

**Proposta di realizzazione di un Comparto Produttivo Agroalimentare tra Emilia Wine s.c.a. e PreGel s.p.a.
mediante Accordo di Programma in variante alla pianificazione territoriale ed urbanistica
ai sensi degli artt. 59 e 60 della L.R. 24 / 2017
in via 11 settembre 2001, Arceto di Scandiano (RE)**

PROGETTO DEFINITIVO

Proponenti:

Lares Srl

via E. Comparoni, 64 - 42122 Gavasseto, Reggio Emilia

Lares s.r.l.
Sede Legale: Via Comparoni n. 64
42122 REGGIO EMILIA
Indirizzo Postale: C.P. 10 SUCC. 2
42121 REGGIO EMILIA
Cod. Fisc. e Part. I.V.A. 01514730356

Luca Parini

PreGel Spa

via E. Comparoni, 64 - 42122 Gavasseto, Reggio Emilia

PreGel
Your passion. Our ingredients.

PreGel s.p.a.
PO BOX 10 SUCC. 2 - 42121 REGGIO EMILIA
Via Comparoni n. 64 - GAVASSETO
42122 REGGIO EMILIA (Italy)
Cod. Fisc./Part. I.V.A. 01133190353

Luca Parini

Emilia Wine Sca

via 11 Settembre 2001, 3 - 42019 Arceto di Scandiano (RE)

EMILIA WINE®
SOCIETÀ COOPERATIVA AGRICOLA

Luca Parini
Emilia Wine s.c.a.
Via 11 Settembre 2001, 3 - 42019 Arceto di Scandiano (RE) - ITALY
Tel. 0522-809107 - Fax 0522-800637
Prog. Imp. (RE) - C.F. - P.Iva: 00130230352 - REA CODA: RE 40679

Progetto urbanistico, architettonico, infrastrutturale e coordinamento generale:

Andrea Oliva architetto

via L. Ariosto 17 - 42121 Reggio Emilia
tel 0522 1713846 - info@cittaarchitettura.it
ing. Giacomo Fabbi, arch. Luca Parini,
arch. Luca Paroli, arch. Marinella Soliani

Progetto Strutturale:

Studio Tecnico Associato Abaton

viale Martiri della Libertà 16 - 42019 Scandiano (RE)
ing. Sergio Spallanzani

Progetto Impianti Elettrici e Speciali:

Eta Studio Srl

via F. Cassoli 12 - 42123 Reggio Emilia
p.i. Fabrizio Costoli, p.i. Claudio Villa

Progetto Impianti Meccanici e Idrici antincendio:

MBI Energie Srl

via degli Artigiani 27 - 42019 Scandiano (RE)
ing. Federico Mattioli

Progetto Prevenzione Incendi, Sicurezza in fase di Progettazione e Rapporto Ambientale VAS:

SIL engineering Srl

via Aristotele 4 - 42122 Reggio Emilia
PREV. INCENDI: p.i. Massimo Sambuchi, ing. Andrea Prampolini
SICUREZZA: p.i. Massimo Sambuchi
AMBIENTE: dott. Manuela Salsi

- UR PROGETTO URBANISTICO
- AR PROGETTO ARCHITETTONICO
- IN PROGETTO INFRASTRUTTURALE
- ST PROGETTO STRUTTURALE
- IE PROGETTO IMPIANTI ELETTRICI E SPECIALI
- IM PROGETTO IMPIANTI MECCANICI
- IA PROGETTO IMPIANTI IDRICI ANTINCENDIO
- VF PROGETTO PREVENZIONE INCENDI
- SIC PROGETTO SICUREZZA
- VAS RAPPORTO AMBIENTALE VAS

**oggetto: RELAZIONE TECNICA nr. 2 PER LA RIDUZIONE DEL RISCHIO SISMICO
PREGEL HEADQUARTER E INTERNATIONAL TRAINING CENTER**

scala:

revisione:

data: Settembre 2018

ST.SP.02



Estremi del committente e dei progettisti dell'intervento

Committenti : PREGEL S.p.a. con sede località Gavasseto
in via Comparoni nr. 64 Reggio Emilia

Progettista architettonico dell'opera:

Arch. ANDREA OLIVA					
residente nel comune di		Vezzano (RE)		C.A.P.	42019
Località	Montalto	Via	Bettola	n.	6
telefono	0522 – 1713846	fax	0522 – 171386		
iscritto all'Ordine	Degli Architetti	della Provincia di	Reggio Emilia	al n.	365
		Email	Info@cittaarchitettura.it		

Progettista e direttore dei lavori strutturale:

ING. SPALLANZANI SERGIO					
residente nel comune di		Scandiano (RE)		C.A.P.	42019
Località		Via	Martiri della Libertà	n.	16
telefono	0522 – 855598	fax	0522 – 984617		
iscritto all'Albo	degli Ingegneri	della Provincia di	Reggio Emilia	al n.	687
		Email	Studio.abaton@tin.it		

Direttore dei lavori strutturale ed architettonico:

ING. SPALLANZANI SERGIO					
residente nel comune di		Scandiano (RE)		C.A.P.	42019
Località		Via	Martiri della Libertà	n.	16
telefono	0522 – 855598	fax	0522 – 984617		
iscritto all'Albo	degli Ingegneri	della Provincia di	Reggio Emilia	al n.	687
		Email	Studio.abaton@tin.it		

1 Individuazione del sito in cui sorgerà l'opera e descrizione del fabbricato

L'intervento oggetto della presente richiesta di Permesso di Costruire sarà il **PREGEL HEADQUARTER E INTERNATIONAL TRAINING CENTER** ed è costituito da una palazzina destinata ad uffici e ad una scuola per la produzione dei gelati che fa parte di un **Comparto Agroalimentare** da realizzarsi nel comune di **Scandiano in località Arceto via 11 Settembre 2001** su di un'area pianeggiante posta a sud della **cantina EMILIA WINE** individuata all'Agenzia del Territorio di Reggio Emilia sezione Catasto Fabbricati del Comune di Scandiano al foglio 8 mappale 524 e al foglio 14 mappale 644 **di proprietà della ditta LARES S.r.l.**

Il nuovo fabbricato sarà realizzato **con struttura portante prefabbricata in c.a.** nel rispetto del **decreto del 17 gennaio 2018 aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni"**.

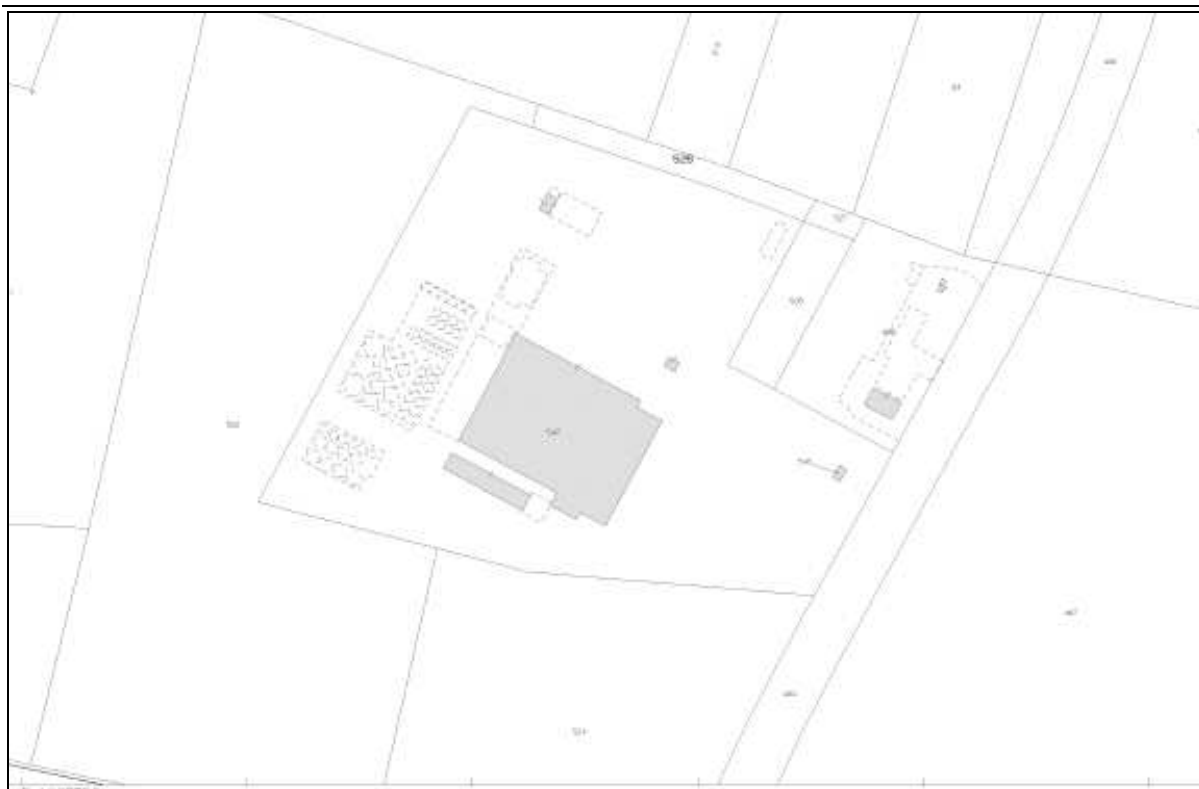


Figura 1.a: Estratto di mappa relativo al foglio 8 mappale 524



Figura 1.b: Estratto di mappa relativo al foglio 14 mappale 643.

1.1 Descrizione del PREGEL HEADQUARTER E INTERNATIONAL TRAINING CENTER

II PREGEL HEADQUARTER E INTERNATIONAL TRAINING CENTER è costituito da una palazzina con struttura prefabbricata in c.a. e c.a.p. delle dimensioni massime planimetriche di mt. 60,5 x 77,00 circa che si sviluppa su 3 livelli ed i vari orizzontamenti sono collegati fra loro da 5 scale, 2 ascensori ed un montacarichi.

Pur avendo nelle sue dimensioni massime una forma rettangolare, è stato successivamente in parte svuotato ricavando al suo interno 4 corti che hanno sempre un lato che si apre verso l'esterno e che ne hanno ridotto la superficie interna che ammonta complessivamente a circa 11.000 mq.

Al suo interno sono stati ricavati prevalentemente degli uffici completati con la reception, i servizi, un angolo coffee break, uno spazio Store, sale riunioni, aule didattiche per la scuola del gelato, una mensa, un piccolo ristorante, la direzione, ecc come si può vedere dagli elaborati architettonici.

Da un punto di vista strutturale l'edificio sarà costituito:

- a) Fondazioni profonde costituite per ogni pilastro da 3/4 pali trivellati tipo CFA del diametro di 80 cm e della profondità massima di mt. 20 collegati superiormente da una soletta delle dimensioni massime di cm 350 x 350 x 80. **I pali saranno realizzati con calcestruzzo di classe 25/30 del tipo XC2 e l'armatura di acciaio tipo B 450 C** sarà costituita da circa 12 barre longitudinali del diametro di 20 mm e staffe circolari del diametro di 8 mm poste ad un interasse di 20 cm e del diametro di 600 mm.

Sui pali saranno successivamente costruite **delle solette di collegamento dello spessore di circa 80**, realizzate con calcestruzzo di **classe C30/37 del tipo XC2**.

- b) Sulle solette saranno realizzati i **bicchieri** in cui saranno infissi i pilastri: le loro dimensioni interne saranno di 80/90 x 910 cm e la profondità di cm 110, le pareti avranno uno spessore di circa 40 cm. e saranno realizzate con **calcestruzzo di classe C30/37 del tipo XC2**.
- c) Reticolo di **cordoli di collegamenti** delle solette dei plinti delle dimensioni indicative di cm 40 x 50 posati sulla soletta di fondazione in adiacenza al bicchiere.
- c) **Pilastri prefabbricati** in c.a. delle dimensioni massime di cm 60 x 60 saranno armati con acciaio per c.a. tipo **B450C e classe del calcestruzzo C45/55 (Rck = 550 kg/cmq.)**.
- e) **Travi in c.a.p.** di sostegno dei tegoli della lunghezza massima di mt. 8,50 **del tipo a T rovescia** posti a sostegno dei tegoli su entrambi i lati del tipo TRA55 (dell'altezza di 60 cm) o TRB70 (dell'altezza di cm 75).
Travi in c.a.p. laterali ad L del tipo TLA55 (dell'altezza di 60 cm).
- f) **Tegoli di soppalco ad estradosso piano della larghezza di cm 250 o 140 del tipo TC 32 e TC 42** costituiti da una soletta inferiore dello spessore di 8 cm, due nervature dell'altezza complessiva di cm 32 o 42 (a seconda della lunghezza dei tegoli) collegate fra loro nella parte superiore da una seconda soletta dello spessore di cm 5 e della lunghezza di cm 135 posta in posizione centrale.
Negli spazi non occupati dalle solette saranno poste lastre di polistirolo ed il tutto dovrà essere completato con la posa di una rete elettrosaldata fi 8 maglia 20 x 20 e la realizzazione di una soletta dello spessore di 8 cm. **con calcestruzzo di classe C30/37 del tipo XC1**.
Lo spessore complessivo dei tegoli sarà pertanto di 40 cm per il TC 32 e di 50 cm per il TC 42.
- g) **I tamponamenti esterni** saranno costituiti prevalentemente da vetrate o pannelli prefabbricati coibentati a norma di legge dello spessore di cm 30.
- h) **La copertura sarà di tipo piano** isolata termicamente ed impermeabilizzata con **guaina poliolefinica basso emissiva**.
- i) Sull'intero perimetro del fabbricato ad ogni livello è prevista la realizzazione di una **veletta frangisole** dello sporto di circa 3,00 mt da realizzare probabilmente in struttura metallica che dovrà essere oggetto di adeguato approfondimento in fase esecutiva soprattutto nelle zone che delimitano le corti.

2) Caratteristiche del terreno e pianificazione delle indagini geognostiche.

I dati utilizzati per il dimensionamento di massima delle strutture di fondazione sono stati desunti dall'indagine geologica svolta dal **dott. Fausto Campioli** e dal dott. **Mario Mambrini** dello studio **GeoLog** che ha provveduto ad eseguire **4 prove penetrometriche statiche nei 4 angoli del fabbricato ed una in posizione centrale nonché una prospezione geofisica (MASW)**.

Sulla base dei dati ottenuti è stata redatta una indagine geologica, sismica e di prima caratterizzazione geomeccanica.

Va inoltre precisato che si è provveduto anche alla realizzazione di un **sondaggio a rotazione** che si è spinto sino alla profondità di 30 mt. con prelievi di campioni, che sono stati inviati al laboratorio di analisi per eseguire tutte quelle prove che ci permetteranno di avere informazioni più precise per il calcolo definitivo delle fondazioni.

Le prove penetrometriche statiche sopra citate sono state individuate con i numeri 14, 15, 16, 17 e 18 che vengono di seguito riportate.

Per quanto riguarda la stratigrafia la relazione riporta le seguenti informazioni:

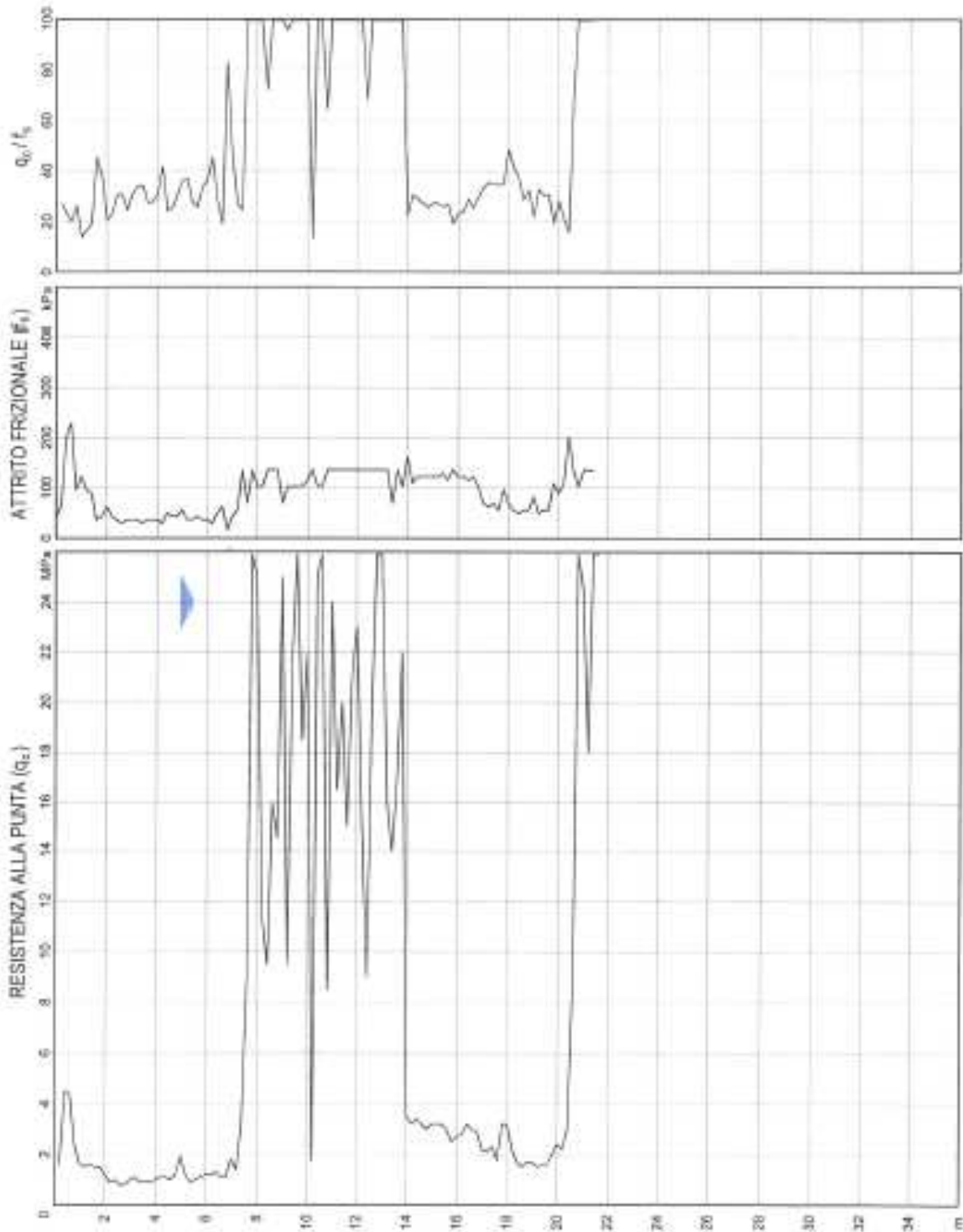
Dalle prove può essere tratto il quadro litologico generale, vale a dire:

- banco A, da 0 a 8 m: terre soprattutto coesive (argille, limi) con banchi sovraconsolidati per essiccamento distribuiti in modo discontinuo soprattutto nel sedime del magazzino automatizzato;
- banco B, da 8 a 12 m: terre prevalentemente incoerenti (ghiaie con orizzonti sabbiosi e limosi); al di fuori del magazzino automatizzato, il banco giunge a 14 m, mentre è del tutto assente nello spigolo indagato da CPT 8 e 9;
- banco C, da 12 a 20 m: terre soprattutto coesive (argille, limi) con orizzonti leggermente sovraconsolidati;
- banco D, da 20 m alle massime profondità raggiunte per il sopraggiungere del limite strumentale: terre incoerenti (ghiaie e sabbie) con saltuari approfondimenti del banco superiore.

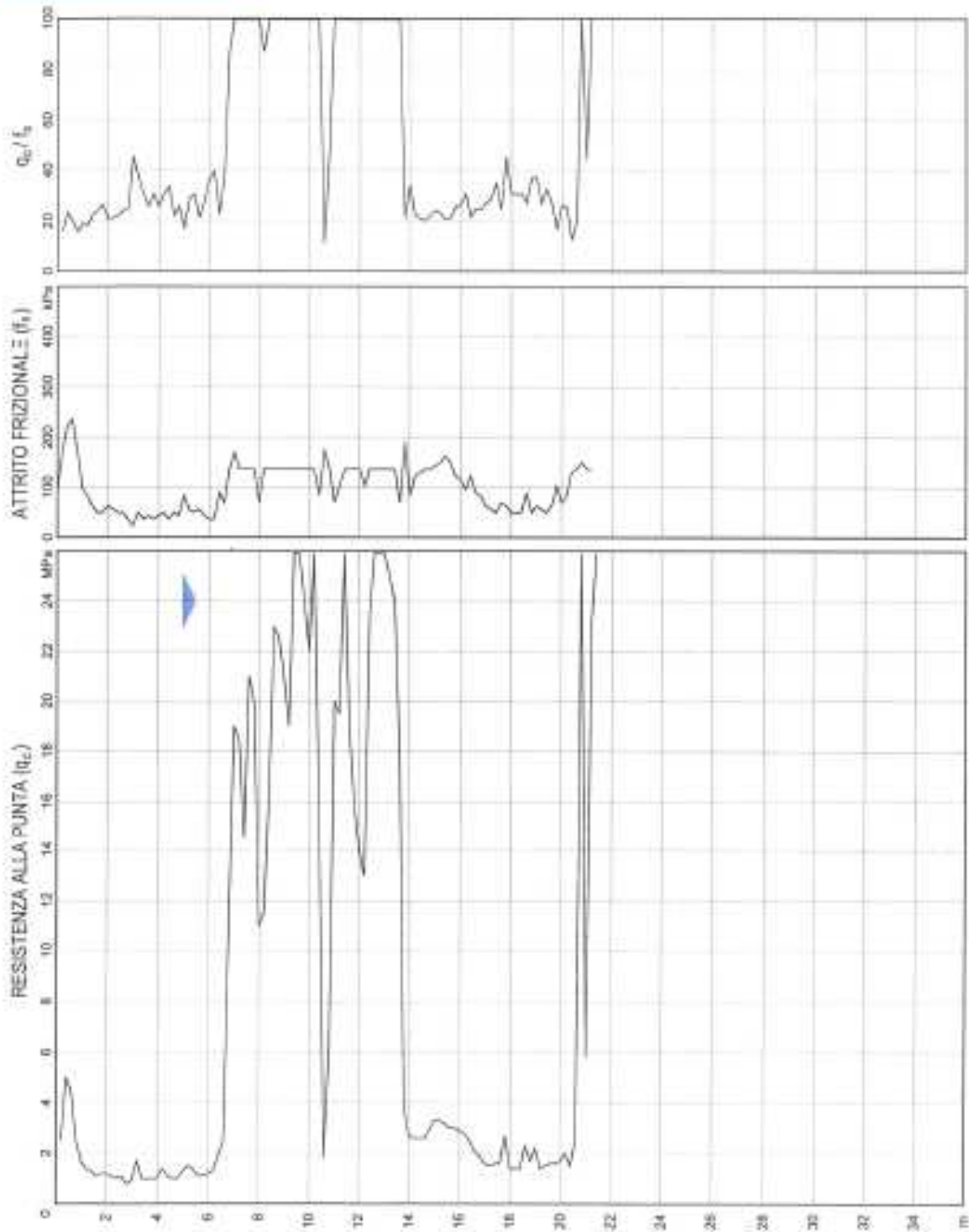
La tavola d'acqua soggiace circa 5 m alla superficie; evidentemente si tratta di una falda semiconfinata nel banco B per effetto del banco A a ridotta permeabilità.

Di seguito si riportano gli schemi delle 5 prove penetrometriche statiche eseguite fino alla profondità di circa 20 cm in corrispondenza dell'area su cui sorgerà il fabbricato in oggetto

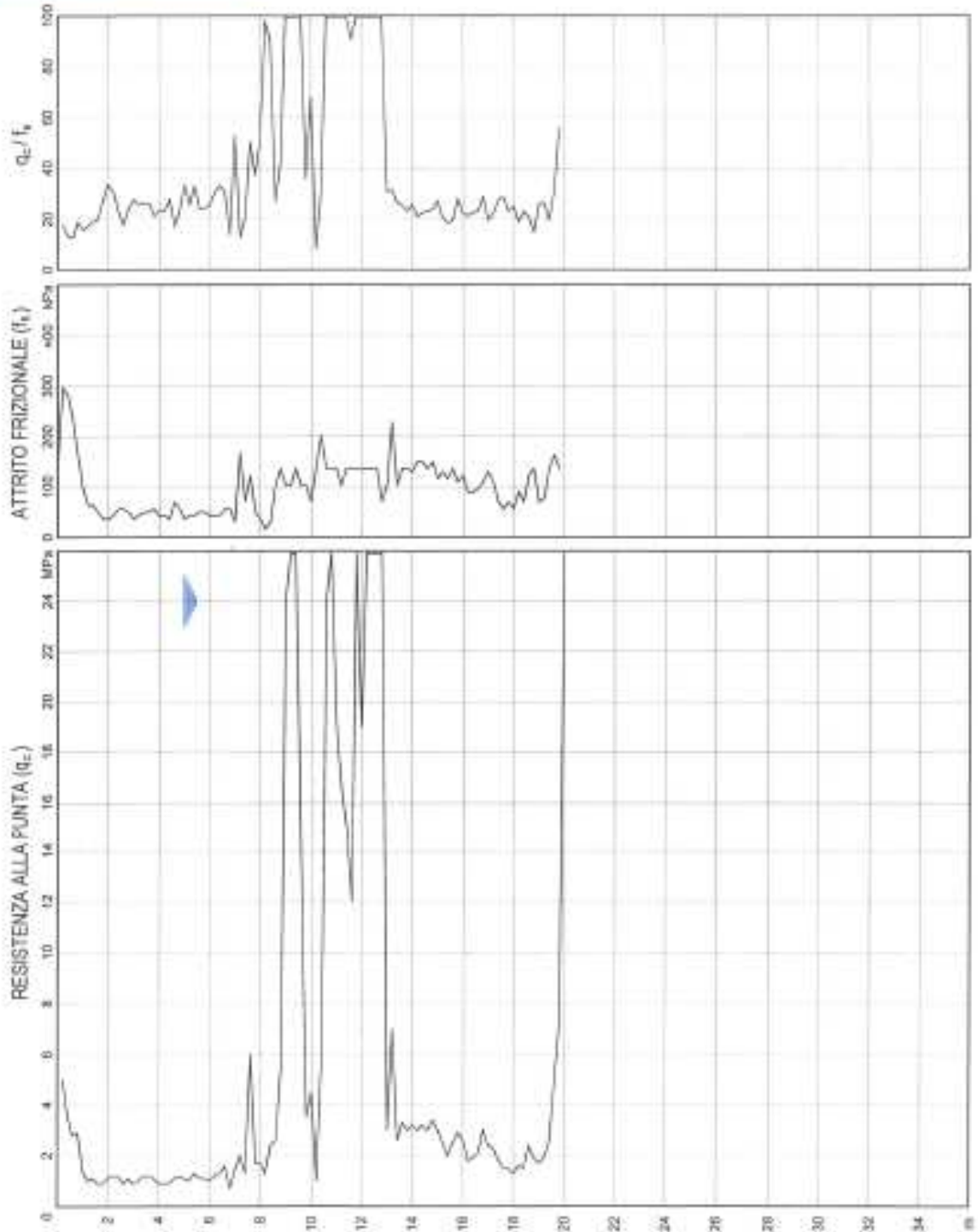
geoLOG	CPT N. 14	ESECUTORE <i>Pancani Fausto di</i>	DATA 30/06/18
	COMMITTENTE <i>PREGEL spa</i>	LOCALITA' <i>ARCEPTO (RE)</i>	
	CANTIERE <i>NUOVA SEDE PREGEL SPA</i>	D.L. <i>Dr. F. Campoli</i>	TAV. 15



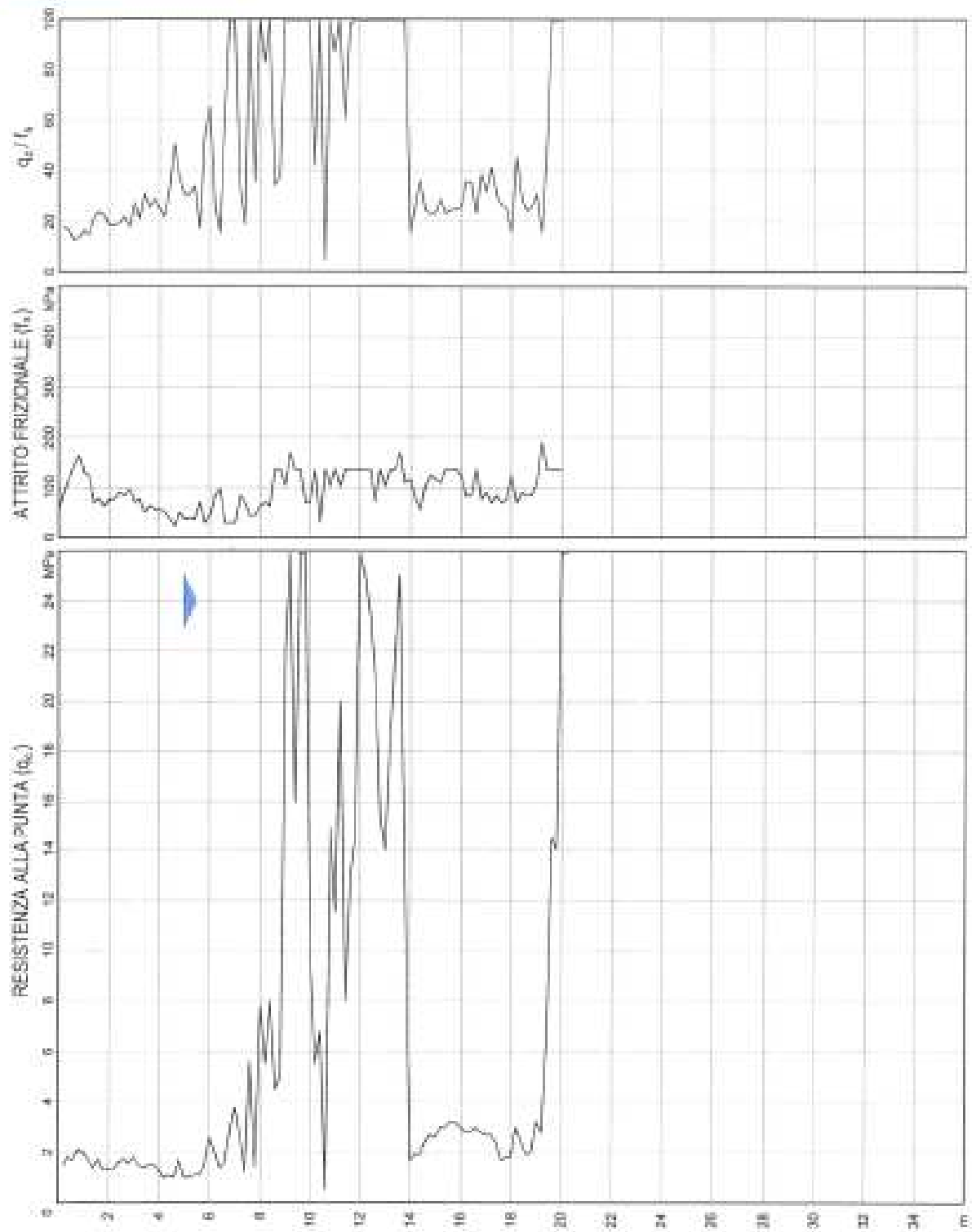
geoLOG	CPT N. 15 ESECUTORE <i>Pancani Fausto d.i.</i>	DATA 02/07/18
	COMMITTENTE <i>PREGEL spa</i>	LOCALITA' <i>ARCETO (RE)</i>
	CANTIERE <i>NUOVA SEDE PREGEL SPA</i>	D.L. <i>Dr.P.Campoli</i> TAV. 16



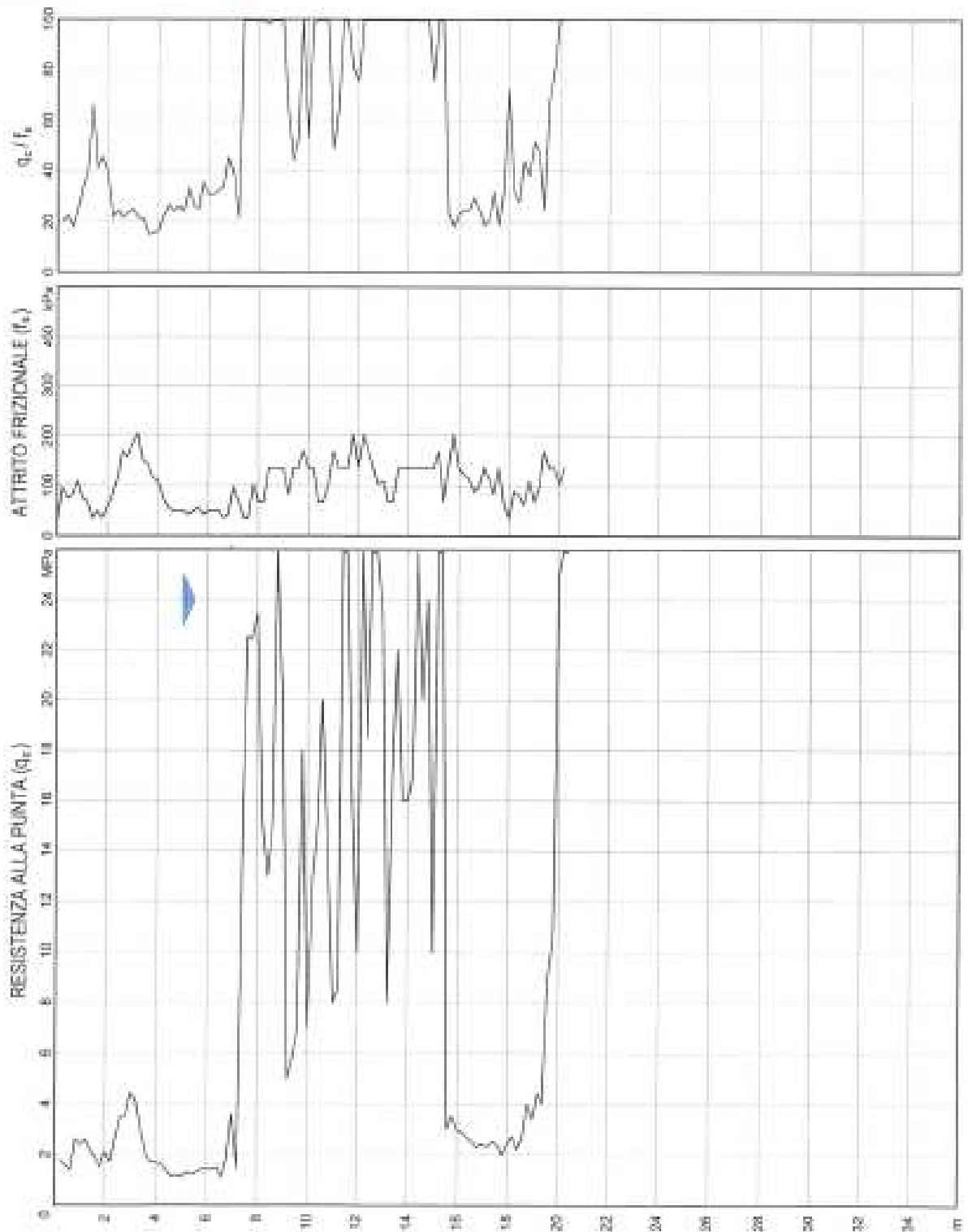
geoLOG	CPT N. 16	ESECUTORE <i>Pancani Fausto</i> d.i.	DATA 02/07/18
	COMMITTENTE PREGEL spa		LOCALITA' ARCETO (RE)
	CANTIERE NUOVA SEDE PREGEL SPA		D.L. Dr. P. Campioli TAV. 17



geoLOG	CPT N. 17	ESECUTORE Pancani Fausto d.i.	DATA 30/06/18
	COMMITTENTE PREGEL spa	LOCALITA' ARCETO (RE)	
	CANTIERE NUOVA SEDE PREGEL SPA	D.L. Dr. P. Campioli	TAV. 18



geoLOG	CPT N. 18 ESECUTORE <i>Pancani Fausto di</i>	DATA 30/06/18
	COMMITTENTE <i>PREGEL spa</i>	LOCALITA' <i>ARCEO (RE)</i>
	CANTIERE <i>NUOVA SEDE PREGEL SPA</i>	D.L. <i>Dr. P. Campioli</i> TAV. 19



3) Prime ipotesi relative alla tipologia del sistema di fondazioni adottato

Per la determinazione della prima ipotesi di tipologia di fondazione da adottare si è calcolato il carico trasmesso in fondazione dai pilastri più sollecitati, delle dimensioni di cm 60 x 60, prendendo in esame i carichi riportati al paragrafo successivo e le relative aree di influenza al fine di determinare i carichi trasmessi al suolo..

I carichi unitati adottati sono quelle riportati nel paragrafo successivo.

Peso complessivo fattorializzato trasmesso in fondazione dai pilastri più sollecitati:

- Sovraccarico variabile (neve)	
120 x (8,50 x 10,25) x 1,5.....	15.683 kg
- Isolamento termico, massetto delle pendenze e doppia guaina bituminosa.	
150 x (8,50 x 10,25) x 1,3.....	16.990 kg
- Peso proprio del tegolo ad intradosso piano tipo TC 32 della copertura.	
540 x (8,50 x 10,25) x 1,3.....	61.162 kg
- Sovraccarico variabile (uffici non aperti al pubblico) relativo ai piani 1°, 2° .	
200 x 3 x (8,50 x 10,25) x 1,5.....	52.275 kg
- Pesi permanenti portati relativi relativo ai piani 1°, 2°.	
250 x 3 x (8,50 x 10,25) x 1,3.....	56.630 kg
- Peso proprio dei tegoli ad intradosso piano tipo TC 32 relativo ai piani 1°, 2°.	
540 x 3 x (8,50 x 10,25) x 1,3.....	122.323 kg
- Peso proprio delle travi a T rovescia relativo ai piani 1°, 2° .	
1.175 x 3 x 8.5 x 1,3	25.967 kg
- Peso proprio del pilastro:	
0,60 x 0,60 x 17 x 2500x 1,3	22.073 kg

Totale peso fattorializzato trasmesso in fondazione..... 373.103 Kg

Tale valore, per contenere i cedimenti entro i limiti previsti dalle norme, porterebbe al dimensionamento di plinti quadrati con lato di oltre 6 mt, si ritiene pertanto più opportuno posizionare sotto al pilastro un plinto delle dimensioni di mt. 3,5 x 3,5 e dell'altezza di 80 cm con relativo bicchiere a cui sostenuto da **4 pali trivellati tipo FCA del diametro di 80 cm e della profondità di circa 20 mt.**

Il peso di del plinto e relativo bicchiere è pari a **(24.500 + 6.160) x 1,3= 39.858 Kg** e sommato a quello trasmesso dai pilastri più sollecitati da un carico complessivo di **412.960 Kg = 4.129,6 KN.**

In linea di massima, **un palo singolo che giunge alla profondità di 20 m** con un diametro di 0.8 m esporrà al banco A una superficie laterale di 17.6 mq, al banco B una superficie laterale di 10.1 mq ed al banco C una superficie laterale di 22,61 mq. Per la coesione non-drenata del banco A, il fattore riduttivo per ottenere l'adesione è dato intorno a 0.72, dunque:

$$Q_{lim} (A) = 17.6 \times 53.8 \times 0.74 = 700 \text{ KN}$$

Per l'angolo di resistenza a taglio del banco B:

$$Q_{lim} (B) = 10.1 \times 0.7 \times \tan \phi' \times 130 = 667 \text{ KPa}$$

considerando $K_i = 0.7$ ed una pressione litostatica in mezzeria $\sigma'_{vi} = 130 \text{ kPa}$.

Per la coesione non-drenata del banco C, il fattore riduttivo per ottenere l'adesione è dato intorno a 0.67, dunque:

$$Q_{lim} (C) = 20,1 \times 78,1 \times 0,67 = 1.051 \text{ KN}$$

Dunque per l'attrito laterale:

$$Q_{lim} = 700 + 667 + 1.051 = 2418 \text{ KN}$$

Quanto invece alla resistenza alla base entro il banco C sarà pari a:

$$Q_{lim} (\text{base}) = 0.4 \times 0,4 \times 3,14 \times 9 \times 78,1 = 353 \text{ KN}$$

Applicando i fattori riduttivi γ_s e γ_b normativi per questo tipo di palo e considerando il peso proprio adeguatamente fattorializzato (228 KN), che va sottratto, si ottiene:

$$Q_{lim}(\text{norma}) = (2418 : 1,15) + (353:1,3) - 228 = 2.145 \text{ KN}$$

Se conservativamente si applica il **fattore di correlazione** $\zeta_3 = 1.7$ relativo ad una sola verticale di sondaggio si ottiene una **Resistenza di progetto** $R_d = 2145 : 1.7 = 1.262 \text{ KN}$.

Il peso di del plinto e relativo bicchiere è pari a $(24.500 + 6.160) \times 1,3 = 39.858 \text{ Kg}$ e sommato a quello trasmesso dai pilastri più sollecitati da un carico complessivo di $412.960 \text{ Kg} = 4.129 \text{ KN}$ pertanto ognuno dei 4 pali previsti è sottoposto ad un'**Azione di progetto** $E_d = 1053 \text{ KN}$.

Dunque la verifica risulta soddisfatta.

4) Azioni permanenti strutturali e non strutturali e carichi variabili

Per la determinazione dei pesi propri strutturali dei più comuni materiali possono essere assunti i valori dei pesi dell'unità di volume riportati nella Tab. 3.1.2 dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018. Per quanto non diversamente specificato nel D.M. 17/01/2018, si sono prese come riferimento le indicazioni contenute nella norma UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi.

Oltre a pesi propri degli elementi strutturali sono stati considerati i carichi permanenti non strutturali, quali quelli relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro, valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi dell'unità di volume dei materiali costituenti

4.1 Carichi degli orizzontamenti

Per quanto riguarda i carichi di piano verranno considerati i seguenti carichi:

SOLAIO DI COPERTURA

- Tegolo ad intradosso piano tipo TC 32	340 kg/m ²
- Soletta collaborante spessore cm 8	200 kg/m ²
Totale permanenti strutturali G₁	540 kg/m²
- Isolamento termico, massetto delle pendenze e doppia guaina bituminosa.	150 kg/m ²
Totale carichi permanenti non strutturali G₂	150 kg/m²
- Sovraccarico variabile (neve)	120 kg/m ²
Totale carichi permanenti + variabili	810 kg/m²

SOLAI INTERMEDI 1°, 2° E 3°

- Tegolo ad intradosso piano tipo TC 32	340 kg/m ²
- Soletta collaborante spessore cm 8	200 kg/m ²
Totale permanenti strutturali G₁	540 kg/m²
- pareti in cartongesso	50 kg/m ²
- pavimento in ceramica sp. 1,2 cm, caldana, caldana alleggerita ed intonaco	200 kg/m ²
Totale carichi permanenti non strutturali G₂	250 kg/m²
- Sovraccarico variabile (uffici non aperti al pubblico)	200 kg/m ²
Totale carichi permanenti + variabili	990 kg/m²

NB: nelle limitate zone degli impalcati in cui il tegolo TC 32 deve essere sostituito con il TC 42 per effetto della lunghezza richiesta si precisa che l'altezza dell'impalcato aumenta di 20 cm e l'incremento di carico permanente ed i 30 kg/mq.

4.2 Carichi unitari delle strutture portanti

a) Peso proprio della trave TRA55	887 kg/ml.
b) Peso proprio della trave TRB70	1.175 kg/ml.
c) Peso proprio della trave TLA55	787 kg/ml.
d) Pilastrini cm 60 x 60	900 kg/ml.

4.3 Carico variabile dovuto alla neve

Il carico della neve gravante sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_e \cdot C_t$$

dove:

q_{sk} : è il valore caratteristico di riferimento del carico di neve al suolo per un periodo di ritorno di 200 anni;

μ_i : è il coefficiente di forma della copertura;

C_e : è il coefficiente di esposizione;

C_t : è il coefficiente termico;

Il carico da neve al suolo per la zona in esame (Zona I – Mediterranea, Reggio Emilia, con altitudine inferiore a 200 m s.l.m.) può essere assunto pari a 150 kg/m².

Il coefficiente di esposizione viene assunto pari ad 1, in quanto la costruzione non presenta una significativa rimozione di neve a causa del vento, del terreno, degli alberi o di altre costruzioni. Per quanto riguarda il coefficiente termico C_t , trovandoci in assenza di specifici documenti di studio, esso sarà assunto pari ad 1.

Inoltre, dovendo realizzare una copertura piana il coefficiente di forma μ_i è pari a 0.8.

Per il caso di carico da neve senza vento si deve considerare la condizione denominata Caso I riportata in Fig. 2, mentre per il caso di carico da neve con vento si deve considerare la peggiore tra le condizioni denominate Caso II e Caso III, sempre riportate in Fig. 2.

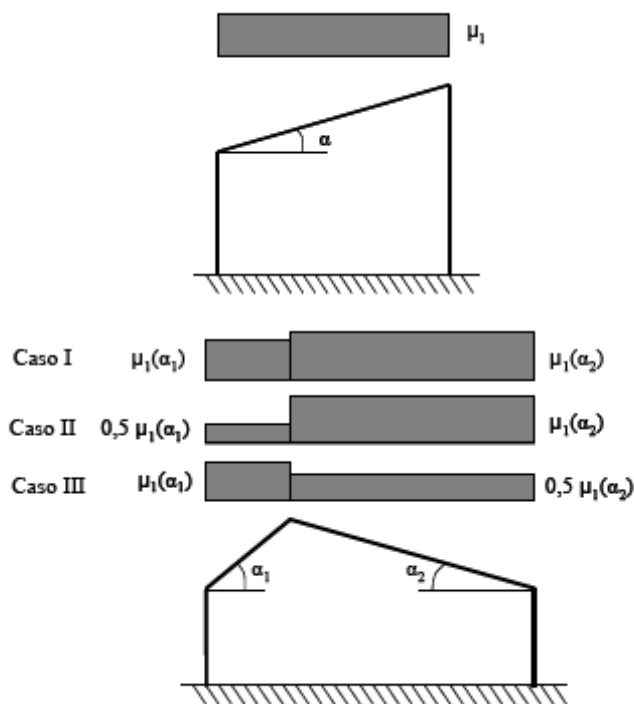


Figura 2: condizioni di carico per coperture ad una e due falde

Il carico da neve risultante per la condizione di carico I è quindi dato da a:

$$q_s = 0,8 \cdot 150 = 120 \text{ kg/m}^2$$

Per la condizione di carico II si considererà un carico differenziato per ciascuna delle due falde pari a:

$$q_{s1} = 0,8 \cdot 150 = 120 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{s2} = 0,4 \cdot 150 = 60 \text{ kg/m}^2$$

4.5 Carico variabile dovuto alla pressione del vento

Le azioni statiche del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione che presenta una copertura piana ed un'altezza di circa 16 mt.. L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando come direzione del vento, quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione

Il carico del vento agente sulle pareti e sulla copertura dell'edificio sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

q_b : è la pressione cinetica di riferimento del vento;

c_e : è il coefficiente di esposizione;

c_p : è il coefficiente di forma, funzione della geometria e della tipologia dell'edificio;

c_d : è il coefficiente dinamico;

La velocità di al suolo per la zona in esame (Emilia Romagna e altitudine < 750 m s.l.m.) può essere assunto pari a 25 m/s, quindi per quanto riguarda la pressione cinetica di riferimento si ha che:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 25^2 = 409,17 \text{ N/m}^2$$

dove:

v_b : è la velocità di riferimento del vento in m/s;

ρ : è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³;

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z della costruzione sul suolo, dalla rugosità e dalla topografia del terreno, dall'esposizione del sito ove sorge la costruzione. Esso è dato dalla formula seguente:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

dove:

k_r : è il coefficiente di rugosità;

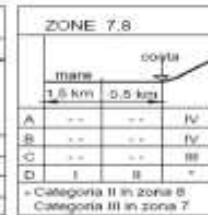
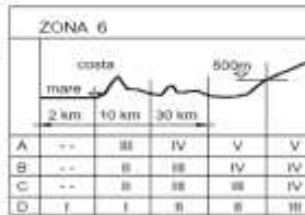
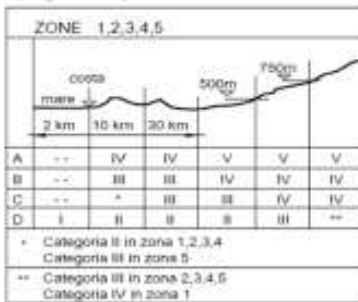
c_t : è il coefficiente di topografia che per la zona in esame è assunto pari ad 1;

z : è l'altezza massima della costruzione, che nel caso in esame è pari a 60 m;

Classe di rugosità del terreno

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

Categoria di esposizione

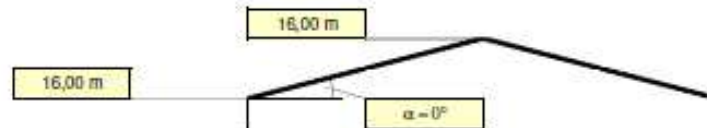


Zona	Classe di rugosità	a_x [m]
2	D	90

Cat. Esposiz.	k_s	Z_0 [m]	Z_{max} [m]	C_s
II	0,19	0,05	4	1

$C_p(z) = K_z^2 \cdot c_s \cdot \ln(z/z_0) / (7 + c_s \cdot \ln(z/z_0))$ per $z \geq z_{max}$
 $C_p(z) = C_p(z_{max})$ per $z < z_{max}$

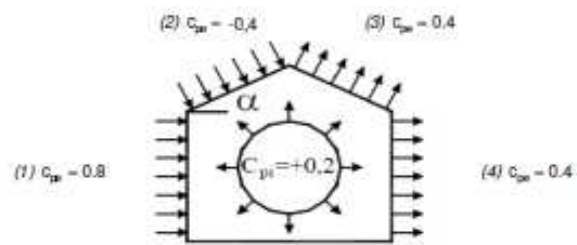
z [m]	C_p
$z \leq 4$	1,801
$z = 16$	2,659
$z = 16$	2,659



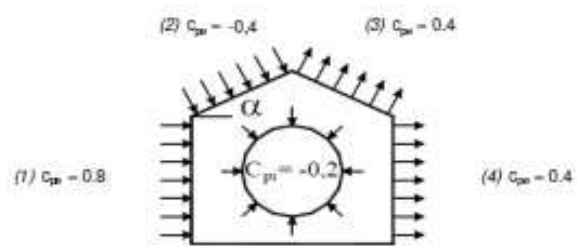
Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture stagre

(1)	C_p	p [kN/mq]
	0,80	0,832
(2)	C_p	p [kN/mq]
	-0,40	-0,416
(3)	C_p	p [kN/mq]
	0,40	0,416
(4)	C_p	p [kN/mq]
	0,40	0,416

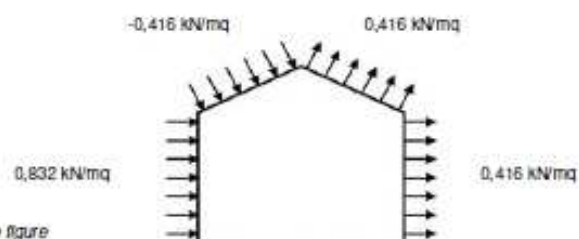


(1)	C_p	p [kN/mq]
	0,80	0,832
(2)	C_p	p [kN/mq]
	-0,40	-0,416
(3)	C_p	p [kN/mq]
	0,40	0,416
(4)	C_p	p [kN/mq]
	0,40	0,416



Combinazione più sfavorevole:

	p [kN/mq]
(1)	0,832
(2)	-0,416
(3)	0,416
(4)	0,416



N.B. Se p (o C_{pe}) è > 0 il verso è concorde con le frecce delle figure

5 Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento

Al fine di determinare l'entità delle azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si deve definire il periodo di riferimento V_R su quale definire le varie probabilità di eccedenza P_{VR} .

5.1 Vita nominale

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 potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nella tabella 3 vengono riportati i valori della vita nominale per i diversi tipi di opere, evidenziando la categoria in cui rientra l'opera oggetto della presente relazione di calcolo.

Tipo di costruzione		V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Tabella 5.1.a: Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

5.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

- **Classe I:** Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- **Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- **Classe III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- **Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico.

Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Nel caso in esame, trattandosi della verifica di una abitazione si adotta una **classe d'uso** pari a **II**.

5.3 Periodo di riferimento

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 :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 1.6.2.

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_U	0.7	1.0	1.5	2.0

Tabella 5.3.a: Valori del coefficiente d'uso C_U

Per le verifiche oggetto della presente relazione si assume un valore di V_R pari a:

$$V_R = 50 \cdot 1 = 50 \text{ anni}$$

6 Definizione dell'azione sismica di riferimento

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

Ai fini della presente relazione le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- 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.

CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Come premesso, non si è in possesso dei dati derivanti da indagine geologica, quindi si può solo, allo stato attuale, prevedere per conoscenza del territorio comunale, che il profilo stratigrafico individuabile per il suolo di fondazione possa rientrare con ogni probabilità nella **Categoria C**

Per quanto riguarda le condizioni topografiche si può adottare la seguente classificazione

- *T1 Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i minore di 15°. Si assume quindi coefficiente di amplificazione topografica $S_T=1.0$*

UBICAZIONE DEL SITO

Al fine di determinare i parametri fondamentali delle diverse forme spettrali risulta necessario anzitutto individuare la posizione geografica del sito in esame. Accedendo a GoogleMaps, noto il luogo della costruzione, si ricavano le coordinate geografiche:

Coordinate geografiche: - Latitudine: 44,61783

- Longitudine: 10.70944

Figura 6.a: individuazione delle coordinate geografiche del sito in esame

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>.

La determinazione dei parametri spettrali, qualora il punto individuato non coincida con un punto della griglia riportata nella Tabella 1 dell'allegato A al DM 14/01/2008, viene effettuata mediante interpolazioni dettate dalla norma, riportate sempre all'interno dell'allegato A.

6.1 Determinazione dei parametri spettrali e grafici dello spettro elastico

Una volta determinato il punto all'interno del reticolo di riferimento, mediante le coordinate geografiche, si ricava, per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , il periodo di ritorno T_R del sisma. Si utilizza a tal fine la relazione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Qualora l'attuale pericolosità sismica su reticolo di riferimento non contempli il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e alla P_{VR} fissate, il valore del generico parametro ad esso corrispondente viene ricavato mediante l'espressione 2 dell'allegato A del DM 14/01/2008.

Di seguito si riportano tutti i parametri adottati per la costruzione dello spettro di risposta, secondo quanto prescritto al punto 3.2.3.2.1 del DM 14/10/2008.

Stato limite	P _{VR}	T _R	a _g /g	F _o	T* _C	S _s	C _c	T _B	T _C	T _D
SLO	81 %	30	0.051	2.474	0.251	1.500	1.657	0.139	0.416	1.800
SLD	63 %	50	0.063	2.492	0.265	1.500	1.629	0.143	0.43	1.857
SLV	10 %	475	0.162	2.367	0.289	1.468	1.584	0.152	0.456	2.249
SLC	5 %	975	0.205	2.379	0.305	1.406	1.562	0.156	0.469	2.42

Tabella 6.1.a: Valore dei parametri da utilizzare per il calcolo dello spettro di risposta nel caso di terreno di tipo C

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento che nel caso in esame viene assunto pari al 5%. Gli spettri di risposta elastici per i vari stati limite, sono definiti dalle espressioni seguenti e vengono rappresentati graficamente in fig. 1.7.1:

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

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad \text{per} \quad T_B \leq T < T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad \text{per} \quad T_C \leq T < T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad \text{per} \quad T_D \leq T$$

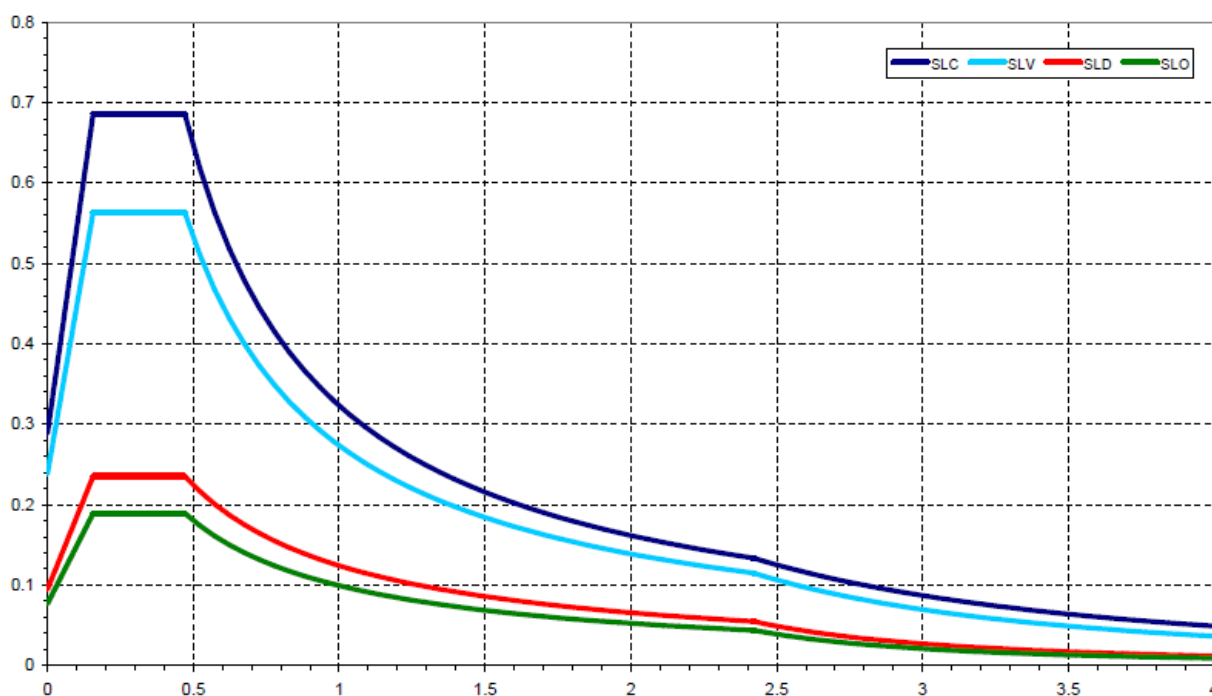


Figura 6.1.b: grafici dei diversi spettri di risposta elastici.

6.2 Determinazione dei fattori di struttura e degli spettri di risposta per gli SLU

Ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della

capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovrarresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata ordinate ridotte sostituendo, nelle formule viste in precedenza, η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura.

Il fattore di struttura da adottare per ciascuna direzione dell'azione sismica è dato dalla seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

- q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;
- K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Nel caso in esame, essendo questa una struttura prefabbricata in c.a. e c.a.p. a telaio a più piani in classe di duttilità bassa e considerando l'edificio non regolare in altezza ed in pianta, il fattore di struttura è pari a:

$$q_0 = 3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$$

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$$

$$K_R = 0,8$$

$$q = q_0 \cdot K_R =$$

$$q = 3,00 \cdot \frac{1+1,3}{2} \cdot 0,8 = 2,76$$

Gli spettri di progetto che conseguono dall'assunzione del fattore di struttura q sono definiti dalle espressioni seguenti ed vengono rappresentati graficamente in fig. 1.7.2:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{q}{F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad \text{per} \quad 0 \leq T < T_B$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \quad \text{per} \quad T_B \leq T < T_C$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad \text{per} \quad T_C \leq T < T_D$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad \text{per} \quad T_D \leq T$$

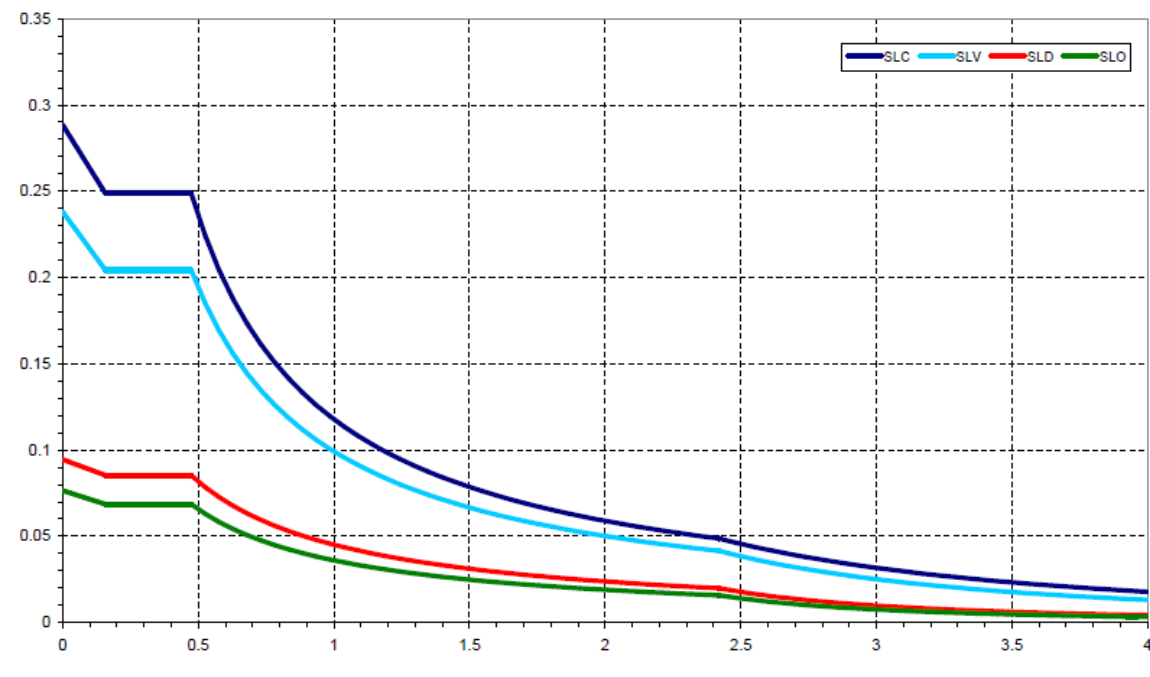


Figura 6.2.2.a: Grafici dei diversi spettri di progetto per gli stati limite ultimi del capannone dell'area Picking

7 Materiali utilizzati nelle strutture

7.1 Calcestruzzo

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario o precompresso, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Per la definizione della classe di esposizione ambientale, si fa riferimento alla norma UNI EN 206-1:2006.

- **Per sottofondazioni - Calcestruzzo classe C 15/20;**
 - Classe di Resistenza C12/15
 - Slump S3
- **Strutture di fondazione (pali CFA, plinti e relativi cordoli di collegamento)**
 - Classe di resistenza C 45/30;
 - Contenuto minimo di cemento 280 Kg/m³
 - Rapporto acqua-cemento massimo 0,6.
 - Slump S4
 - Classe di esposizione XC2
- **Strutture prefabbricate (pilastri, travi precomprese e tegoli precompressi di copertura)**
 - Classe di resistenza C 45/55;
 - Rapporto acqua-cemento massimo 0,60
 - Slump S4
 - Classe di esposizione XC1

R_{ck}	f_{ck}	f_{cd}	f_{ctm}	f_{ctd}	f_{bd}	E_c	ν
300	249	141.1	11.87	5.53	26.86	312.202	0.12
370	307.1	227.0	13.65	6.37	26.86	364.161	0.12
550	456.5	258.7	17.78	8.30	26.86	364.161	0.12

Tabella 7.1.a: valore dei parametri¹ utilizzati nel calcolo agli stati limite delle strutture in c.c.a. (kg/cm²)

parametri indicati in tabella sono stati calcolati attraverso le seguenti relazioni:

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} \qquad f_{cd} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{1,5} \qquad f_{ctm} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \cdot f_{ctm}}{1,5} \qquad \tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} \qquad E_c = 22.000 \cdot ((f_{ck} + 8)/10)^{0,3}$$

Leganti:

Nelle opere oggetto delle presenti norme devono impiegarsi esclusivamente i leganti idraulici previsti dalle disposizioni vigenti in materia, dotati di certificato di conformità - rilasciato da un organismo europeo notificato - ad una norma armonizzata della serie UNI EN 197 ovvero ad uno specifico Benestare Tecnico Europeo (ETA), purché idonei all'impiego previsto nonché, per quanto non in contrasto, conformi alle prescrizioni di cui alla Legge 26/05/1965 n.595.

È escluso l'impiego di cementi alluminosi.

Qualora il calcestruzzo risulti esposto a condizioni ambientali chimicamente aggressive si devono utilizzare cementi per i quali siano prescritte, da norme armonizzate europee e fino alla disponibilità di esse, da norme nazionali, adeguate proprietà di resistenza ai solfati e/o al dilavamento o ad eventuali altre specifiche azioni aggressive.

Aggregati:

Sono idonei alla produzione di calcestruzzo per uso strutturale gli aggregati ottenuti dalla lavorazione di materiali naturali, artificiali, ovvero provenienti da processi di riciclo conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 12620 e, per gli aggregati leggeri, alla norma europea armonizzata UNI EN 13055-1.

Il sistema di attestazione della conformità di tali aggregati, ai sensi del DPR n.246/93 è indicato nella seguente tabella contenuta nel DM 14/01/08

Specificativa Tecnica Europea armonizzata di riferimento	Uso previsto	Sistema di Attestazione della Conformità
Aggregati per calcestruzzo UNI EN 12620 e UNI EN 13055-1	Calcestruzzo strutturale	2 +

È consentito l'uso di aggregati grossi provenienti da riciclo, secondo i limiti stabiliti dalla Norma di riferimento (D.M. 14.01.2008), a condizione che la miscela di calcestruzzo confezionata con aggregati riciclati, venga preliminarmente qualificata e documentata attraverso idonee prove di laboratorio.

A livello progettuale si fa riferimento alle norme UNI 8520-1:2005 e UNI 8520-2:2005 al fine di individuare i requisiti chimico-fisici, aggiuntivi rispetto a quelli fissati per gli aggregati naturali, che gli aggregati riciclati devono rispettare, in funzione della destinazione finale del calcestruzzo e delle sue proprietà prestazionali (meccaniche, di durabilità e pericolosità ambientale, ecc.), nonché quantità percentuali massime di impiego per gli aggregati di riciclo.

Conformità a Norma UNI 8520:2005 relativamente a:

- contenuto di solfati (8520 parte 11 ^)
- contenuto di cloruri (8520 parte 12 ^)
- equivalente di sabbia e valore di blu (8520 parte 15 ^)
- resistenza ai cicli di gelo e disgelo (8520 parte 20 ^)
- potenziale reattività agli alcali (8520 parte 22 ^)

Additivi:

Conformi alla norma UNI-EN 934-2.

Acqua di impasto:

Conformi alla norma UNI-EN 1008: 2003.

Composizione del getto:

Per la composizione del calcestruzzo si fa riferimento: UNI-ENV 13670-1:2001

La sabbia deve essere viva, con grani assortiti in grossezza da 0 a 3 mm, non proveniente da rocce in decomposizione, scricchiolante alla mano, pulita, priva di materie organiche, melmose, terrose e di salsedine.

La ghiaia deve contenere elementi assortiti, di dimensioni fino a 20 mm, resistenti e non gelivi, non friabili, scevri di sostanze estranee, terra e salsedine. Le ghiaie sporche vanno accuratamente lavate. Anche il pietrisco proveniente da rocce compatte, non gessose né gelive, dovrà essere privo di impurità od elementi in decomposizione.

In definitiva gli inerti dovranno essere lavati ed esenti da corpi terrosi ed organici, con dimensioni standard per ottenere un calcestruzzo compatto. Non sarà consentito assolutamente il misto di fiume. L'acqua da utilizzare per gli impasti dovrà essere potabile, priva di sali (cloruri e solfuri).

Potranno essere impiegati additivi fluidificanti o superfluidificanti per contenere il rapporto acqua/cemento mantenendo la lavorabilità necessaria.

Costipazione dei getti

Impiegare il vibratore a stilo o ad immersione ad alta frequenza. Compattare il calcestruzzo in modo da assicurare che un'eventuale carota estratta dal getto in opera presenti una massa volumica pari al 97% della massa volumica del calcestruzzo compattato a rifiuto prelevato per la preparazione dei provini cubici o cilindrici in corso d'opera.

Stagionatura

Stagionare ad umido le superfici del calcestruzzo per almeno 3 giorni dal getto con i metodi previsti dalla norma UNI 9858 al punto 10.6.2 (membrane antievaporanti, teli di plastica, acqua nebulizzata, ecc..).

Prescrizioni per il disarmo

Indicativamente si dovranno rispettare le seguenti prescrizioni:

- Pilastrati: 3 - 4 giorni;
- Solette modeste: 10 - 12 giorni;
- Travi, archi: 24 - 25 giorni;
- Mensole: 28 giorni.

Per ogni porzione di struttura comunque, non deve avvenire prima che le resistenze del conglomerato abbiano raggiunto il valore necessario all'impiego della struttura all'atto del disarmo e deve essere eseguito previa autorizzazione della direzioni lavori.

Provini da prelevarsi in cantiere

Il Direttore dei Lavori ha l'obbligo di eseguire controlli sistematici in corso d'opera per verificare la conformità delle caratteristiche del calcestruzzo messo in opera rispetto a quello stabilito dal progetto e sperimentalmente verificato in sede di valutazione preliminare.

Un prelievo consiste nel prelevare dagli impasti, al momento della posa in opera ed alla presenza del Direttore dei Lavori o di persona di sua fiducia, il calcestruzzo necessario per la confezione di un gruppo di due provini.

La media delle resistenze a compressione dei due provini di un prelievo rappresenta la "Resistenza di prelievo" che costituisce il valore mediante il quale vengono eseguiti i controlli del calcestruzzo.

Per la preparazione, la forma, le dimensioni e la stagionatura dei provini di calcestruzzo vale quanto indicato nelle norme UNI EN 12390-1:2002 e UNI EN 12390-2:2002.

Circa il procedimento da seguire per la determinazione della resistenza a compressione dei provini di calcestruzzo vale quanto indicato nelle norme UNI EN 12390-3:2003 e UNI EN 12390-4:2002.

Ogni controllo di accettazione è rappresentato da tre prelievi, ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 m³ di getto di miscela omogenea. Risulta quindi un controllo di accettazione ogni 300 m³ massimo di getto. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo.

Nelle costruzioni con meno di 100 m³ di getto di miscela omogenea, fermo restando l'obbligo di almeno 3 prelievi e del rispetto delle limitazioni di cui sopra, è consentito derogare all'obbligo di prelievo giornaliero.

Il controllo di accettazione è positivo se risultano verificate le disuguaglianze seguenti:

- $R_m \geq R_{ck} + 35 \text{ kg/cm}^2$
- $R_i \geq R_{ck} - 35 \text{ kg/cm}^2$

Dove con R_m si è indicato la resistenza media dei prelievi e con R_i il minore valore di resistenza dei prelievi.

7.2 Acciaio per c.a.

Per tutte le strutture in c.a. si utilizzerà acciaio **B 450 C** avente le seguenti caratteristiche:

- Tensione nominale di rottura
 $f_{t,nom} \geq 5400 \text{ kg/cm}^2$;
- Tensione nominale di snervamento
 $f_{y,nom} \geq 4500 \text{ kg/cm}^2$;
- Tensione caratteristica di rottura
 $f_{t,k} \geq f_{t,nom} = 5400 \text{ Kg/cm}^2$ (frattile 5%)
- Tensione caratteristica di snervamento
 $f_{y,k} \geq f_{y,nom} = 4500 \text{ Kg/cm}^2$ (frattile 5%)
- Allungamento uniforme al carico max (valore frattile 10% inferiore)
 $\sum_{su,k} \geq 1\%$
- Rapporto tra resistenza e tensione di snervamento (valore medio del rapporto):
 $1.15 \leq (f_t / f_y)_k < 1.35$
- Rapporto medio tra valore effettivo e valore nominale della resistenza a snervamento:
 $(f_y / f_{y,nom})_k < 1.25$

Provini da prelevarsi in cantiere

I controlli di accettazione in cantiere sono obbligatori, devono essere effettuati entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale e devono essere campionati, nell'ambito di ciascun lotto di spedizione, con le medesime modalità contemplate nelle prove a carattere statistico di cui al punto 11.3.2.10.1.2, delle N.T.C. 2008, in ragione di 3 spezzoni, marchiat, di uno stesso diametro, scelto entro ciascun lotto, sempre che il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento. In caso contrario i controlli devono essere estesi ai lotti provenienti da altri stabilimenti.

I valori di resistenza ed allungamento di ciascun campione, accertati in accordo con il punto 11.3.2.3, da eseguirsi comunque prima della messa in opera del prodotto riferiti ad uno stesso diametro, devono essere compresi fra i valori massimi e minimi riportati nella tabella seguente:

Caratteristica	Valore limite	Note
F _y minimo	425 N/mm ²	(450 - 25) N/mm ²
F _y massimo	572 N/mm ²	450 × (1.25 + 0.02) N/mm ²
A _{gt} minimo	≥ 6.0 %	Per acciai B 450 C
A _{gt} minimo	≥ 2.0 %	Per acciai B 450 A
Rottura/snervamento	1.13 < f _t / f _y < 1.37	Per acciai B 450 C
Rottura/snervamento	f _t / f _y ≥ 1.03	Per acciai B 450 A
Piegamento/raddrizzamento	Assenza di cricche	Per tutti

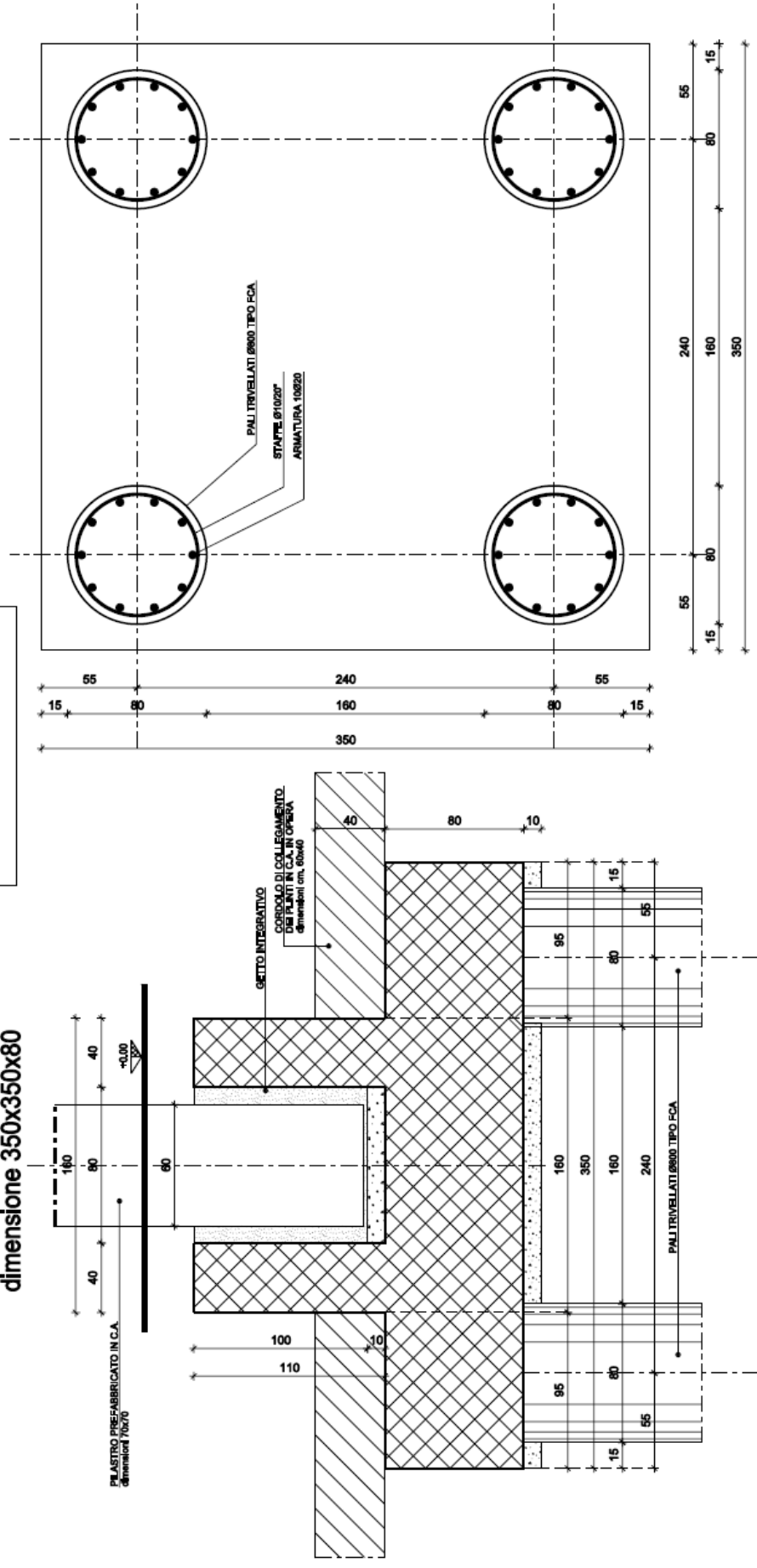
Tabella 7.2.a: valori di resistenza ed allungamento minimi e massimi che deve rispettare ciascun campione

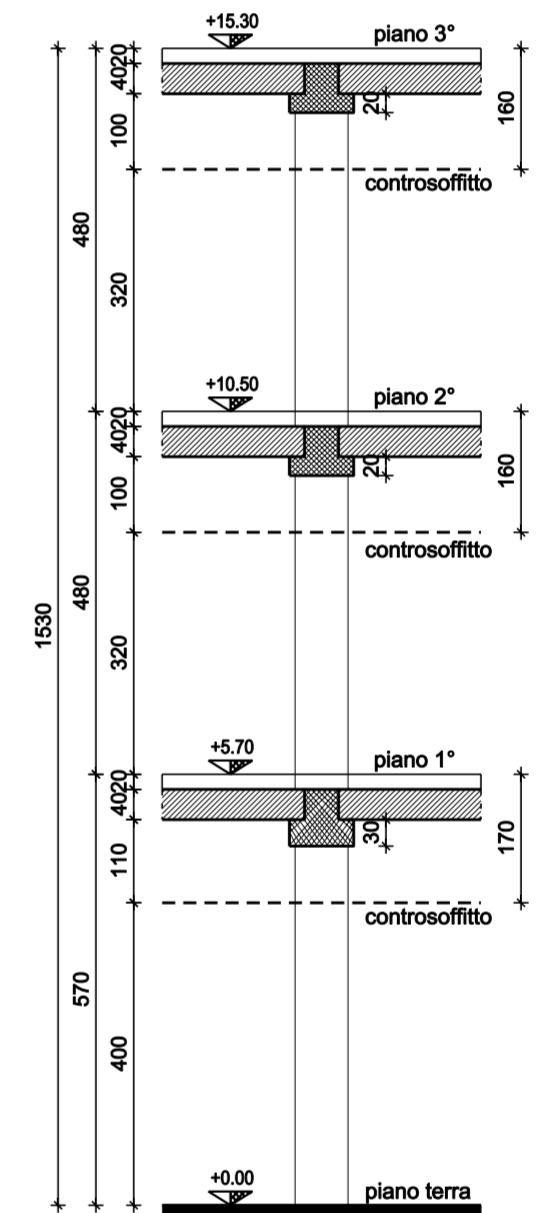
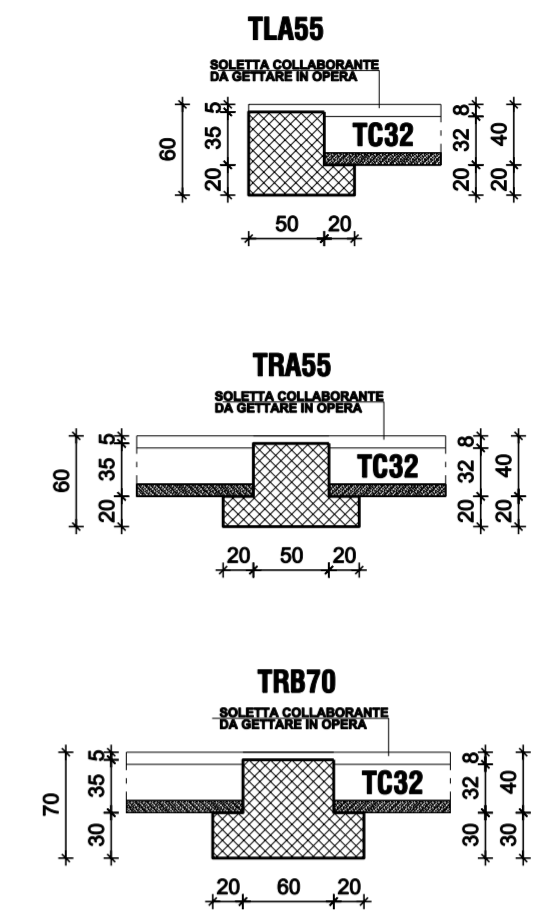
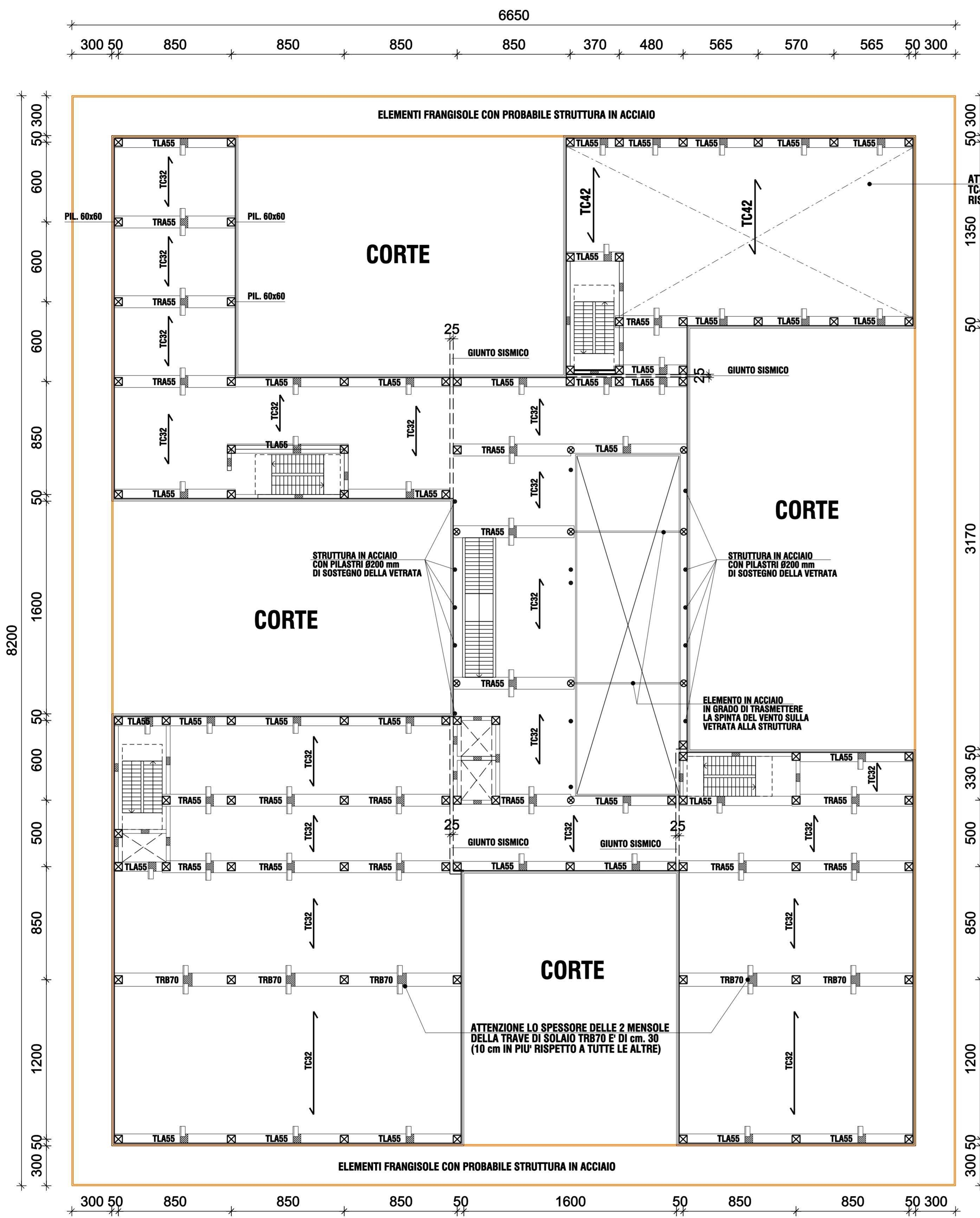
DI SEGUITO SI RIPORTANO I SEGUENTI SCHEMI DI MASSIMA

- a) Schema del plinto tipo con i relativi pali di fondazione.
- b) Schema strutturale del piano tipo.

**PREFABBRICATO HEADQUARTER
 PLINTO TIPO REALIZZATO IN OPERA
 dimensione 350x350x80**

CALCESTRUZZO PER PLINTI IN FONDAZIONI
 - Classe di resistenza: C25/30 - CEM II - 42,5R
 - Classe di esposizione: XC2
 - Slump: S4





SCHEMA STRUTTURALE PIANO TIPO

 STUDIO TECNICO ASSOCIATO SERGIO SPALLANZANI INGEGNERE ROBERTO BERGIANTI GEOMETRA IDEO FERRARI GEOMETRA		EDILIZIA CIVILE ED INDUSTRIALE PROGETTAZIONE STRUTTURE IN C.A. ABATON STUDIO TECNICO ASSOCIATO Via Martiri della Libertà n° 16 42019 - SCANDIANO - (R.E.) Tel. (0522) 855598 - Fax. (0522) 984617 e-mail : Studio.abaton@tin.it P.IVA 0073094 035 0	
Proposta di realizzazione di un Comparto Agroalimentare tra Emilia Wine s.a.s. e Pregel s.p.a. mediante Accordo di Programma in variante alla pianificazione territoriale ed urbanistica ai sensi dell'art. 6 della L.R. 14 / 2014 ovvero agli artt. 59 e 60 della L.R. 24 / 2017 in via 11 settembre 2001, Arceto di Scandiano (RE) PROGETTO DEFINITIVO		SCALA : 1:200	DATA : AGOSTO 2018
Proponenti : Larex Srl via E. Comptoni, 64 - 42122 Gavassato, Reggio Emilia Pregel Spa via E. Comptoni, 64 - 42122 Gavassato, Reggio Emilia Emilia Wine Sca via 11 Settembre 2001, 3 - 42019 Arceto di Scandiano (RE)		DISEGNATORE :	FILE :
Oggetto : SCHEMA STRUTTURALE PIANO TIPO PREGEL HEADQUARTER E INTERNATIONAL TRAINING CENTER		COMMESSA N° : ST.SP.02	TAVOLA N° : 1
ING. SPALLANZANI SERGIO	PROGETTISTA : ING. SPALLANZANI SERGIO	REDATTO :	APPROVATO :
REV : 0	DESCRIZIONE : I° EMISSIONE	DATA : 27/08/2018	