine geofisica già descritta, la campagna geognostica eseguita nel sito in esame ha visto la realizzazione di:

- n. 1 prova penetrometrica statica a punta elettrica con piezocono denominata **CPTU1** spinta fino a circa -24 m da p.c. attuale;
- rilievo del livello di falda superficiale all'interno dei fori di prova mediante freatimetro elettrico da campagna;

L'ubicazione delle prove è riportata in fig. 3-2 in premessa.

6.1.1. Prova penetrometrica statica a punta elettrica con piezocono (CPTU)

E' stato utilizzato un penetrometro statico Deep Drill, modello SP100 SM da 100 kN di spinta, munito di punta elettrica e piezocono. La prova penetrometrica con punta elettrica permette di effettuare la registrazione in continuo (passo di lettura pari a 2 cm) dei valori della resistenza alla punta e dell'attrito laterale locale. La punta elettrica ha le stesse dimensioni definite per la punta meccanica: area della punta pari a 10 cm², e area del manicotto laterale pari a 150 cm².

Per registrare anche la pressione neutra dell'acqua del terreno attraversato, la punta elettrica è dotata di un trasduttore di pressione alloggiato nella parte anteriore della sonda e comunicante con l'esterno attraverso un filtro generalmente in bronzo poroso o acciaio sinterizzato. Lo strumento è in questo modo indicato come piezocono (prova CPTU).

Durante l'avanzamento inoltre viene misurata l'inclinazione dello strumento mediante 2 sensori inclinometrici biassiali presenti all'interno della sonda stessa.

La punta elettrica con piezocono utilizzata nella presente indagine è identificata con la sigla G1-CPL2IN (TECNO PENTA) e il sistema di acquisizione è identificato con la sigla D1-PEN8 (TECNO PENTA).

L'elaborazione dei dati è stata eseguita mediante il software "CPet-IT v.1.7.6.42" e "Static Probing 2009.6 rev. 150", con interpretazione litologica basata sul metodo di Robertson (1990).

6.1.2. Risultati e stratigrafia verticale esplorata

Il sottosuolo dell'area investigata, lungo la verticali esplorata è costituito principalmente da:

CPTU1 (prof. max raggiunta 24 m)

Lungo la verticale CPTU1, al di sotto di circa 1.5 m di probabile materiale di riporto mescolato a terreno naturale di natura prevalentemente sabbiosa, sono presenti terreni costituiti prevalentemente da limi argillosi e/o argille limose di piana inondabile olocenica del Fiume Po, di consistenza da soffice a moderata con sporadiche intercalazioni di sottili livelli sabbiosi, sabbioso limosi e limoso sabbiosi.

A circa 15-16 m da p.c. attuale si incontrano le sabbie pleistoceniche di pianura alluvionale del fiume Po ascrivibili a depositi di riempimento canale, barra e argine. Si tratta di sabbie e sabbie limose, medio-grossolane, con frequenti intercalazioni di lio sabbioso e/o limo argilloso, con medio grado di addensamento. A circa 24 m la prova si è arrestata per disancoraggio/rifiuto. Il corpo sabbioso individuato è senz'altro molto esteso lateralmente e si spinge in profondità per decine di metri.

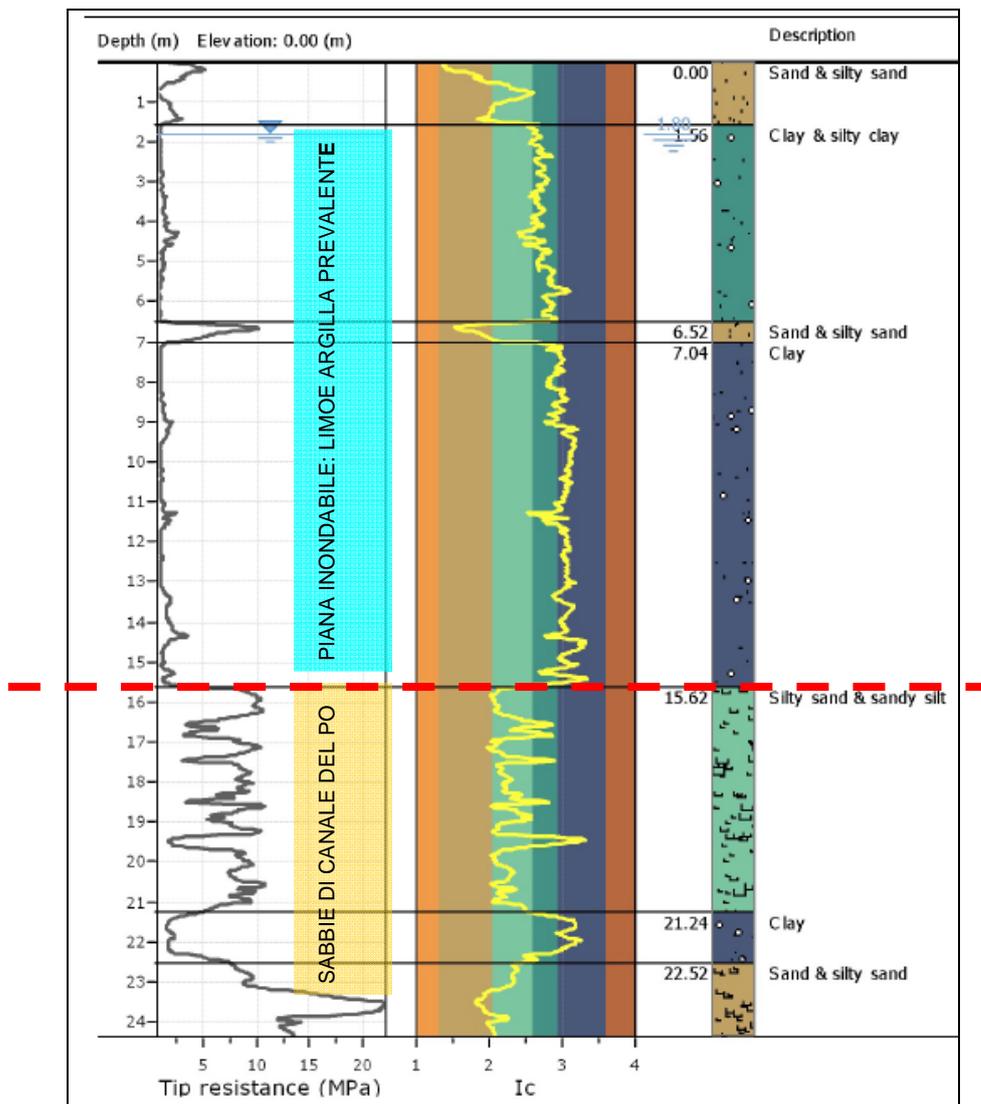


Figura 6-1 – schema litostratigrafico ottenuto da prova CPTU1

6.2. Rilievo acqua nel sottosuolo

All'interno del foro di prova CPTU, al termine della prova e ripetendo la misura alcune ore più tardi, è stata rilevata la profondità della falda superficiale con un freatimetro elettrico da campagna.

Prova di riferimento	Data misura	Profondità falda
CPTU1	22/06/2017	- 1.80 m

Tabella 8 – Rilievo e monitoraggio acqua nel sottosuolo.

Il livello di falda misurato può subire oscillazioni verticali anche significative al variare delle stagioni e a seguito di forti e prolungate precipitazioni meteoriche.

7. MODELLO SCHEMATICO DEL SOTTOSUOLO

Nella figura sottostante si riporta il modello geologico-geotecnico schematico proposto dallo scrivente con i parametri geotecnici associati ai principali livelli di terreno individuati dalle prove complessivamente eseguite nell'area oggetto d'intervento. I software utilizzati per l'elaborazione dei dati sono stati: "CPet-IT v.1.7.6.42 e "Static Probing 2009.6 rev. 150".

I valori in tabella, valori medi sullo spessore di strato considerato omogeneo dal punto di vista geotecnico, possono essere assunti dal progettista come valori caratteristici (X_k) oppure possono essere rivalutati analizzando i valori discreti (i files txt con le letture con passo 2 cm sono a disposizione presso lo studio dello scrivente).

MODELLO GEOLOGICO-GEOTECNICO SCHEMATICO

Livello	Prof. strato	Tipo	γ_k (kN/m ³)	Su_k	M_k	Dr_k	Fi'_k	Litologia/Note
1	0.00-1.50	I	19	--	4.5	50	40	Riporto eterogeneo/eterometrico misto a terra (parametri geotecnici non significativi)
2	1.50-6.50	C	19	55	4.5	--	--	Limo argilloso/argilla limosa moderatamente consistente
3	6.50-7.00	I	19	--	10	50	36	Sabbia e sabbia limosa mediamente addensata
4	7.00-15.60	C	19	60	4.5	--	--	Limo argilloso/argilla limosa moderatamente consistente
5	15.60-21.20	I	19	--	13	40	31	Sabbia e sabbia limosa con frequenti intercalazioni di limo sabbioso e/o limo argilloso con grado di addensamento medio-scarso
6	21.20-22.50	C	19	130	5.0	--	--	Limo argilloso/argilla limosa moderatamente consistente
7	22.50-24.40	I	19	--	20	55	33	Sabbia e sabbia limosa mediamente addensata

Tabella 9 – Parametri geotecnici associati ai livelli di terreno (in rosso i livelli granulari)

Profondità falda = -1.80 m da p.c. attuale.

Dove:

Prof: Intervallo di profondità dello strato (m)

γ : peso di volume naturale (KN/m³)

Tipo: Comportamento geotecnico prevalente, C: Coesivo (MARRONE). I: Incoerente (GIALLO)

Su: Undrained Strength (Coesione non drenata – kPa)

M: Constrained Modulus (Modulo Edometrico – Mpa)

Fi': Friction Angle (Angolo di resistenza al taglio in condizioni drenate – sforzi efficaci "o")

Dr: Relative Density (Densità relativa "%")

N.B. Le correlazioni utilizzate nel presente documento sono solo alcune delle correlazioni disponibili in letteratura che è possibile utilizzare per la derivazione dei parametri geotecnici da prove penetrometriche statiche CPT.

In fase di relazione d'opera geotecnica, l'utilizzo delle correlazioni qui proposte, o di altre da letteratura, sarà responsabilità del tecnico progettista.

Correlazioni incoerenti		Correlazioni coesivi	
Densità relativa		Grado di sovraconsolidazione	
<input type="radio"/> Baldi 1978 - Schmertmann 1976		<input checked="" type="radio"/> Stress-History	
<input type="radio"/> Schmertmann		<input type="radio"/> Piacentini Righi 1978	
<input type="radio"/> Harman 1976		<input type="radio"/> Larsson 1991 S.G.I.	
<input checked="" type="radio"/> Lancellotta 1983		<input type="radio"/> Ladd e Foot 1977	
<input type="radio"/> Jamiolkowski 1985			
<input type="radio"/> Larsson 1995			
Angolo d'attrito		Modulo Edometrico	
<input type="radio"/> Durgunoglu-Mitchell 1973-1975		<input type="radio"/> Robertson Campanella da Schmertmann	
<input type="radio"/> Caquot		<input type="radio"/> Lunne Christoffersen 1983 Robertson Powell 1997	
<input type="radio"/> Koppejan		<input type="radio"/> Kulhawy-Mayne 1990	
<input type="radio"/> De Beer 1965-1967		<input checked="" type="radio"/> Mitchell - Gardner 1975	
<input type="radio"/> Schmertmann 1977-1982		<input type="radio"/> Buisman - Sanglerat	
<input checked="" type="radio"/> Robertson e Campanella 1983			
<input type="radio"/> Herminier			
<input type="radio"/> Meyerhof 1951			
Modulo di Young		Modulo di deformazione a taglio	
<input checked="" type="radio"/> Schmertmann 1970-1978		<input checked="" type="radio"/> Imai Tomauchi	
<input type="radio"/> Robertson Campanella 1983			
<input type="radio"/> ISOPT-1 1988			
		Modulo di reazione Ko	
		<input checked="" type="radio"/> Kulhawy-Mayne 1990	
		Peso unità di volume	
		<input checked="" type="radio"/> Meyerhof	

Figura 7-1 – Correlazioni utilizzate per gli strati incoerenti (es: sabbia); il pallino verde indica la correlazione prescelta nel presente lavoro.

Correlazioni incoerenti		Correlazioni coesivi	
Coesione non drenata		Grado di sovraconsolidazione	
<input type="radio"/> Lunne Eide >>Indice plastico (IP) 18		<input checked="" type="radio"/> Stress-History	
<input type="radio"/> Sunda (relazione sperimentale)		<input type="radio"/> P.W.Mayne 1991	
<input type="radio"/> Lunne T.-Kleven A. 1981		<input type="radio"/> Piacentini Righi 1978	
<input type="radio"/> Kjekstad. 1978 - Lunne, Robertson and Powell 1977		<input type="radio"/> Larsson 1991 S.G.I.	
<input type="radio"/> Lunne, Robertson and Powell 1977		<input type="radio"/> Jamiolkowski 1979	
<input checked="" type="radio"/> Terzaghi		<input type="radio"/> Schmertmann 1978	
<input type="radio"/> Begemann			
<input type="radio"/> De Beer		Modulo di defomazione non drenato	
<input type="radio"/> Baligh 1980		<input checked="" type="radio"/> Cancelli 1980	
<input type="radio"/> Marsland 1974-Marsland e Powell 1979		<input type="radio"/> Ladd 1977	
<input type="radio"/> Rolf Larsson SGI 1995			
Modulo Edometrico			
<input type="radio"/> Mitchell Gardner 1975			
<input checked="" type="radio"/> Metodo generale del modulo Edometrico			
<input type="radio"/> Buisman			
<input type="radio"/> Buisman Sanglerat			
Peso unità di volume			
<input checked="" type="radio"/> Meyerhof ed altri			

Figura 7-2 - Correlazioni utilizzate per gli strati coesivi (es: limo argilloso e argilla). il pallino verde indica la correlazione prescelta nel presente lavoro.

8. STUDIO DELLA POTENZIALE LIQUEFACIBILITÀ DEI DEPOSITI SABBIOSI

8.1. Metodologia di calcolo

Lungo le verticali d'indagine complessivamente eseguite sono stati individuati alcuni orizzonti di terreno incoerente, poco addensato e sotto falda. Pertanto è eseguita la stima dell'**Indice di Potenziale Liquefazione (LPI o I_L) secondo il metodo di Boulanger & Idriss (2014)**.

Un metodo che consente preliminarmente di discriminare gli intervalli a prevalente "tessitura argillosa", e quindi con ogni probabilità non liquefacibili, dagli intervalli a prevalente "tessitura sabbiosa" e pertanto potenzialmente soggetti a liquefazione in caso di sollecitazioni dinamiche cicliche, è quello basato sul parametro di comportamento del terreno I_c :

I livelli di terreno caratterizzati da valori dell'indice di comportamento $I_c < 2.6$ sono da considerarsi a comportamento geotecnico incoerente e pertanto potenzialmente suscettibili alla liquefazione in caso di sisma con magnitudo > 5 .

In corrispondenza di tali livelli è stato determinato il fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione.

Per la valutazione della stabilità nei confronti della liquefazione dei depositi sabbiosi individuati, si utilizzano metodi semplificati che si basano sul rapporto che intercorre tra la resistenza ciclica disponibile del terreno e la sollecitazione ciclica indotta dal terremoto.

La resistenza del deposito alla liquefazione viene quindi valutata in termini di fattore di resistenza alla liquefazione $FS = CRR / CSR$ dove CRR (*Cyclic Resistance Ratio*) indica la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico e CSR (*Cyclic Stress Ratio*) la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma.

In letteratura scientifica esistono alcune metodologie semplificate che consentono, anche se con marcate approssimazioni, di valutare il livello di rischio connesso al verificarsi del fenomeno della liquefazione attraverso l'introduzione dell'**Indice del Potenziale di Liquefazione LPI (Liquefaction Potential Index) definito dalla seguente relazione (Iwasaki, 1982):**

$$LPI = \int_0^{20} F(z)w(z)dz$$

8.2. Parametri di input

Nel presente studio la verifica a liquefazione è stata condotta ipotizzando:

- **Magnitudo M:** 5.5 (area a sismicità di base bassa)
- **PGA:** pari a 0.17 g (da categoria di sottosuolo C - SLV e relativo coefficiente di amplificazione stratigrafica secondo tab. 3.2.II e 3.2.V, NTC 2008; si veda capitolo 5);
- **Metodo applicato:** Boulanger & Idriss (2014)
- **Valore di MSF (fattore correttivo magnitudo):** 1.69
- **Fs limite:** 1.00;
- **Profondità falda:** livello misurato in campagna pari a -1.80 m

8.3. Risultati analisi

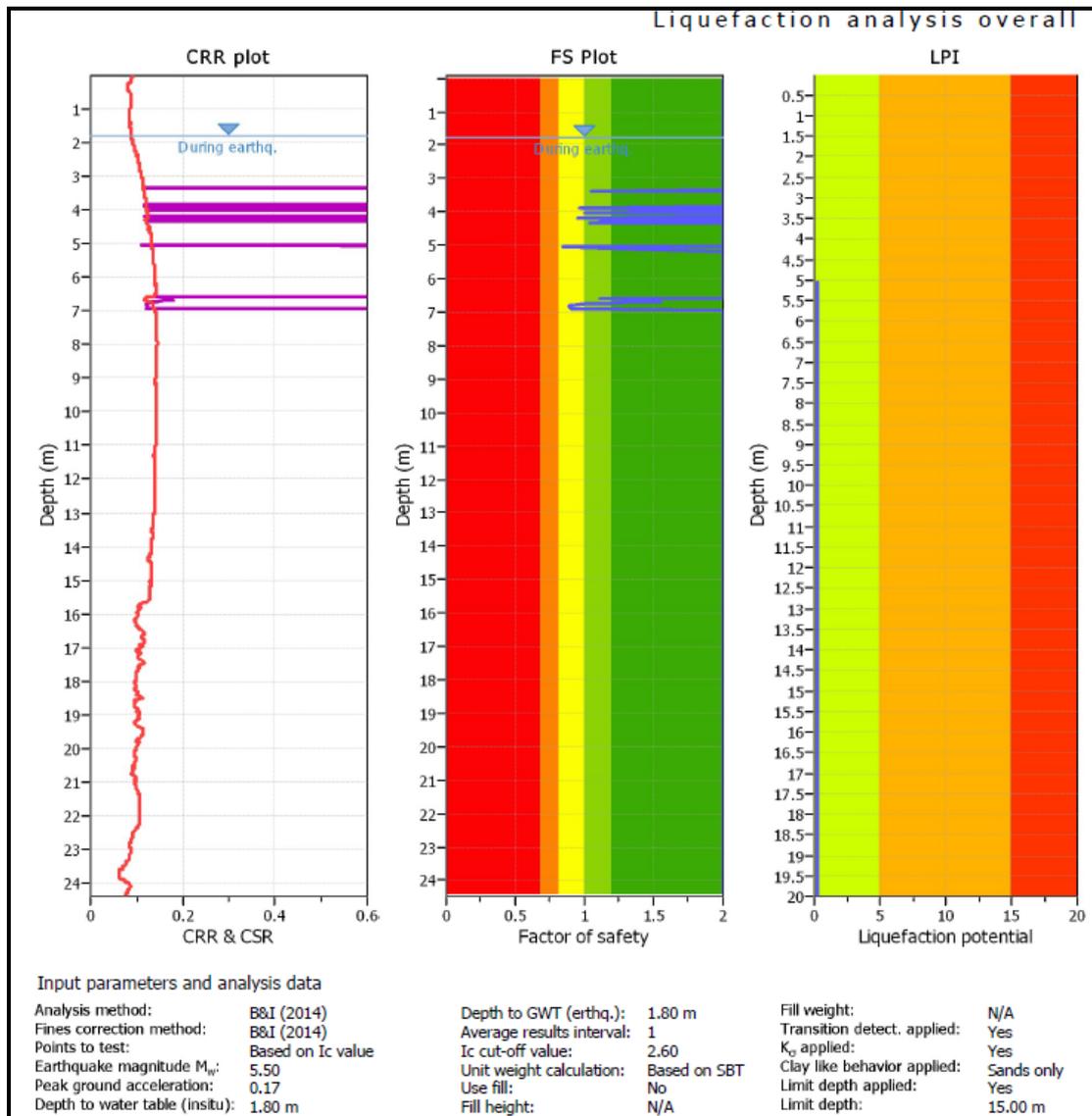


Figura 8-1 – Andamento del Fattore di Sicurezza FS e dell' Indice di Potenziale di Liquefazione LPI lungo la verticale CPTU1

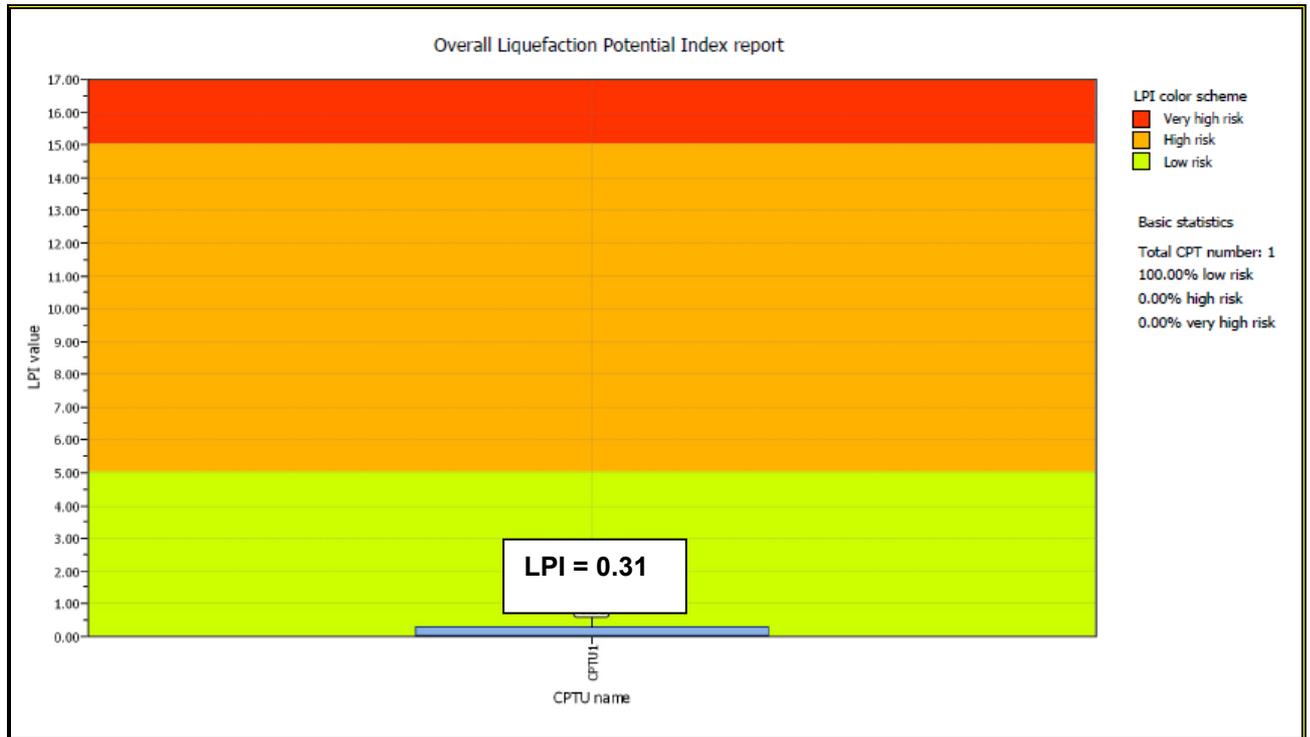


Figura 8-2 – Stima dell'Indice di Potenziale Liquefazione (LPI) lungo CPTU1

Dove:

LPI = 0 rischio nullo

0 < LPI < 5 = rischio basso

5 < LPI < 15 = rischio elevato

LPI > 15 = rischio molto elevato

(classificazione proposta da Iwasaki, 1982)

Come era lecito attendersi, i bassi valori di sismicità dell'area ($A_{max} = 0.17$ g circa) e la profondità dei corpi francamente sabbiosi (oltre i 15 m), restituiscono un quadro di pericolosità alla liquefazione dei terreni presenti in sito molto basso.

9. CONCLUSIONI.

Su incarico di LIFE S.r.l. (Laboratori Ingegneria Ferrara), per conto del comune di Castelmassa (RO), in data 22/06/2017 è stata effettuata un'indagine geologica e geofisica volta a ricostruire il modello geologico e i caratteri sismici del sito in esame. Lo studio è stato eseguito a corredo del progetto di adeguamento sismico di un fabbricato ivi esistente a uso magazzino comunale.

Il modello geologico del sottosuolo dell'area in cui s'inserisce il lotto oggetto di edificazione è stato preliminarmente descritto sulla base di conoscenze dirette degli scriventi, di informazioni reperibili dalla letteratura specializzata e della consultazione di strumenti di pianificazione .

L'area investigata è situata nella pianura alluvionale del Fiume Po. Il sottosuolo è caratterizzato da limi argillosi e argille limose, coesive, di consistenza moderata fino a circa 15-16 m da p.c.; tali depositi sono associabili ad un ambiente di piana inondabile. Per profondità inferiori a 15-16 m si rilevano depositi sabbiosi, sabbioso limosi e limoso sabbiosi, di medio grado di addensamento, con frequenti intercalazioni di limo argilloso. Tali depositi son associabili a un ambiente di riempimento canale, barra, argine del fiume Po.

Dal punto di vista sismico l'area è caratterizzata da un basso gado di sismicità di base, con valori di ag di poco superiori a 0.1 g allo stato limite di Salvaguardia della Vita. L'accelerazione massima orizzontale è risultata pari a 0.073 g allo Stato Limite di Danno (SLD) e pari a 0.169 g allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV); tali valori sono stati ricavati sulla base della classificazione sismica del sottosuolo mediante prova in foro SCPTU e misura HVSR elaborate congiuntamente. La categoria di sottosuolo è risultata la C. Si escludono amplificazioni di origine topografica. La frequenza di risonanza fondamentale dell'area è stata registrata nell'intervallo 0.8-1.0 Hz con ampiezza di picco moderata.

L'area, pur suscettibile di amplificazioni per ragioni stratigrafiche, appare stabile nei confronti del fenomeno della liquefazione a carico dei depositi sabbiosi saturi. La scarsa azione sismica dell'area e la profondità di tali depositi (> 15 m), restituiscono un potenziale di liquefazione molto basso ($LPI < 1$)

I terreni coesivi sono risultati da soffici a moderatamente consistenti con valori di Su (coesione non drenata) < 72 KPa e Vs < 180 m/s negli intervalli coesivi (si veda fig. 5-2). Sono terreni sicuramente caratterizzati da elevata compressibilità e potenzialmente suscettibili di densificazione per compattazione dinamica in caso di sisma. Una stima del cedimento indotto dal sisma è realizzabile solo con studi più approfonditi dei terreni in questione (prelievo campioni e successive analisi di laboratorio geotecnico).

Alla luce delle indagini, dei rilievi e delle analisi svolte si ritiene non vi siano vincoli per la realizzazione dell'opera di progetto.



LIFELAB.IT

- Modello geologico -
Sito: Via San Martino
Castelmassa (RO)



GEOTEA s.r.l.
Geologia Territorio Ambiente



San Lazzaro di Savena (BO), 30/06/2017



