

COMUNE DI BASTIGLIA (MO)

**ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL
PROGETTO STRUTTURALE**

INTERVENTO LOCALE

**PER LAVORI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA CON RIFACIMENTO
DELL'IMPIANTO FOGNARIO E RIPARAZIONE DI PORZIONE PREFABBRICATA
(BLOCCO A) NEL CIMITERO COMUNALE DI BASTIGLIA POSTO IN VIA IV
NOVEMBRE**

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

*Analisi Storico-Critica
Elaborati Grafici Strutturali
Caratterizzazione Meccanica dei Materiali
Livello di Conoscenza e Fattori di Confidenza*

METODO DI VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI: STATI LIMITE D.M. 17.01.2018

COMMITTENTE – PROPRIETÀ:

COMUNE DI BASTIGLIA
R.U.P. Geom. Adriana Barbieri
Piazza Repubblica n°57
41030 Bastiglia (Mo)

TECNICO PROGETTISTA
E DIRETTORE DEI LAVORI
DELLE OPERE STRUTTURALI:

Dott. Ing. FABIO GHELFI
Via Andrea Doria, 16
41012 Carpi (Mo)

INDICE GENERALE

ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE	3
a) Descrizione del Contesto Edilizio	3
b) Descrizione generale della struttura.....	4
c) Normativa Tecnica e riferimenti tecnici utilizzati	11
d) Definizione dei parametri di progetto	13
e) Descrizione dei Materiali e dei prodotti per uso strutturale	16
f) Illustrazione dei criteri di progettazione e di modellazione.....	19
g) Indicazioni delle principali combinazioni delle azioni	21
h) Indicazione motivata del metodo di analisi.....	21
i) Criteri di verifica agli stati limite indagati, in presenza di azione sismica.....	21
j) Rappresentazione delle configurazioni deformate e caratteristiche di sollecitazione.....	23
k) Caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo.....	24
l) Strutture geotecniche e di fondazione sintesi risultati	24
m) Categoria di intervento previsto e motivazione della scelta	29
n) Descrizione della struttura esistente e principali interventi realizzati nel tempo.....	29
o) Definizione delle proprietà meccaniche dei materiali esistenti.....	30
p) Risultati più significativi emersi dal confronto tra i livelli di sicurezza pre e post-intervento	34

ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

a) Descrizione del Contesto Edilizio

Le opere oggetto della presente relazione di calcolo sono state commissionate dal Comune di Bastiglia, con sede in Piazza Repubblica n°57 a Bastiglia, e riguardano la messa in sicurezza dell'edificio denominato "Blocco A" del cimitero comunale sito in via IV Novembre a Bastiglia (MO). Si riporta di seguito una vista dell'intero complesso con evidenziato in rosso il blocco oggetto di intervento.



Queste sono le coordinate del punto individuato sulla mappa da copiare negli appunti:

(44.783852, 10.991729, 30.191832) WGS84

Vista dall'alto Cimitero Bastiglia con identificazione in ROSSO del "Blocco A" oggetto d'intervento

L'intervento si è reso necessario a seguito dell'evidenza di un cedimento riscontrato sulla parte nord del blocco, dovuto con molta probabilità ad una perdita della fognatura presente ed in stato di degrado.

b) Descrizione generale della struttura

L'opera oggetto di intervento è un fabbricato del cimitero di Bastiglia denominato "Blocco A", riportato nella foto a pagina corrente.

La struttura portante del blocco è costituita in prevalenza dai loculi prefabbricati in cemento armato, ad eccezione della parte posta a sud, dove è presente un telaio di travi ad arco e pilastri sempre in cemento armato.

Le murature perimetrali sono state realizzate soltanto a completamento della struttura portante e sono costituite da 2 teste di mattoni semipieni e malta cementizia per uno spessore totale di circa 25cm. Sulla testa delle murature sono presenti degli elementi prefabbricati ad "L" che dai sondaggi eseguiti risultano soltanto appoggiati sulle murature stesse senza alcun tipo di fissaggio.

La copertura, anch' essa prefabbricata, è costituita da pannelli alveolari di larghezza 120cm e spessore 12cm circa.



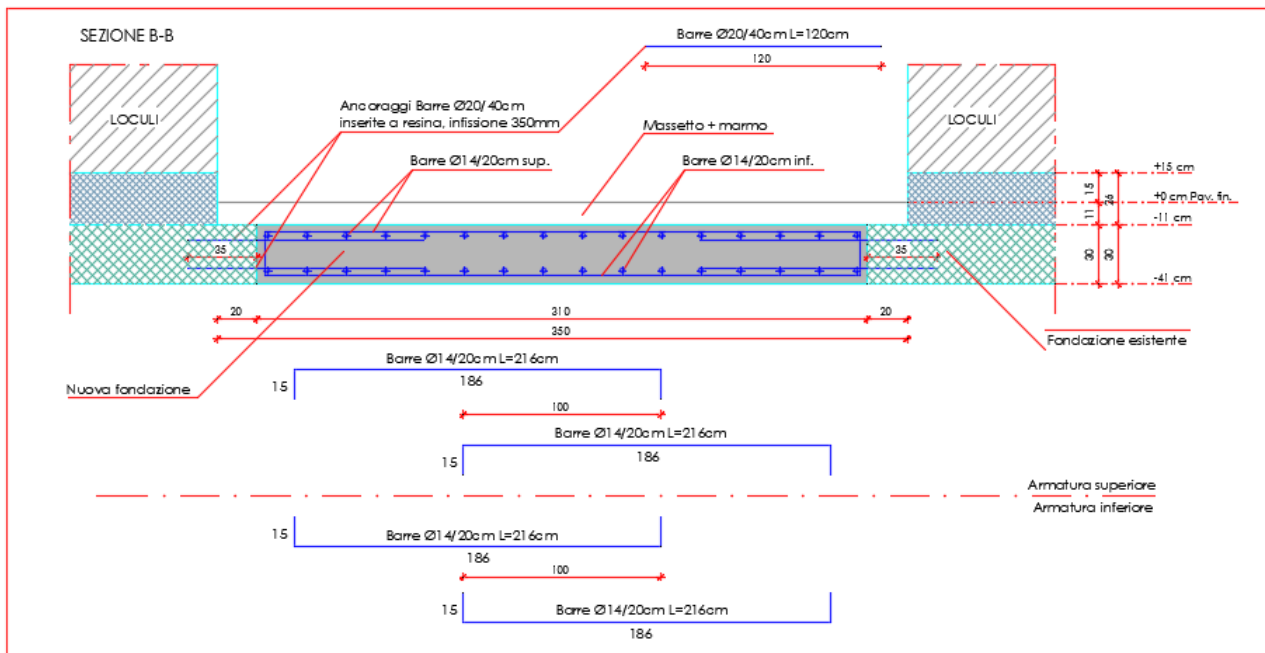
Vista fabbricato oggetto di intervento

Dai sondaggi eseguiti è emerso che la fondazione risulta costituita da 2 platee di circa 30cm, poste sotto ai loculi e separate da un corridoio centrale.

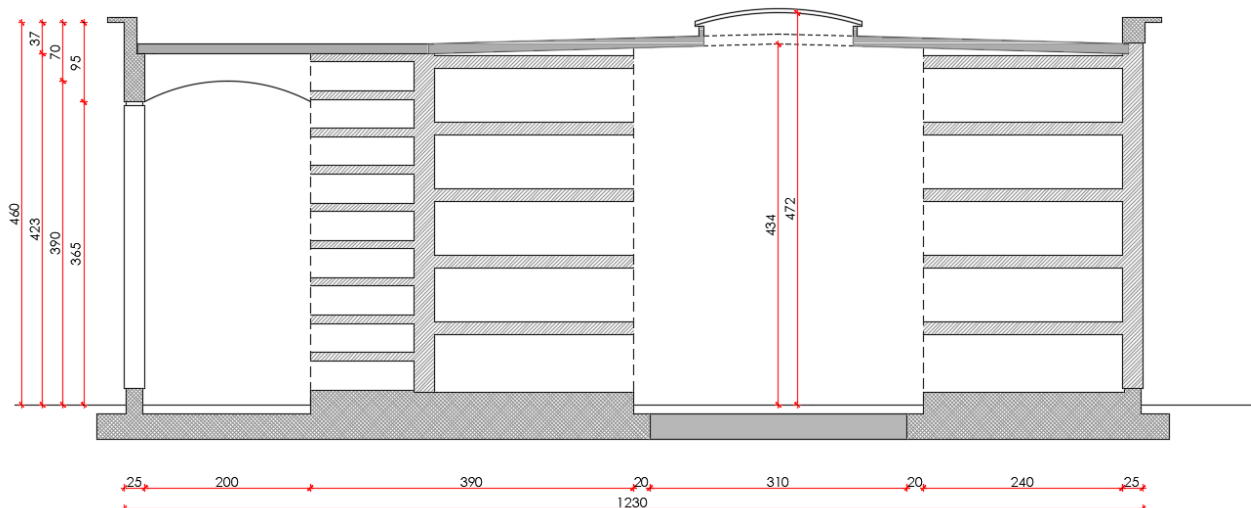
Inoltre sempre sotto ai loculi è presente un ispessimento, visibile anche dall'esterno, su cui trovano appoggio anche le murature perimetrali che porta ad avere uno spessore totale delle platee di circa 56cm.

Gli interventi locali previsti, volti a mettere in sicurezza il fabbricato ed eliminare le principali vulnerabilità riscontrate, sono i seguenti:

- consolidamento della fondazione e collegamento delle 2 platee isolate mediante una soletta di spessore 30cm armata con barre $\varnothing 14/20$ sia in una direzione che nell'altra e ancorata alla fondazione esistente mediante spezzoni di $L=120\text{cm}$ $\varnothing 20/40$ infissi con resina HILTI HY 200 per una profondità minima di 350mm come da particolare esecutivo di seguito riportato;

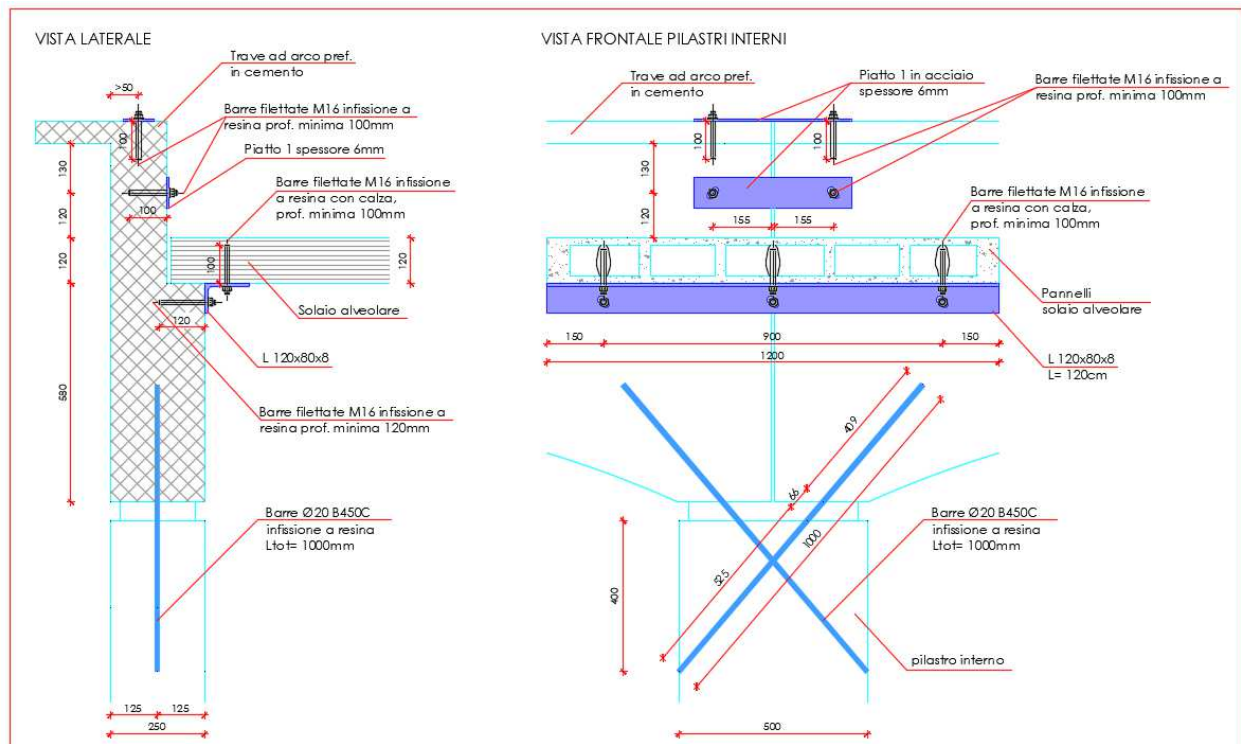


Particolare esecutivo intervento in fondazione

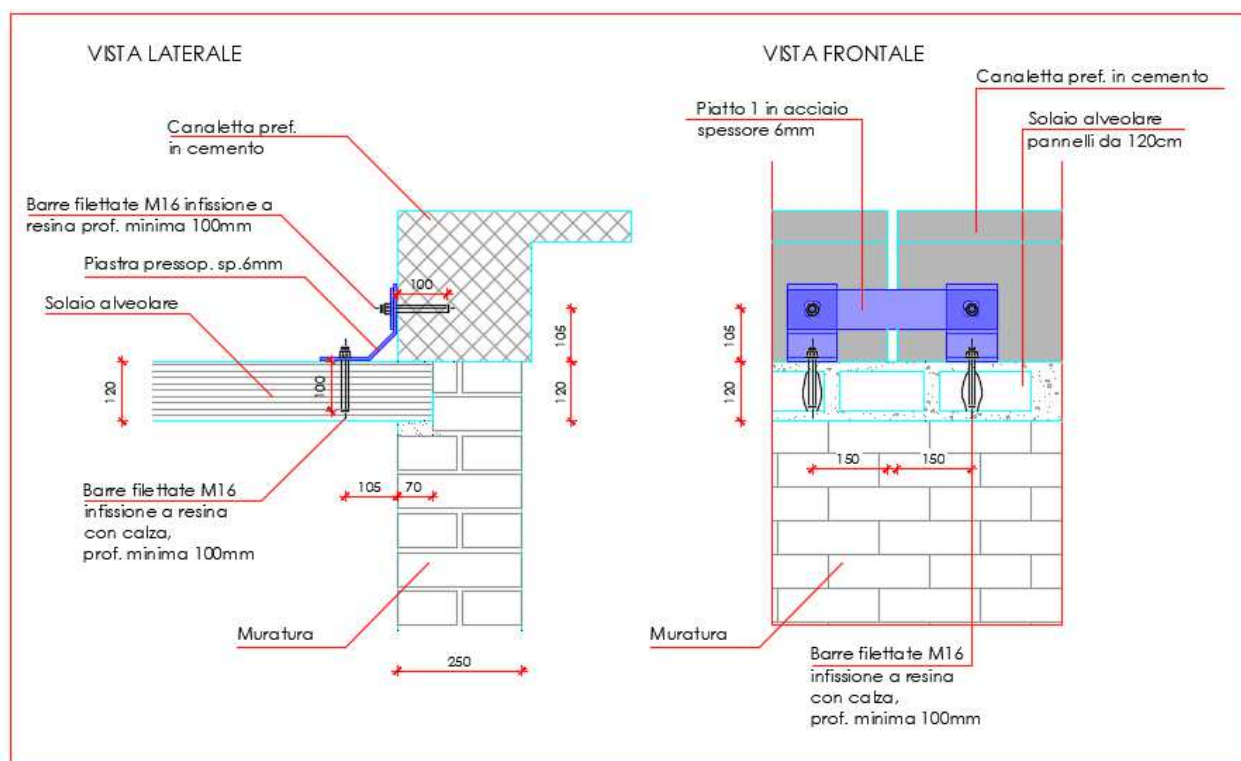


Sezione trasversale A-A

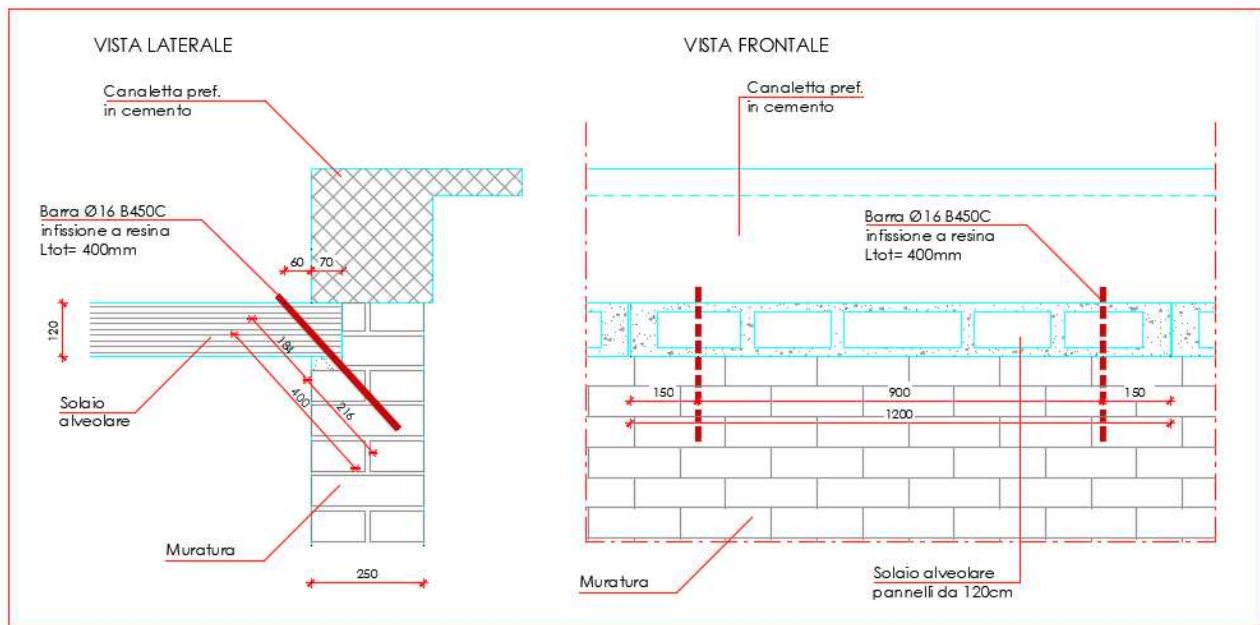
- Collegamenti metallici tra i vari elementi strutturali di copertura, dimensionati per assorbire le forze sismiche di progetto;



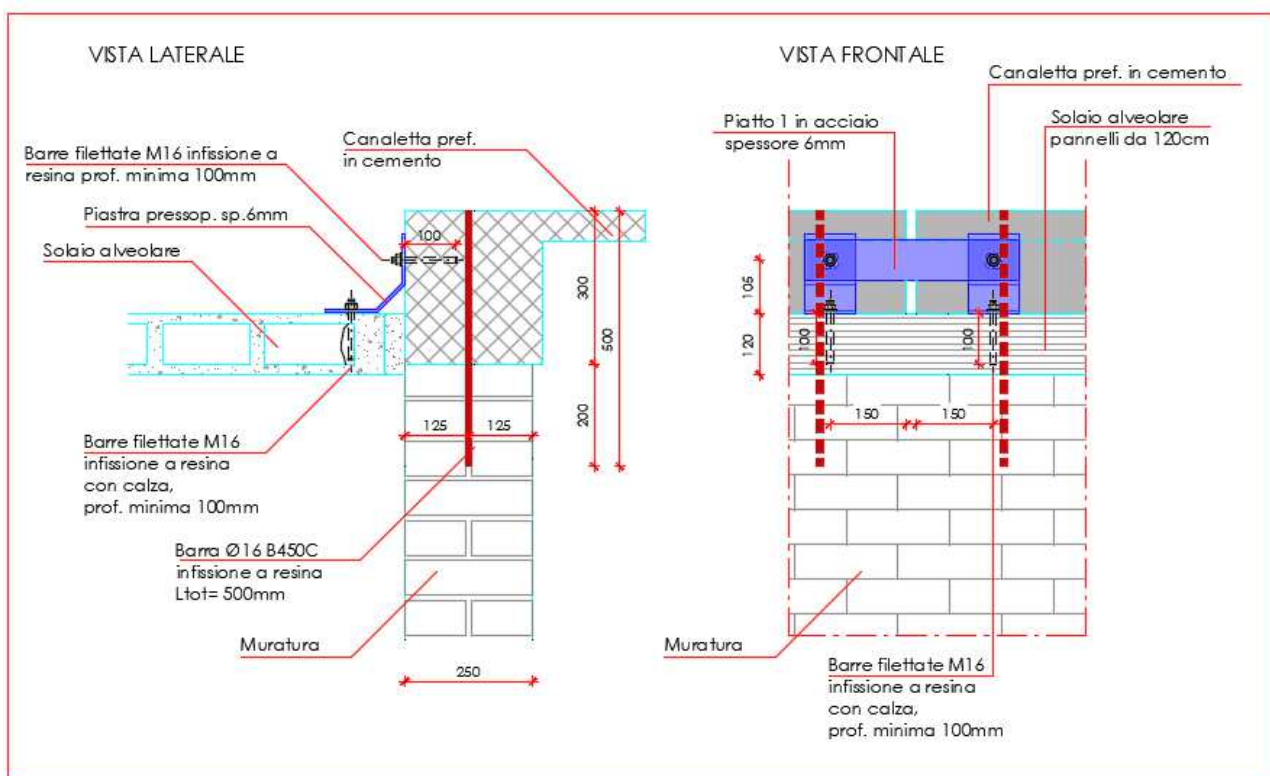
Collegamenti travi ad arco e pannelli copertura lato sud



Collegamenti canalette prefabbricate lato nord

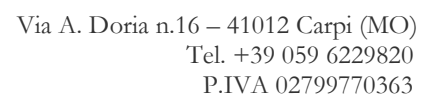


Collegamenti pannelli copertura lato nord

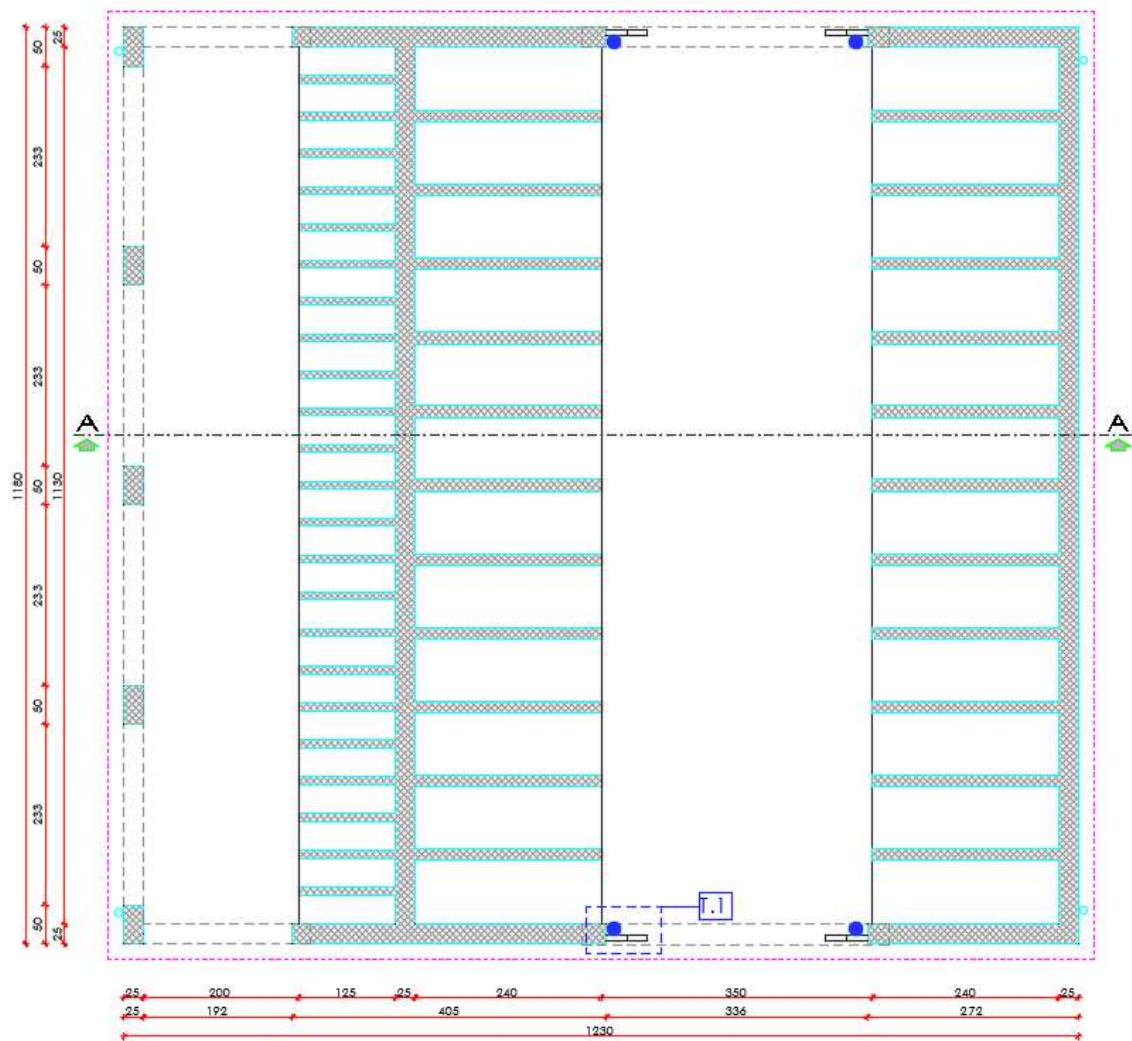


Collegamenti canalette prefabbricate e pannelli copertura lati est ovest

- realizzazione e posa di un tubolare in acciaio 80x80x5, fissato alla base e in testa, per ripristino degli appoggi dei 2 architravi prefabbricati delle aperture poste sui lati est ed ovest con conseguente stabilizzazione delle murature adiacenti;

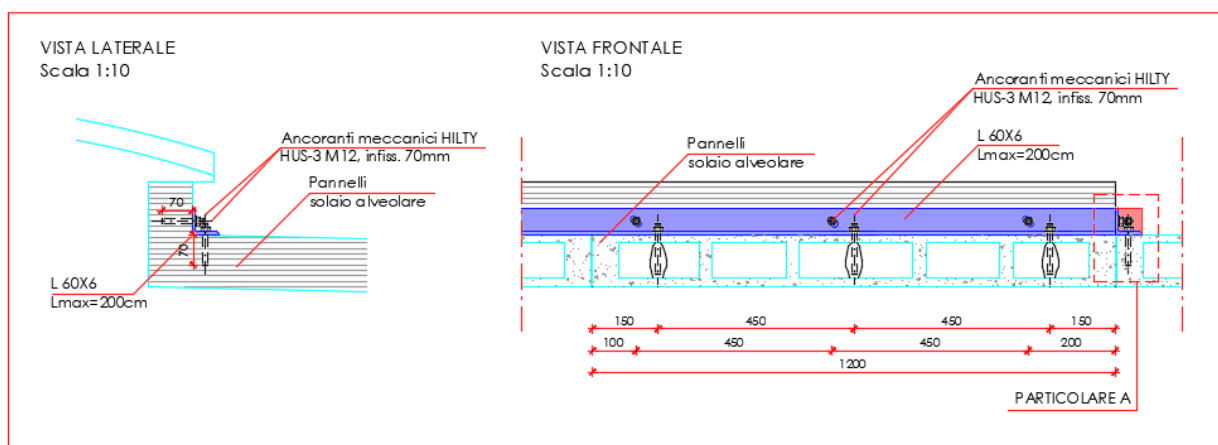


Particolare esecutivo intervento di ripristino appoggi architrave e stabilizzazione murature

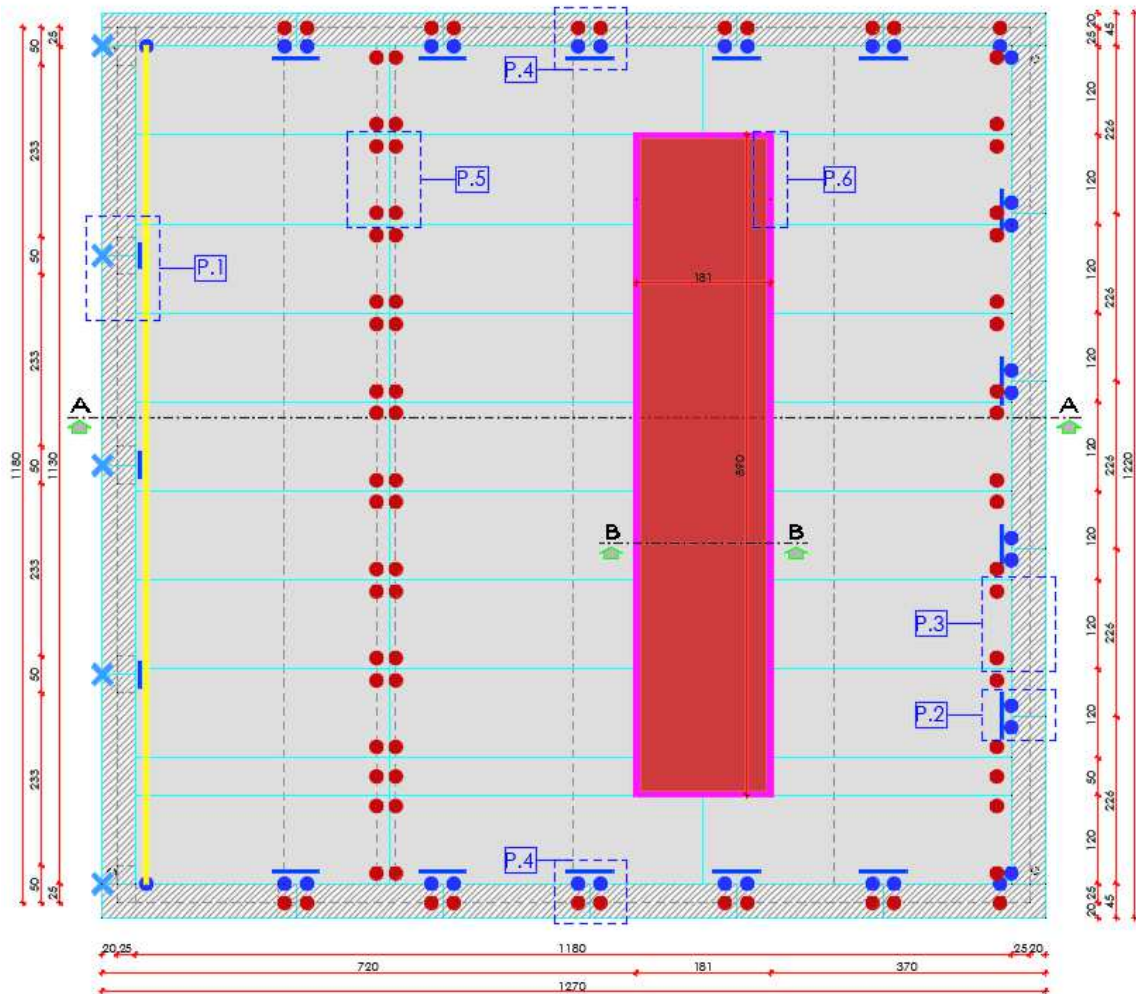


Vista in pianta interventi struttura in elevazione

- Collegamenti metallici tra i vari pannelli di copertura nella zona centrale con fissaggio al cordolo perimetrale esistente.



Collegamenti pannelli copertura zona centrale e fissaggio al cordolo perimetrale esistente



LEGENDA INTERVENTI IN COPERTURA	
	CANALETTE / TRAVI PREFABBRICATE COPERTURA
	PANNELLI SOLAIO ALVEOLARE COPERTURA
	BOLZONI Ø16 IN ACCIAIO B450C PER COLLEGAMENTO SOLAIO-MURATURA
	ANGOLARI IN ACCIAIO S235 PER FISSAGGIO CANALETTE/PANNELLI COP.
	BOLZONI Ø20 IN ACCIAIO B450C PER COLLEGAMENTI TRAVE-PILASTRO
	PIATTI IN ACCIAIO S235 PER COLLEGAMENTO CANALETTE/TRAVI COP.
	ANGOLARI L120X80X8 PER FISSAGGIO PANNELLI COPERTURA LATO SUD
	ANGOLARI L60X6 PER FISSAGGIO PANNELLI E CERCHIATURA FORO
	NUOVA RETE ANTICADUTA CERTIFICATA

Risulterà di fondamentale importanza prima di procedere eseguire un rilievo dettagliato delle strutture interessate in modo da verificare l'eventuale non corrispondenza con gli esecutivi di progetto, in ogni caso qualsiasi problema o discordanza riscontrata dovrà essere concordata interessando sia la Direzione Lavori che il Progettista Strutturale.

c) Normativa Tecnica e riferimenti tecnici utilizzati

Per il calcolo delle opere oggetto della presente relazione di calcolo si fa espresso riferimento alla normativa di seguito riportata:

Legge 5 Novembre 1971 n. 1086

Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica

D.M. LL.PP. 03-12-1987

Norme Tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate

Circ. Min. LL.PP. 16-03-1989 n° 31104)

Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate

DM LLPP 14 febbraio 1992

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

DM LLPP 9 Gennaio 1996

Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.

Circolare LLPP 9 Gennaio 1996 n. 218/24/3

Legge 2 febbraio 1974, n. 64. Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici 11 marzo 1988. Istruzioni applicative per la redazione della relazione geologica e della relazione geotecnica.

DM LLPP 16 Gennaio 1996

Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

DM LLPP 16 Gennaio 1996

Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

Circolare LLPP 4 Luglio 1996 n. 156aa.Gg/Stc.

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al Decreto Ministeriale 16 gennaio 1996.

Circolare LLPP 15 Ottobre 1996 n. 252

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al Decreto Ministeriale 9 gennaio 1996.

Circolare LLPP 10 Aprile 1997 n. 65/Aa.Gg.

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al Decreto Ministeriale 16 Gennaio 1996.

Istruzioni C.N.R. 10025/98

Istruzioni per il progetto, l'esecuzione e il controllo delle strutture prefabbricate in conglomerato cementizio armato e per le strutture costruite con sistemi industrializzati" (Istruzioni C.N.R. 10025/84) e successive "Istruzioni per il progetto, l'esecuzione e il controllo delle strutture prefabbricate in calcestruzzo".

Ordinanza Presidenza del Consiglio dei Ministri 20 marzo 2003 n. 3274 e successive integrazioni

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

Allegato 1 - Criteri per l'individuazione delle zone sismiche – individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone

Allegato A - Classificazione sismica dei comuni italiani

Allegato 2 - Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici

Allegato 3 - Norme tecniche per il progetto sismico dei ponti

Allegato 4 - Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni

Nota Dipartimento della Protezione Civile - Ufficio Servizio Sismico Nazionale 4 giugno 2003

Nota esplicativa dell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"

DM LLPP 14 Settembre 2005

Norme tecniche per le costruzioni.

LEGGE N°31 del 28/2/2008

Conversione in legge, con modificazioni, del decreto-legge 31 dicembre 2007, n°248, recante proroga di termini previsti da disposizioni legislative e disposizioni urgenti in materia finanziaria.

DM Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 14 Gennaio 2008

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008 (G.U. n. 29 del 4.02.2008 suppl. ord. n° 30) + Nuova Classificazione sismica dei comuni italiani basata su parametri spettrali, accelerazione al suolo e coord.geografiche.

D.L. 6 giugno 2012 n. 74 convertito in LEGGE 1° agosto 2012 n. 122

Conversione in legge, con modificazioni, del decreto-legge 6 giugno 2012, n. 74, recante interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici che hanno interessato il territorio delle province di Bologna, Modena, Ferrara, Mantova, Reggio Emilia e Rovigo, il 20 e il 29 maggio 2012. (12G0148) (GU n.180 del 3-8-2012)

note: Entrata in vigore del provvedimento: 04/08/2012

DM Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 17 Gennaio 2018

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

d) Definizione dei parametri di progetto

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

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/>. Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si opera come indicato nell'allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione).

L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso (vedi tabella Parametri della struttura). Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi tabella successiva):

ag: accelerazione orizzontale massima del terreno;

Fo: 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;

Individuati su reticolo di riferimento i parametri di pericolosità sismica si valutano i parametri spettrali riportati in tabella:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente **$S = S_s \cdot S_t$** (3.2.5)

Fo è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale.

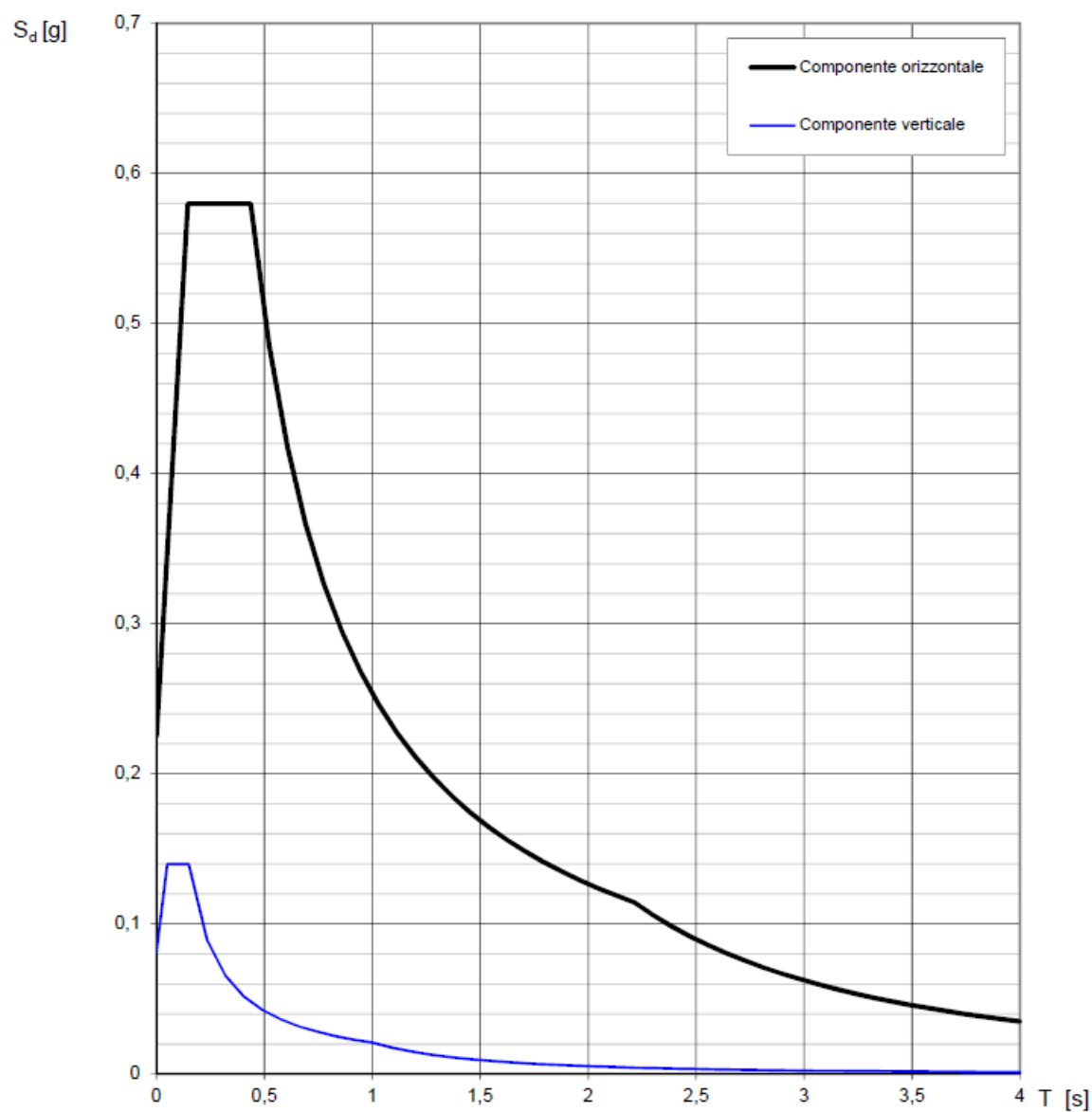
Fv è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno ag su sito di riferimento rigido orizzontale.

Tb è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.

Tc è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.

Td è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante.

Parametri della struttura					
Classe d'uso	Vita V_n [anni]	Coeff. Uso	Periodo V_r [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
II	50.0	1.0	50.0	C	T1

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,154 g
F_o	2,581
T_C	0,270 s
S_S	1,462
C_C	1,617
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,462
η	1,000
T_B	0,146 s
T_C	0,437 s
T_D	2,215 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

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

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

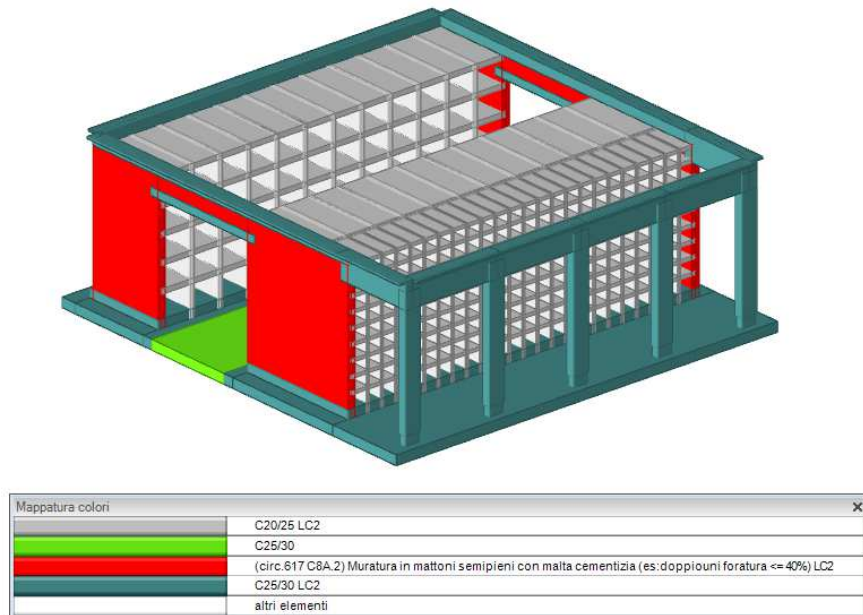
Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,225
$T_B \leftarrow$	0,146	0,580
$T_C \leftarrow$	0,437	0,580
	0,522	0,486
	0,606	0,418
	0,691	0,367
	0,776	0,327
	0,860	0,295
	0,945	0,268
	1,029	0,246
	1,114	0,227
	1,199	0,211
	1,283	0,197
	1,368	0,185
	1,453	0,174
	1,537	0,165
	1,622	0,156
	1,707	0,148
	1,791	0,141
	1,876	0,135
	1,961	0,129
	2,045	0,124
	2,130	0,119
$T_D \leftarrow$	2,215	0,114
	2,300	0,106
	2,385	0,099
	2,470	0,092
	2,555	0,086
	2,640	0,081
	2,725	0,076
	2,810	0,071
	2,895	0,067
	2,980	0,063
	3,065	0,060
	3,150	0,057
	3,235	0,054
	3,320	0,051
	3,405	0,048
	3,490	0,046
	3,575	0,044
	3,660	0,042
	3,745	0,040
	3,830	0,038
	3,915	0,037
	4,000	0,035

e) Descrizione dei Materiali e dei prodotti per uso strutturale

Si riporta di seguito una vista tridimensionale della struttura con l'indicazione dei materiali nuovi e di quelli ipotizzati a seguito delle indagini svolte.



N.B. Nonostante le prove di compressione sulle carote prelevate abbiano fornito dei buoni valori di resistenza a compressione del calcestruzzo (valor medio di 42.8 MPA), a favore di sicurezza si è ipotizzato nei calcoli un calcestruzzo di classe non superiore al C25/30 per travi e pilastri.

Muratura

Descrizione: (circ.617 C8A.2) Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es: doppiouni foratura <= 40%) LC2

E daN/cm^2 45000.00 α $^{\circ}\text{C}^{-1}$ 0.000006

ν 0.25 γ daN/cm^3 0.001500

D.M. 20/11/1987 CIRC. 21745 30/07/1981 OPCM 3431 / N.T.C. 2005 D.M. 14-01-08 / D.M. 17-01-18

Blocchi

Tipo di blocchi Laterizio

Categoria blocchi II

fbk_ daN/cm^2 24.00

fbk daN/cm^2 120.00

Malta

fm daN/cm^2 150.00

Tipo malta Composizione prescritta

D.M. 14-01-08 yM 3.00

Curva Bilineare (4 punti) Modifica

Muratura

Livello di conoscenza LC2 (FC = 1,2)

Classe di esecuzione 2

Nuovo Esistente

Tipologia di muratura Muratura in mattoni semipieni e malta cementizia

Circ.617 02/02/09 Tipologia di miglioramento

Parametri di resistenza

f medio daN/cm^2 Default (65.00)

τ medio daN/cm^2 Default (2.80)

f_{th} medio daN/cm^2 Default (32.50)

Parametri meccanici per pushover

E medio daN/cm^2 Default (45500)

G medio daN/cm^2 Default (11375)

Tabella C8A.2.1 - Tabella C8A.2.2 (Circ.617 02/02/09)

STRUTTURA NUOVA IN ACCIAIO

Per la realizzazione degli elementi strutturali in acciaio sono stati previsti i seguenti materiali:

Acciaio per profilati, tiranti e piastre = S235 o superiore

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	40		40 mm < t < 80 mm	
	f_{vk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	f_{vk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10025-2 S235	235	360	215	360
S275	275	430	255	410
S355	355	510	335	470
S450	440	550	420	550

Unioni bullonate per il montaggio della struttura realizzata con bulloni in acciaio ad Alta Resistenza " Classe Vite 8.8 - Accoppiamento con dado 8".

TIPOLOGIE BULLONI		f_{yb} [N/mm ²]	f_{tb} [N/mm ²]
Normali	4.6	240	400
	5.6	300	500
	6.8	480	600
Alta resistenza	8.8	649	800
	10.9	900	1000

Saldature:**11.3.4.5 NTC2018 - PROCESSO DI SALDATURA**

La saldatura degli acciai dovrà avvenire con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063:2011. È ammesso l'uso di procedimenti diversi purché sostenuti da adeguata documentazione teorica e sperimentale.

I saldatori nei procedimenti semiautomatici e manuali dovranno essere qualificati secondo la norma UNI EN ISO 9606-1:2013 da parte di un Ente terzo. Ad integrazione di quanto richiesto in tale norma, i saldatori che eseguono giunti a T con cordoni d'angolo dovranno essere specificamente qualificati e non potranno essere qualificati soltanto mediante l'esecuzione di giunti testa-testa.

Gli operatori dei procedimenti automatici o robotizzati dovranno essere certificati secondo la norma UNI EN ISO 14732:2013. Tutti i procedimenti di saldatura dovranno essere qualificati mediante WPQR (qualifica di procedimento di saldatura) secondo la norma UNI EN ISO 15614-1:2012.

Le durezze eseguite sulle macrografie non dovranno essere superiori a 350 HV30.

Per la saldatura ad arco di prigionieri di materiali metallici (saldatura ad innesco mediante sollevamento e saldatura a scarica di condensatori ad innesco sulla punta) si applica la norma UNI EN ISO 14555:2014; valgono perciò i requisiti di qualità di cui al prospetto A1 della appendice A della stessa norma.

Le prove di qualifica dei saldatori, degli operatori e dei procedimenti dovranno essere eseguite da un Ente terzo; in assenza di prescrizioni in proposito l'Ente sarà scelto dal costruttore secondo criteri di competenza e di indipendenza.

Sono richieste caratteristiche di duttilità, snervamento, resistenza e tenacità in zona fusa e in zona termica alterata non inferiori a quelle del materiale base.

Nell'esecuzione delle saldature dovranno inoltre essere rispettate le norme UNI EN 1011-1:2009 ed UNI EN 1011-2:2005 per gli acciai ferritici ed UNI EN 1011-3:2005 per gli acciai inossidabili. Per la preparazione dei lembi si applicherà, salvo casi particolari, la norma UNI EN ISO 9692-1:2013.

Le saldature saranno sottoposte a controlli non distruttivi finali per accertare la corrispondenza ai livelli di qualità stabiliti dal progettista sulla base delle norme applicate per la progettazione.

In assenza di tali dati per strutture non soggette a fatica si adotterà il livello C della norma UNI EN ISO 5817:2014 e il livello B per strutture soggette a fatica.

L'entità ed il tipo di tali controlli, distruttivi e non distruttivi, in aggiunta a quello visivo al 100%, saranno definiti dal Collaudatore e dal Direttore dei Lavori; per i cordoni ad angolo o giunti a parziale penetrazione si useranno metodi di superficie (ad es. liquidi penetranti o polveri magnetiche), mentre per i giunti a piena penetrazione, oltre a quanto sopra previsto, si useranno metodi volumetrici e cioè raggi X o gamma o ultrasuoni per i giunti testa a testa e solo ultrasuoni per i giunti a T a piena penetrazione.

Per le modalità di esecuzione dei controlli ed i livelli di accettabilità si potrà fare utile riferimento alle prescrizioni della norma UNI EN ISO 17635.

Tutti gli operatori che eseguiranno i controlli dovranno essere qualificati secondo la norma UNI EN ISO 9712:2012 almeno di secondo livello.

Oltre alle prescrizioni applicabili di cui al precedente § 11.3.1.7, il costruttore deve corrispondere ai seguenti requisiti.

In relazione alla tipologia dei manufatti realizzati mediante giunzioni saldate, il costruttore deve essere certificato secondo la norma UNI EN ISO 3834:2006 parti 2, 3 e 4. I requisiti sono riassunti nella Tab. 11.3.XII di seguito riportata.

Tab. 11.3.XII

Tipo di azione sulle strutture	Strutture soggette a fatica in modo non significativo			Strutture soggette a fatica in modo significativo
	A	B	C	D
Riferimento				
Materiale Base: Spessore minimo delle membrature	S235, $s \leq 30$ mm S275, $s \leq 30$ mm	S355, $s \leq 30$ mm S235 S275	S235 S275 S355 S460, $s \leq 30$ mm	S235 S275 S355 S460 (Nota 1) Acciai inossidabili e altri acciai non esplicitamente menzionati (Nota 1)
Livello dei requisiti di qualità secondo la norma UNI EN ISO 3834:2006	Elementare UNI EN ISO 3834-4	Medio UNI EN ISO 3834-3	Medio UNI EN ISO 3834-3	Completo UNI EN ISO 3834-2
Livello di conoscenza tecnica del personale di Coordinamento della saldatura secondo la norma UNI EN ISO 14731:2007	Di base	Specifico	Completo	Completo

Nota 1) Vale anche per strutture non soggette a fatica in modo significativo

Ancoranti Chimici a base di resine bicomponenti

Ancoraggi costituiti da barre di Cl. 8.8 fissate con Resina HILTI HIT HY 200 o equivalente

Strutture nuove in cemento armato

CLS C25/30 e acciaio in barre B450C

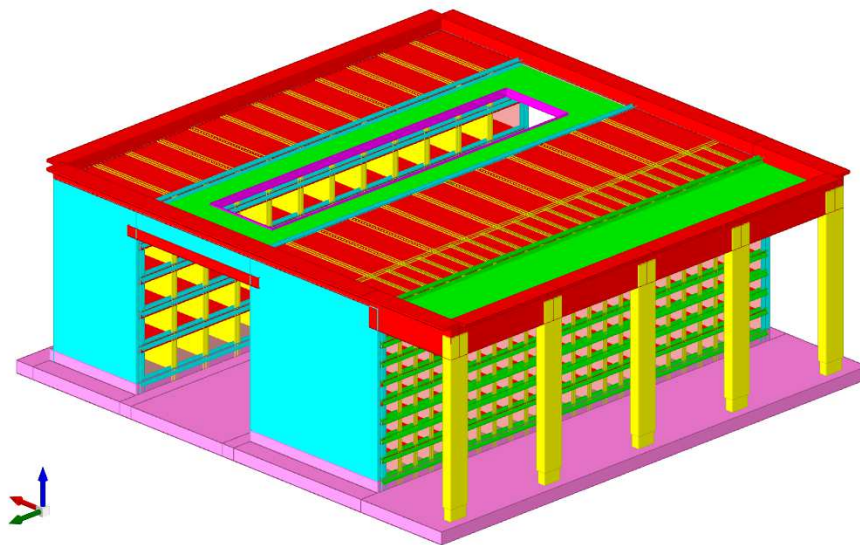
Malta per getto di completamento

Malta espansiva colabile tipo EMACO o equivalente

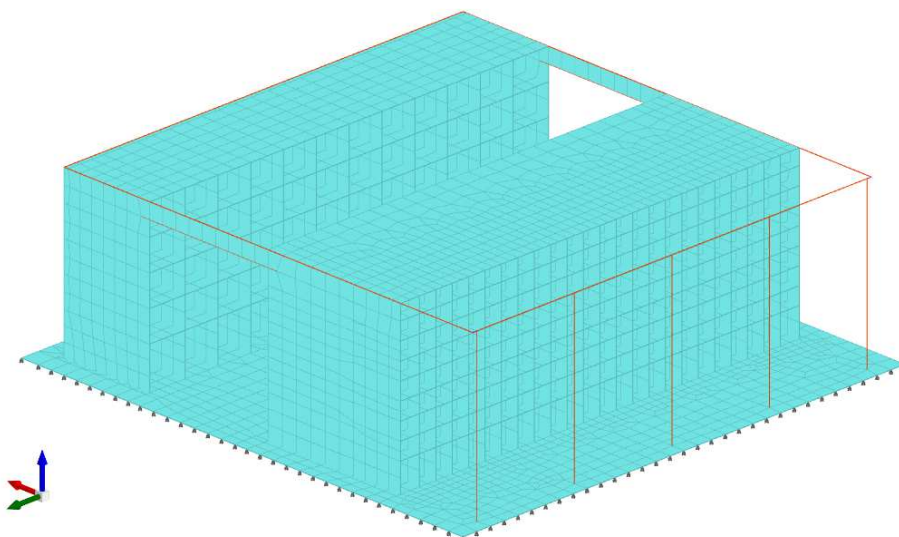
f) Illustrazione dei criteri di progettazione e di modellazione

Per la verifica della nuova platea di fondazione è stato realizzato uno Modello F.E.M. semplificato con un programma a Telai tridimensionale (CONCRETE SISMICAD V.12.13) in grado di lavorare con elementi Beam, Shell e tratti rigidi, il modello tridimensionale è stato costruito in base ai dati rilevati e alle informazioni fornite dai laboratorio specializzati che hanno condotto la campagna di indagini. Il modello rispecchia comunque la struttura esistente in tutte le componenti statiche, geometriche ed inerziali esistenti.

Per il dimensionamento e la verifica degli interventi di collegamento tra i vari elementi strutturali di copertura, ci si è basati su metodologie di calcolo semplificate in grado di restituire comunque un risultato globale a favore di sicurezza.



Vista tridimensionale struttura



Vista tridimensionale modello F.E.M.

Per l'analisi dinamica modale adottata è stata comunque considerata l'interazione terreno struttura utilizzando il modello di suolo elastico alla Winkler.

Fondazioni superficiali | Pali | Cedimenti superficiali | Cedimenti pali | Spinta pareti | Liquefazione

Modellazione

Coefficiente di sottofondo verticale per fondazioni superficiali (default) daN/cm^2 1.50

Rapporto di coefficiente sottofondo orizzontale/verticale 0.50

Pressione verticale limite sul terreno per abbassamento (default) daN/cm^2 10.00

Pressione verticale limite sul terreno per innalzamento (default) daN/cm^2 0.001

Metodo di calcolo della K verticale Vesic

Capacità portante

Metodo di calcolo della portanza e della pressione limite Vesic

Trasla sollecitazioni FEM sul piano di posa ☐

Calcola inclinazione carico secondo EC7 ☐

Calcola carico limite su impronta non parzializzata ☐

Coefficiente di riduzione della a_{Max} attesa 0.30

Preferenze caratteristiche del terreno

Dimensione massima ottimale mesh pareti (default) cm 40

Dimensione massima ottimale mesh piastre (default) cm 40

Tipo di mesh dei gusci (default) Quadrilateri o triangoli

Metodo P-Delta ☒

Analisi buckling ☐

Modello elastico pareti in muratura Gusci

Parametri di modellazione aste

Tipo	Molt. J2	Molt. J3	Molt. Jt	Molt. A	Molt. A2	Molt. A3	Riduzione conci rigidi
Trave C.A.	1	1	0,01	1	1	1	0,5
Pilastro C.A.	1	1	0,01	1	1	1	0,5
Trave di fondazione	1	1	1	1	1	1	0,5
Palo	1	1	0,01	1	1	1	0
Trave in legno	1	1	1	1	1	1	1
Colonna in legno	1	1	1	1	1	1	1
Trave in acciaio	1	1	1	1	1	1	1
Colonna in acciaio	1	1	1	1	1	1	1
Trave di reticolare in acciaio	1	1	1	1	1	1	1
Maschio in muratura	0,001	0,5	0,001	1	1	1	1
Trave di accoppiamento in muratura	0,001	0,5	0,001	1	1	1	1
Trave di scala C.A. nervata	1	1	1	1	1	1	0,5
Trave tralicciata	1	1	0,01	1	1	1	0,5

Moltiplicatore rigidezza molla torsionale applicata ad aste di fondazione 1.000

Ipotesi modellazione F.E.M.

g) Indicazioni delle principali combinazioni delle azioni

1 Kg = 1 daN

SOLAIO DI COPERTURA IN PANNELLI ALVEOLARI

Carico Permanente portante	150 daN/mq
Carico Permanente portato	10 daN/mq
Carico accidentale (NEVE)	120 daN/mq

COMBINAZIONI DI CARICO TIPO

▪ Stato limite Ultimo EQU	$Q_{Ult} =$	$1.1 \times Q_{\text{per strutt}} + 1.5 \times Q_{\text{per non strutt}} + 1.5 \times Q_{\text{var}}$
▪ Stato limite Ultimo A1 STR	$Q_{Ult} =$	$1.3 \times Q_{\text{per strutt}} + 1.5 \times Q_{\text{per non strutt}} + 1.5 \times Q_{\text{var}}$
▪ Stato limite di Esercizio Comb. Rara	$Q_{Rar} =$	$1.0 \times Q_{\text{per}} + 1.0 \times Q_{\text{var}}$
▪ Stato limite di Esercizio Comb. Frequente	$Q_{Freq} =$	$1.0 \times Q_{\text{per}} + 0.5 \times Q_{\text{var}}$
▪ Stato limite di Esercizio Comb. Quasi Permanenti	$Q_{Perm} =$	$1.0 \times Q_{\text{per}} + 0.3 \times Q_{\text{var}}$

Dove Q_{per} = Carichi Permanenti e Q_{var} = Carichi Variabili.

h) Indicazione motivata del metodo di analisi

Le Azioni Sismiche di Progetto sono state individuate calcolando le singole aree di influenza per ogni elemento strutturale oggetto di intervento e calcolando la relativa massa sismica, poi si è ricavata l'accelerazione spettrale massima in corrispondenza del plateau e ridotta con un fattore di comportamento **$q = 1.5$** .

$A_g = 0.580g$

Accelerazione da Plateau $S_{ed} = A_g/g/q = 0.580/1.5 = 0.387$

i) Criteri di verifica agli stati limite indagati, in presenza di azione sismica

Si riporta una descrizione dei criteri utilizzati per la Verifica agli stati limite in presenza di azione sismica.

Criteri di verifica agli Stati Limite Ultimi in presenza di azione sismica

Le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti si effettuano in termini di resistenza e di duttilità.

Verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza

Per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d), calcolato in generale comprendendo gli effetti delle non linearità geometriche e le regole di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tecniche costruttive, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d). In particolare gli orizzontamenti devono essere in grado di trasmettere le forze ottenute dall'analisi, aumentate del 30%. La resistenza di progetto delle membrature e dei collegamenti è valutata in accordo con le regole specifiche indicate dalla Normativa, integrate dalle regole di progettazione definite di volta in volta nei paragrafi dedicati a ciascuna tipologia costruttiva.

Se la resistenza dei materiali è giustificatamente ridotta (anche sulla base di apposite prove sperimentali) per tener conto del degrado per deformazioni cicliche, ai coefficienti parziali di sicurezza sui materiali γ_M si attribuiscono i valori precisati nel Capitolo 4 per le situazioni eccezionali.

Verifiche degli elementi strutturali in termini di duttilità e capacità di deformazione

Deve essere verificato che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una duttilità coerente con il fattore di struttura q adottato. Questa condizione si può ritenere soddisfatta applicando le regole di progetto specifiche e di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tipologie costruttive. Alternativamente, e coerentemente con modello e metodo di analisi utilizzato, si deve verificare che la struttura possieda una capacità di spostamento superiore alla domanda.

Verifiche degli elementi non strutturali e degli impianti

Per gli elementi costruttivi senza funzione strutturale debbono essere adottati magisteri atti ad evitare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione sotto l'azione della F_a (§7.2.3) corrispondente allo SLV. Per ciascuno degli impianti principali, gli elementi strutturali che sostengono e collegano i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto tra loro ed alla struttura principale devono avere resistenza sufficiente a sostenere l'azione della F_a (§7.2.4) corrispondente allo SLV.

Criteri di verifica agli Stati Limite di Esercizio in presenza di azione sismica

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti si effettuano rispettivamente in termini di resistenza, di contenimento del danno e di mantenimento della funzionalità.

Verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza

Per costruzioni di Classe III e IV, se si vogliono limitare i danneggiamenti strutturali, per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d) calcolato in presenza delle azioni sismiche corrispondenti allo SLD ed attribuendo ad η il valore di $2/3$, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d), calcolato secondo le regole specifiche indicate per ciascuna tipologia strutturale (Capitolo 4), con riferimento alle situazioni eccezionali.

Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD siano inferiori ai limiti:

- a) per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa

$$d_r < 0.005 h$$

- b) per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura

$$dr \leq drp \leq 0.01 h$$

c) per costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria

$$dr < 0.003 h$$

d) per costruzioni con struttura portante in muratura armata

$$dr < 0.004 h$$

dove:

dr è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo i §§7.3.3 o 7.3.4,

h è l'altezza del piano.

In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamenti o struttura portante nel medesimo piano della costruzione, deve essere assunto il limite di spostamento più restrittivo.

Qualora gli spostamenti di interpiano siano superiori a 0.005 h (caso b) le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali devono inoltre essere estese a tutti i tamponamenti, alle tramezzature interne ed agli impianti.

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione. Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO siano inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

Verifiche degli impianti in termini di mantenimento della funzionalità

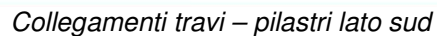
Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV, si deve verificare che gli spostamenti strutturali o le accelerazioni (a seconda che gli impianti siano più vulnerabili per effetto dei primi o delle seconde) prodotti dalle azioni relative allo SLO non siano tali da produrre interruzioni d'uso degli impianti stessi.

j) Rappresentazione delle configurazioni deformate e caratteristiche di sollecitazione

Si riporta di seguito il calcolo della forza sismica adottata per il dimensionamento della connessione trave – pilastro del portico.

• Collegamento trave pilastro lato sud

Si prevede di realizzare il collegamento tra le travi e i pilastri prefabbricati sul lato mediante l'infissione di una coppia di barre Ø 20 lunghe 100cm in acciaio B450C infisse dal basso con resina HILTI HY 200 o equivalente per una profondità minima di 400mm, come da particolare esecutivo riportato di seguito.



8. CONCLUSIONI

Lo studio condotto ha permesso di definire la tipologia ed il comportamento del sottosuolo presente nell'area oggetto di studio, portando a concludere quanto segue:

❖ Vincoli urbanistici e territoriali

Sulla base degli strumenti urbanistici vigenti, Piano di Stralcio Comunale (P.S.C) ed i relativi piani e strumenti attuativi a supporto, quali: Piano Operativo Comunale (P.O.C.) e Regolamento Urbanistico Edilizio (R.U.E), il sito cimiteriale in relazione agli "Ambiti territoriali di interesse storico culturale – sistema delle risorse archeologiche" è classificato come "struttura di interesse storico testimoniale" (PTCP art. 44d). L'area inoltre in riferimento alle tutele paesaggistiche e storico culturali rientra all'interno del perimetro delle fasce di rispetto dei corsi d'acqua tutelati di rilevanza paesaggistica (D.Lgs 42/04). Considerando gli "Elementi strutturanti la forma del territorio" il sito ricade in una porzione di territorio comunale classificata come "Paleodossi di modesta rilevanza" (PTCP art. 23°, comma 2, lettera C). Il sito in oggetto secondo quanto riportato nella Tavola PSC 2 "Tutele del PSC e rispetti" rientra nelle Unità di paesaggio (art. 4.24 PSC) di "Paesaggio perifluviale del fiume Panaro nella fascia di bassa e media pianura". Secondo la classificazione delle Strutture e aree di interesse storico tutelate dal PSC, l'area di intervento presenta un medio rischio archeologico

❖ Successione stratigrafica

Trascurando il preforo, necessario per la corretta e sicura infissione del piezocono, entrambe le prove eseguite hanno incontrato prevalentemente terreni a tessitura fine come argille, argille limose e limi più o meno argillosi, talora localmente intercalati a subordinati livelli centimetrici limoso sabbiosi e di terreni organici. Le verticali di indagine entro i primi 20 metri di profondità, hanno messo in evidenza una successione stratigrafica abbastanza omogenea con una netta preponderanza di terreni a tessitura fine, caratterizzati da valori di resistenza all'avanzamento della punta (Q_c) medi compresi tra $0,5 \div 2$ MPa circa. Menzione particolare necessitano i sedimenti a tessitura fine che caratterizzano i primi metri di profondità, nel dettaglio per la prova SCPTU 1 l'intervallo compreso tra p.c. $\div 3,0$ m circa, mentre per la prova CPTU 2 l'intervallo compreso tra p.c. $\div 2,50$ m circa, i quali presentano elevati valori di resistenza alla punta compresi tra $3 \div 6$ MPa e sono caratterizzati dall'assenza di pressioni neutre (prossime a zero), tali caratteristiche con tutta probabilità denotano condizioni di scarsa umidità e di ritiro. La prova SCPTU 1 ha attraversato entro i primi 20 metri di profondità depositi a tessitura granulare caratterizzati da potenze ridotte, alle quote di confinamento comprese tra $14,55 \div 15,00$ e tra $20,75 \div 21,40$ m circa, tali strati sono costituiti da limi sabbiosi e sabbie più o meno limose, caratterizzate da valori di resistenza alla punta compresi tra $4 \div 6$ MPa circa. La prova CPTU 2 ha attraversato uno strato di terreni a tessitura granulare, costituito da limi sabbiosi e sabbie limose nell'intervallo di profondità compreso tra $1,40 \div 1,70$ m, tale intervallo di potenza limitata presenta valori di resistenza

alla punta compresi tra 3 ÷ 6 MPa circa e risulta intercalato a terreni a tessitura fine caratterizzati da scarsa umidità e probabili condizioni di ritiro.

❖ Falda Freatica

Al termine delle prove è stata rilevata la presenza di circolazione idrica superficiale con livello misurato variabile tra 3,50 ÷ 3,60 m da p.c.

❖ Classificazione sismica

Per la natura dei terreni individuata, la collocazione geografica del sito ed a seguito dell'elaborazione delle indagini effettuate i principali parametri sismici risultano i seguenti:

- Zona: 3 (da OPCM 3519/06 e DGR Emilia-Romagna N. 1164 del 23/07/2018);
- Accelerazione massima di picco al suolo $A_{ref}(g)$ pari a 0,157 (da D.G.R. Emilia-Romagna n.2193 del 2015 e valutazioni sito specifiche);
- F.A. P.G.A. pari a 1,7 (da D.G.R. Emilia-Romagna n.2193 del 2015 con bedrock sismico maggiore di 100 m di profondità da p.c.);
- Categoria suolo tipo C con V_{s30} pari a 204,74 m/s.

❖ Verifica del potenziale di liquefazione

La modellazione effettuata, prende in considerazione tutti gli strati potenzialmente liquefacibili in cui non vi è certezza della composizione esclusivamente argillosa, ovvero tutti gli strati che mostrano un Indice di Classificazione (o di comportamento) I_c inferiore a 2,6. Oltre tale limite il terreno risulta coesivo, quindi la possibilità che avvengano fenomeni di liquefazione ciclica è praticamente nulla. Sulla base delle risultanze emerse dalle simulazioni e dal contesto stratigrafico che caratterizza l'area oggetto di intervento, il rischio relativo all'innescio di fenomeni di liquefazione per terremoti di magnitudo "usuale", considerando una Classe d'uso II e lo Stato limite di salvaguardia della vita (SLV) corrispondente ad un periodo di ritorno di 475 anni, è da considerarsi compreso tra basso e moderato.

❖ Cedimenti post sisma

La stima dei cedimenti post sisma ha dato come esiti valori compresi tra 1,3 cm stimati per la prova SCPTU 1 e 0,5 cm circa stimati per la prova CPTU 2. Generalmente cedimenti di tale entità hanno ripercussioni scarse o nulle sia in superficie sia alla quota di appoggio delle fondazioni dirette.

Lagosanto (FE) 12/11/2018

dott. geol. Marco Rolfini

Firmato da:
ROLFINI MARCO
Motivo:

Data: 12/11/2018 09:44:29



Ic: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del carico, per il termine coesivo

Ig: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del carico, per il termine attrittivo

B:

Bq: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione della base, per il termine di sovraccarico

Bc: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione della base, per il termine coesivo

Bg: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione della base, per il termine attrittivo

G:

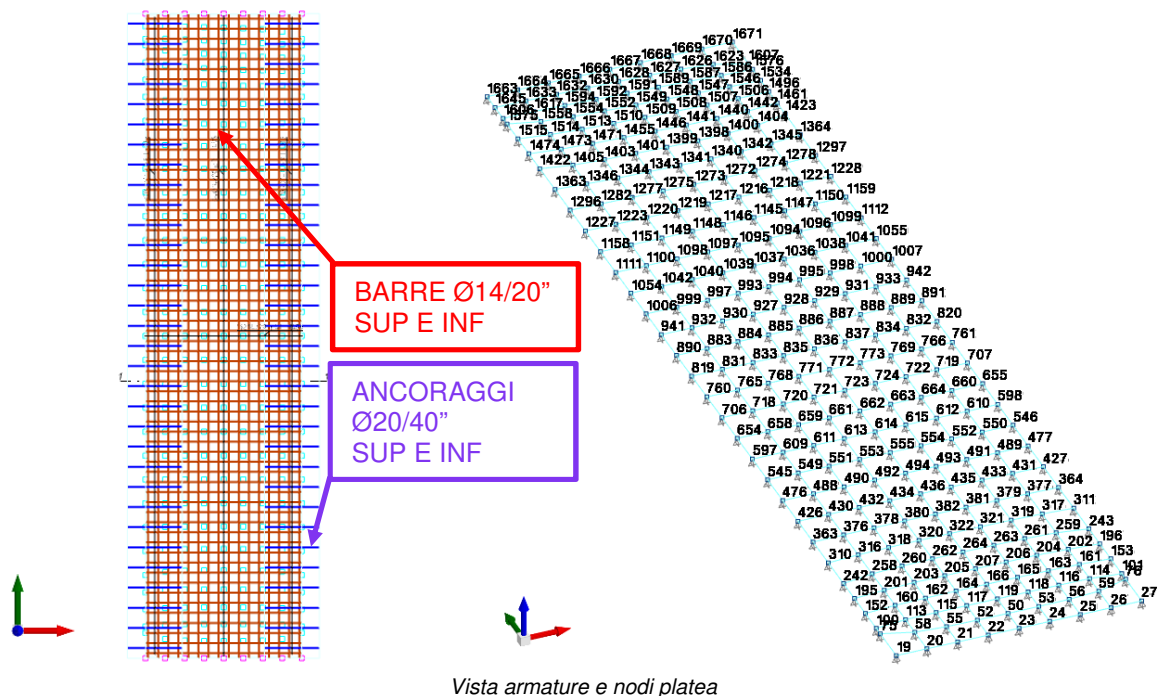
Gq: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del pendio, per il termine di sovraccarico

Gc: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del pendio, per il termine coesivo

Gg: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del pendio, per il termine attrittivo

Platea a "Fondazione"

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)



Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 4500

Calcestruzzo: C25/30 Rck 300

Sistema di riferimento e direzioni di armatura

Le coordinate citate nel seguito sono espresse in un sistema di riferimento cartesiano con origine in (7070.2; -7502.1; -10), direzione dell'asse X = (1; 0; 0), direzione dell'asse Y = (0; 1; 0).

Le direzioni X/Y di armatura e le sezioni X/Y di verifica sono individuate dagli assi del sistema di riferimento.

Verifiche nei nodi

Verifiche SLU flessione nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
476	Y	100	30	9.42	4	6.28	4	SLV FO 41	530180	0	569946	0	1.075	Si
1158	Y	100	30	9.42	4	6.28	4	SLV FO 45	530300	0	570659	0	1.0761	Si
760	Y	100	30	9.42	4	6.28	4	SLV FO 41	523406	0	564506	0	1.0785	Si

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
890	Y	100	30	9.42	4	6.28	4	SLV FO 45	523772	0	565212	0	1.0791	Si
1422	Y	100	30	9.42	4	6.28	4	SLV FO 45	527686	0	569943	0	1.0801	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σ_c	σ_{lim}	Es/Ec	Verifica
1422	Y	100	30	9.42	4	6.28	4	SLE QP 1	202617	0	-11.9	112.1	15	Si
242	Y	100	30	9.42	4	6.28	4	SLE QP 1	202249	0	-11.8	112.1	15	Si
1158	Y	100	30	9.42	4	6.28	4	SLE QP 1	196469	0	-11.5	112.1	15	Si
476	Y	100	30	9.42	4	6.28	4	SLE QP 1	196465	0	-11.5	112.1	15	Si
1111	Y	100	30	9.42	4	6.28	4	SLE QP 1	194618	0	-11.4	112.1	15	Si

Verifiche SLE tensione acciaio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σ_f	σ_{lim}	Es/Ec	Verifica
1422	Y	100	30	9.42	4	6.28	4	SLE RA 2	207694	0	137.2	3600	15	Si
242	Y	100	30	9.42	4	6.28	4	SLE RA 2	207316	0	137	3600	15	Si
1158	Y	100	30	9.42	4	6.28	4	SLE RA 2	201132	0	132.9	3600	15	Si
476	Y	100	30	9.42	4	6.28	4	SLE RA 2	201130	0	132.9	3600	15	Si
1363	Y	100	30	14.12	4	9.42	4	SLE RA 2	208996	0	131.6	3600	15	Si

Verifiche geotecniche**Dati geometrici dell'impronta di calcolo**

Forma dell'impronta di calcolo: rettangolare di area equivalente

Centro impronta, nel sistema globale: 7225.2; -6862.1; -10

Lato minore B dell'impronta: 310

Lato maggiore L dell'impronta: 1280

Area dell'impronta rettangolare di calcolo: 396800

Verifica di scorrimento sul piano di posa

Coefficiente di sicurezza minimo per scorrimento 3.63

Comb.	Fh	Fv	Cnd	Ad	Phi	RPI	γ_R	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLU 7	58	-162470	LT	0	28	0	1.1	147072	58	2543.16	Si
SLV FO 3	33578	-110418	LT	0	28	0	1.1	121911	33578	3.63	Si

Verifica di capacità portante sul piano di posa

Coefficiente di sicurezza minimo per portanza 9.75

ID	Comb.	Fx	Fy	Fz	Mx	My	ex	ey	B'	L'	Cn d	C	Phi	γ_s	Qs	Amax	γ_R	Rd	Ed	Rd/E d	Verifica
1	SLU 8	56	0	-166567	-6180	-374515	-2	0	306	1280	BT	1.7	0	0.002	0.06	0	2.3	1624364	-166567	9.75	Si
2	SLV FO 45	32401	9129	-138974	-	-	-7	-15	295	1250	BT	1.7	0	0.002	0.06	0.07	2.3	1506954	-138974	10.84	Si
3	SLD 45	10530	2962	-129159	-684151	-518400	-4	-5	302	1269	BT	1.7	0	0.002	0.06	0.03	2.3	1583929	-129159	12.26	Si

Verifiche geotecniche di capacità portante - fattori utilizzati nel calcolo di Rd

ID	N			S			D			I			B			G			P			E		
	Nq	Nc	Ng	Sq	Sc	Sg	Dq	Dc	Dg	Iq	Ik	Ig	Bq	Bc	Bg	Gq	Gc	Gg	Pq	Pc	Pg	Eq	Ec	Eg
1	1	5	0	0	0.05	0	0	0.04	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	0	0	0
2	1	5	0	0	0.05	0	0	0.04	0	0	0.02	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	0	0	0
3	1	5	0	0	0.05	0	0	0.04	0	0	0.01	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	0	0	0

m) Categoria di intervento previsto e motivazione della scelta

L'intervento in oggetto è catalogabile come intervento locale in quanto a seguito dell'intervento il livello di sicurezza rispetto allo stato di fatto non diminuisce e le variazioni locali delle proprietà di rigidità non subiscono variazioni significative.

n) Descrizione della struttura esistente e principali interventi realizzati nel tempo

Il complesso cimiteriale si divide principalmente in due parti: parte storica e parte costruita successivamente di ampliamento, ancora non completata.

La parte storica è stata realizzata a partire dal 1808, nella corte interna sono stati edificati due corpi di fabbrica prefabbricati (Blocco A e Blocco B) realizzati il primo (Blocco A) a partire dal 1983 ed il secondo (Blocco B) a partire dal 1990.

La parte di ampliamento, non ancora completata, è stata realizzata nel 1999 in aderenza al lato Est della parte storica e comunicante con essa da un corridoio posto circa al centro sullo stesso lato.

L'intervento strutturale in progetto è relativo al Blocco A (nella foto qui sotto evidenziato nel riquadro in rosso), presente all'interno della parte storica del complesso cimiteriale.



Sul blocco in oggetto sono stati eseguiti degli interventi di rinforzo locale già nel 2012, a seguito degli eventi sismici.

In particolare è stato eseguito un “cuci scuci” in corrispondenza della muratura lesionata agli appoggi dell’architrave prefabbricato in calcestruzzo armato sui i lati est ed ovest: è stata posata una slitta viscosa e creato un giunto sigillato con siliconi di colore simile al mattone.

o) Definizione delle proprietà meccaniche dei materiali esistenti

E' stata condotta una campagna di indagini conoscitive distruttive e non dalla Ditta Specializzata “Life S.r.l.” della quale si allega la relazione Tecnica riassuntiva dei risultati. Tale Ditta ha provveduto ad eseguire le seguenti indagini:

Strutture in cemento armato:

- Analisi Pacometriche
- Rilievo della profondità di Carbonatazione
- Elaborazione dati Metodo Son-Reb “misure combinate sclerometro-ultrasuoni”
- Prelievo di carote di cls da sottoporre in laboratorio a prove di compressione monoassiale
- Prelievo di spezzoni di armatura da sottoporre in laboratorio a prove di trazione diretta

Strutture in muratura:

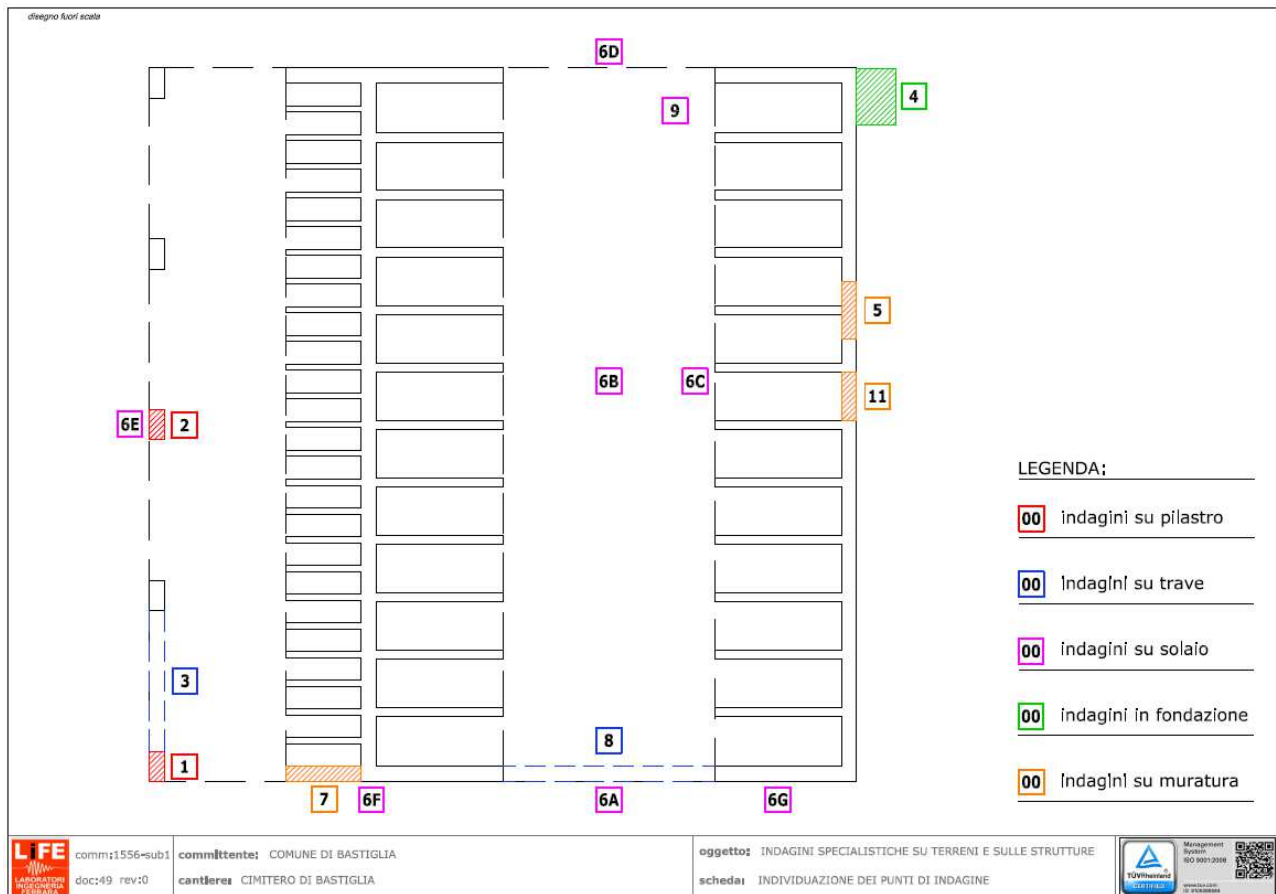
- Prova martinetti piatti singoli e doppi per la valutazione della resistenza a compressione;
- SHOVE TEST Prova per la determinazione della resistenza a taglio della muratura;

Il livello di conoscenza risulta essere intermedio ed il fattore di confidenza calcolato in base alla tabella C8A.1.1. dell'allegato A al DM del 17-1-2018.

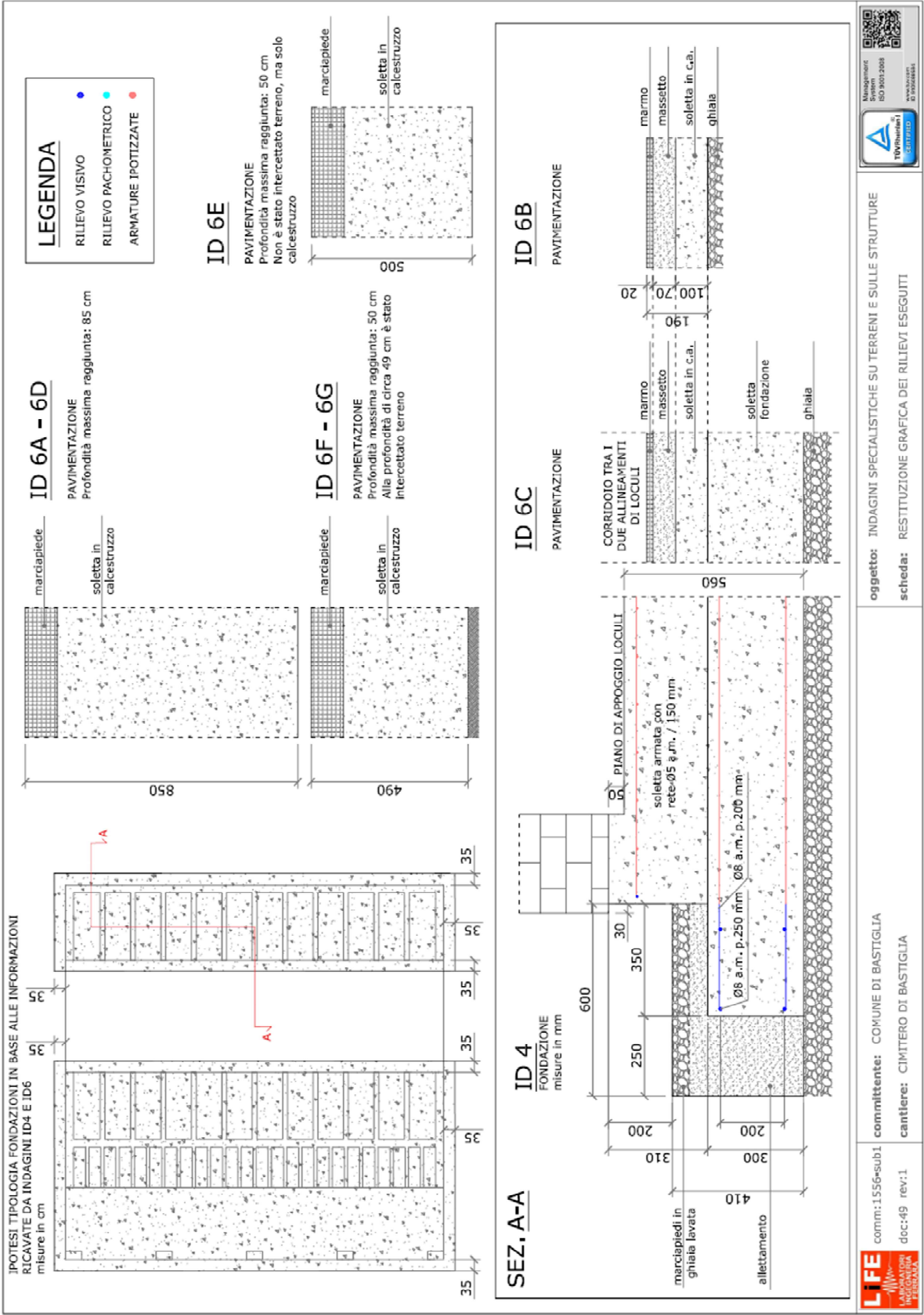
Riassumendo:

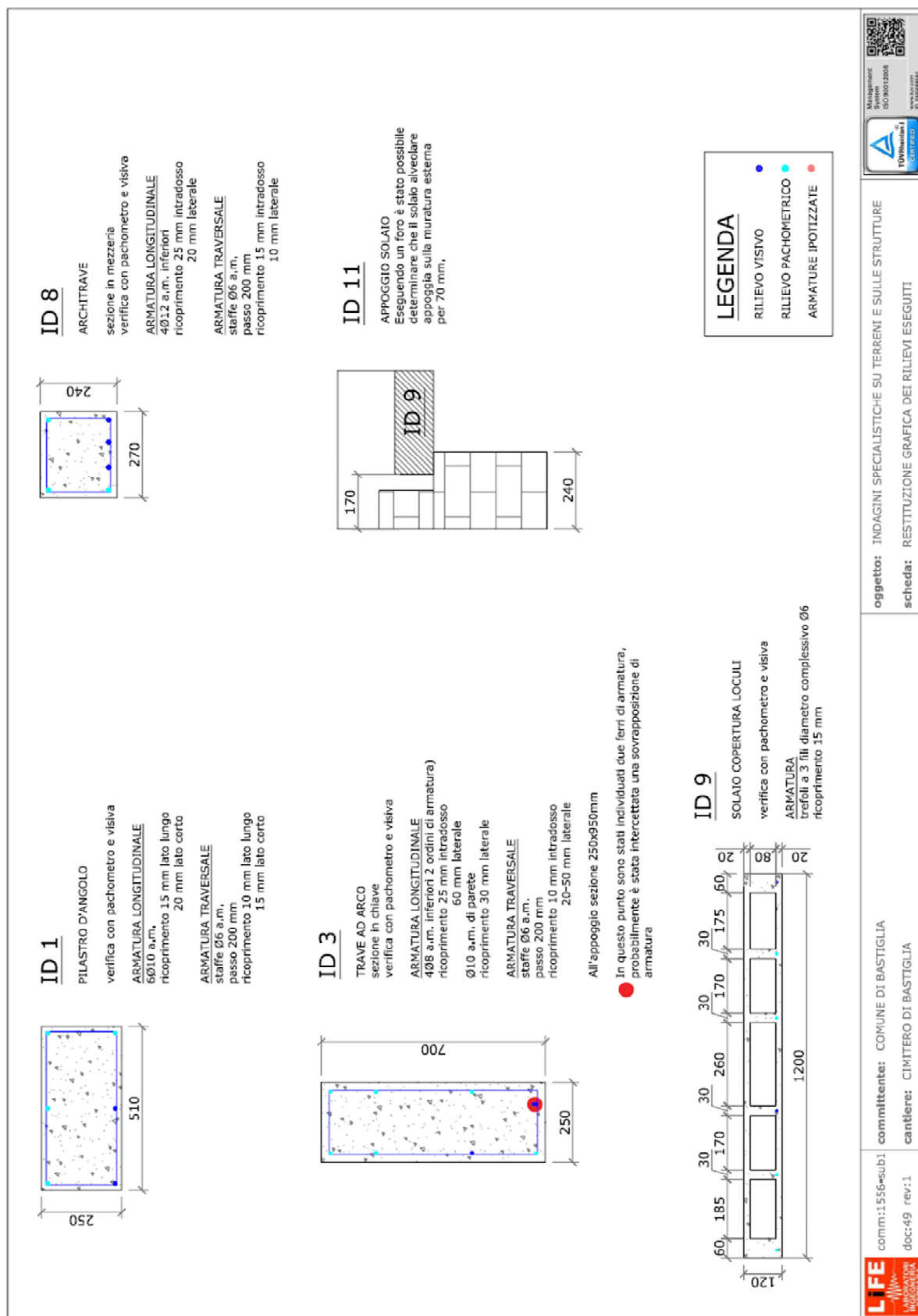
- **Livello di Conoscenza = LC2**
- **Fattore di Confidenza = 1.20**

Si riporta una pianta con l'individuazione dei punti di indagine e dei particolari relativi alle armature rilevate sulle strutture in cemento armato, e si rimanda alla relazione allegata per tutti gli altri dettagli riguardanti le prove.



Pianta punti di prova





p) Risultati più significativi emersi dal confronto tra i livelli di sicurezza pre e post-intervento

Le opere eseguite sono state dimensionate in modo da potere rendere efficaci le forze di vincolo necessarie all'eliminazione delle vulnerabilità riscontrate come ad esempio la mancanza dei collegamenti tra i vari elementi prefabbricati di copertura.

Inoltre la realizzazione della nuova soletta in fondazione ha permesso il collegamento delle 2 platee esistenti, limitando l'incremento di futuri cedimenti differenziali.

In particolare la progettazione è stata condotta in modo da garantire una ripartizione uniforme delle forze sismiche, mentre si è posta particolare attenzione a non generare alterazioni globali o distributive di rigidità.