

COMUNE DI BASTIGLIA (MO)

PST.5_RELAZIONE DI CALCOLO 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

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE.....	3
1 INTRODUZIONE	3
2 DESCRIZIONE DELLA OPERA E MODO DI PROCEDERE.....	4
3 OGGETTO.....	11
4 ANALISI STORICO-CRITICA.....	11
5 RILIEVO	11
6 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI	13
7 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA.....	13
8 RELAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA DELLE FONDAZIONI.....	14
9 LEGISLAZIONE.....	16
10 MATERIALI.....	18
11 ANALISI DEI CARICHI	21
12 VALUTAZIONE DELL' AZIONE SISMICA	21
13 MODELLO F.E.M.	24
14 VALUTAZIONE DELLE AZIONI DI PROGETTO	26
15 VERIFICHE INTERVENTI IN COPERTURA	26
16 VERIFICHE INTERVENTI STRUTTURA IN ELEVAZIONE.....	36
17 VERIFICHE INTERVENTI IN FONDAZIONE	39
18 CONCLUSIONI.....	42

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

1 INTRODUZIONE

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.

2 DESCRIZIONE DELLA OPERA E MODO DI PROCEDERE

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.



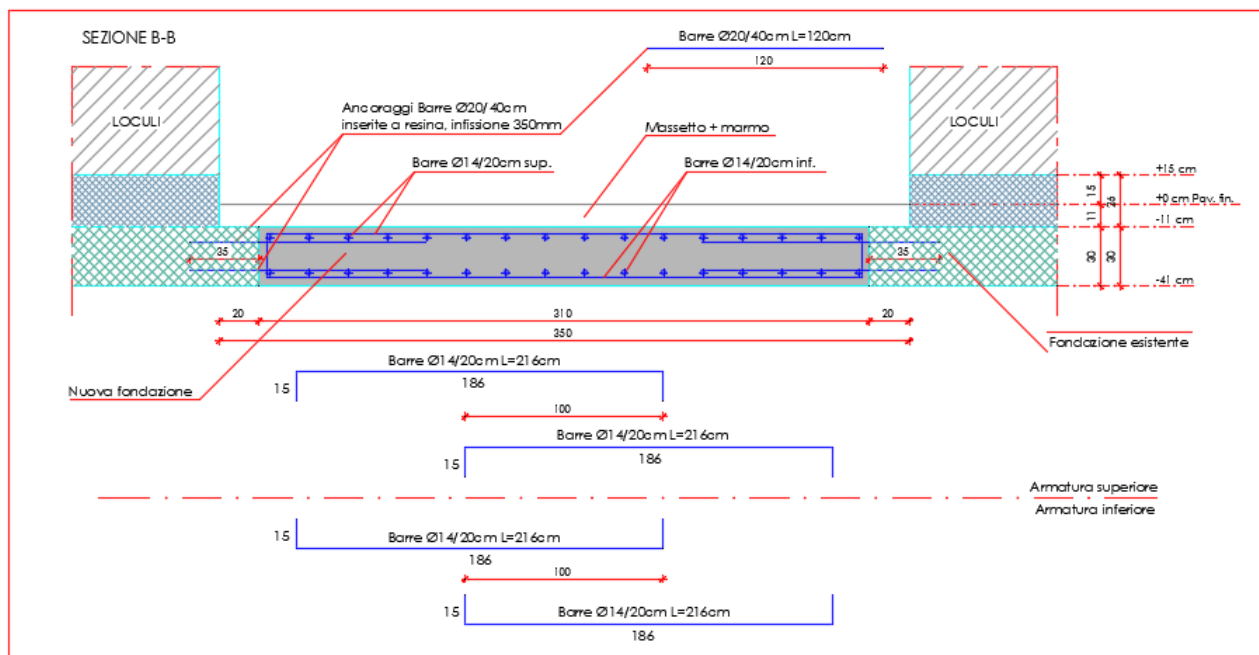
Vista fabbricato oggetto di intervento

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.

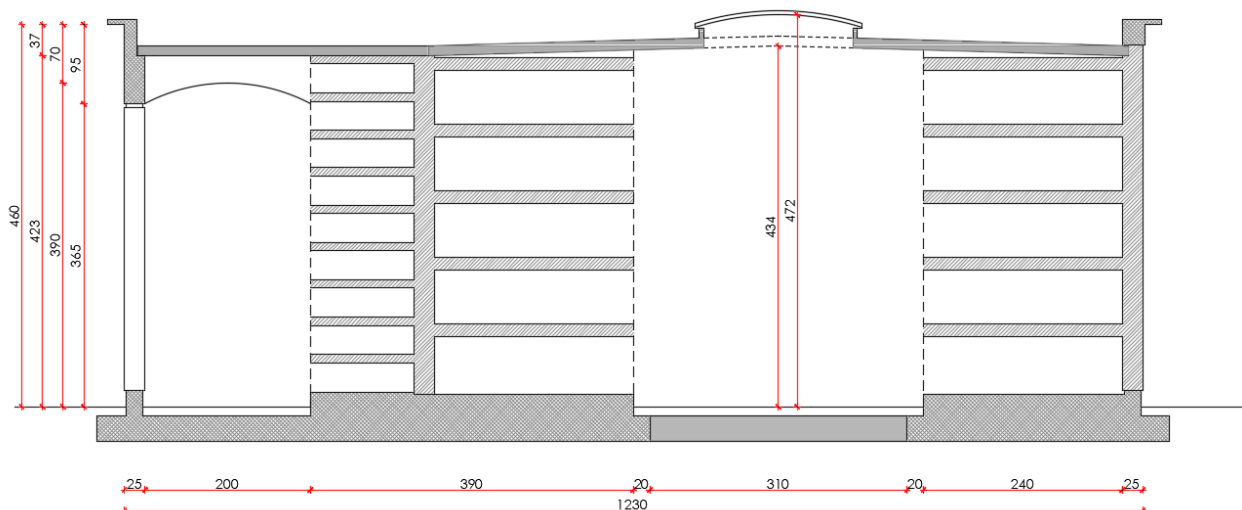
Inoltre sempre sotto ai loculi è presente un ispessimento, visibile anche dall'esterno, su cui trovano appoggio anche le murature perimetrali che porta ad avere uno spessore totale delle platee di circa 56cm.

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;



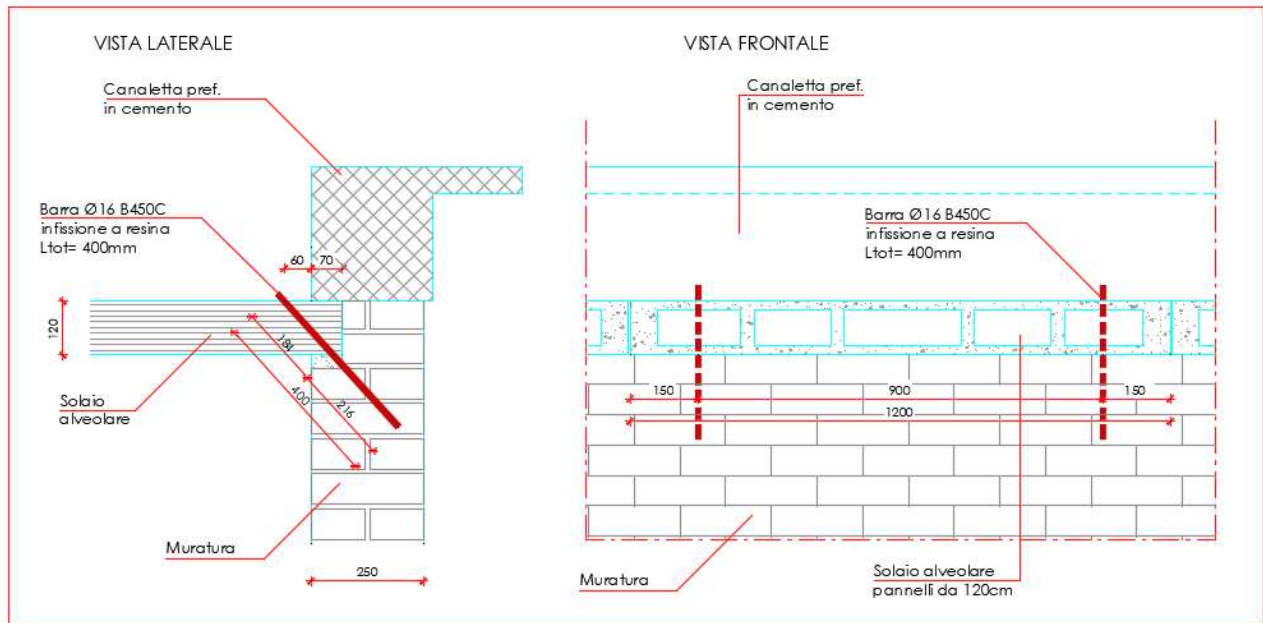
Particolare esecutivo intervento in fondazione



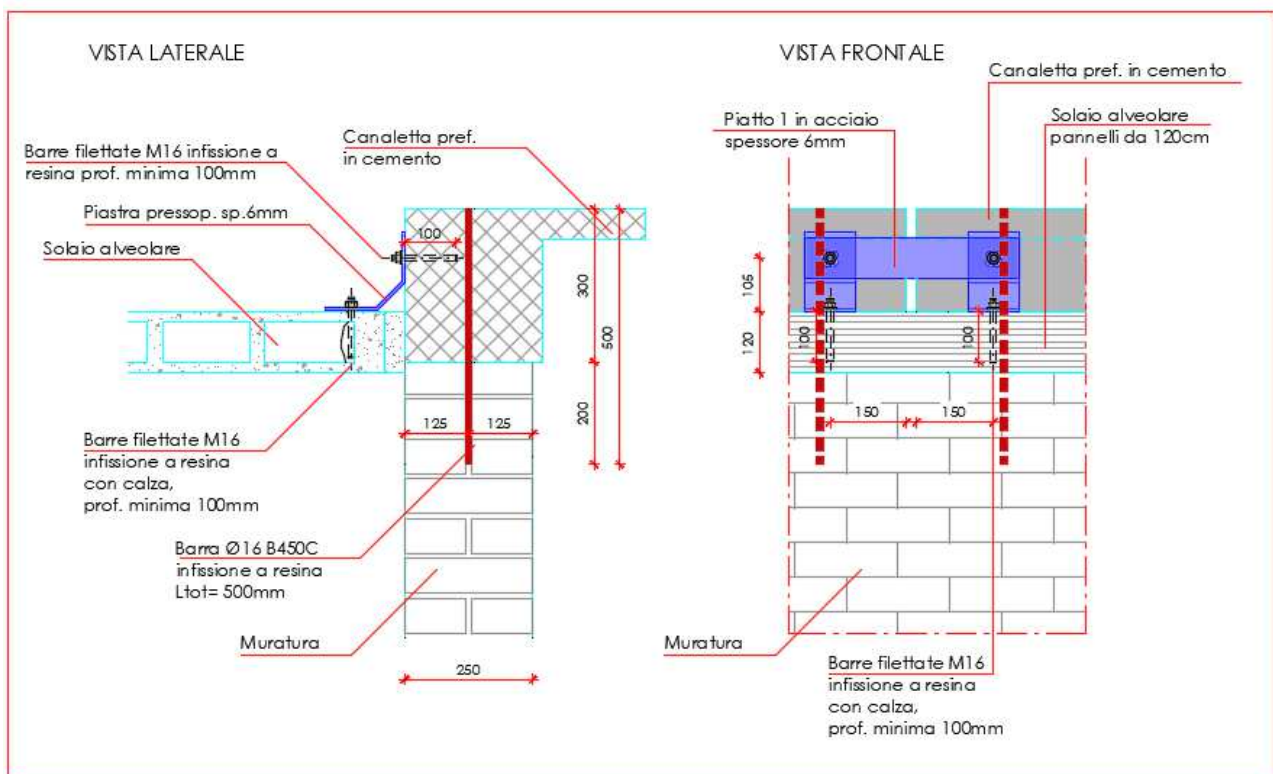
Sezione trasversale A-A

-
- VISTA LATERALE**
- Trave ad arco pref. in cemento
- Barre filettate M16 infissione a resina prof. minima 100mm
- Piatto 1 spessore 6mm
- Barre filettate M16 infissione a resina con calza, prof. minima 100mm
- Solaio alveolare
- L 120x80x8
- Barre filettate M16 infissione a resina prof. minima 120mm
- Barre Ø20 B450C infissione a resina Lto= 1000mm
- 580
- 130
- 120
- 120
- 125
- 125
- 250
- VISTA FRONTALE PILASTRI INTERNI**
- Trave ad arco pref. in cemento
- Piatto 1 in acciaio spessore 6mm
- Barre filettate M16 infissione a resina prof. minima 100mm
- Barre filettate M16 infissione a resina con calza, prof. minima 100mm
- Pannelli solaio alveolare
- L 120x80x8 L= 120cm
- 150
- 900
- 150
- 1200
- 40°
- 25
- 400
- 500
- Barre Ø20 B450C infissione a resina Lto= 1000mm
- pilastro interno

Via A. Doria n.16 – 41012 Carpi (MO)
Tel. +39 059 6229820
P.IVA 02799770363

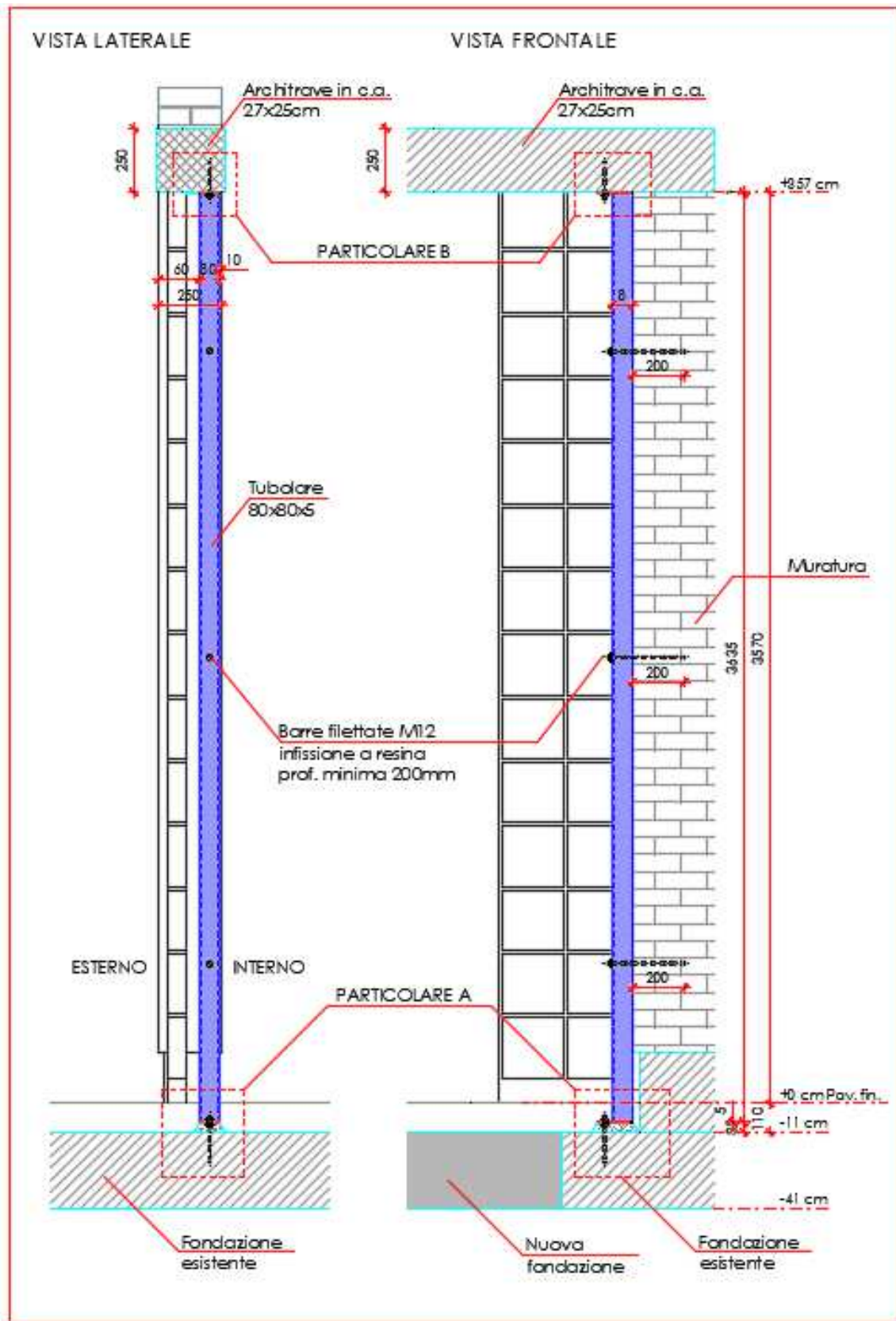


Collegamenti pannelli copertura lato nord



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;



[illegible]

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



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.

3 OGGETTO

Oggetto della presente relazione di calcolo è il dimensionamento e verifica degli interventi locali previsti per mettere in sicurezza il fabbricato esistente.

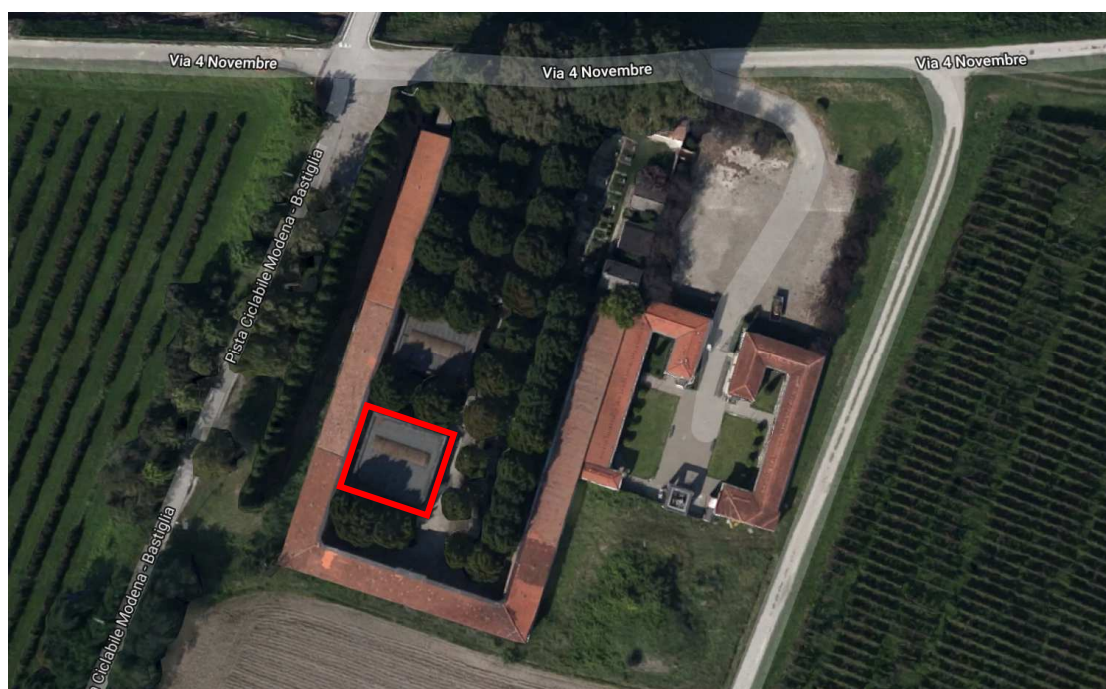
4 ANALISI STORICO-CRITICA

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 1883 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.

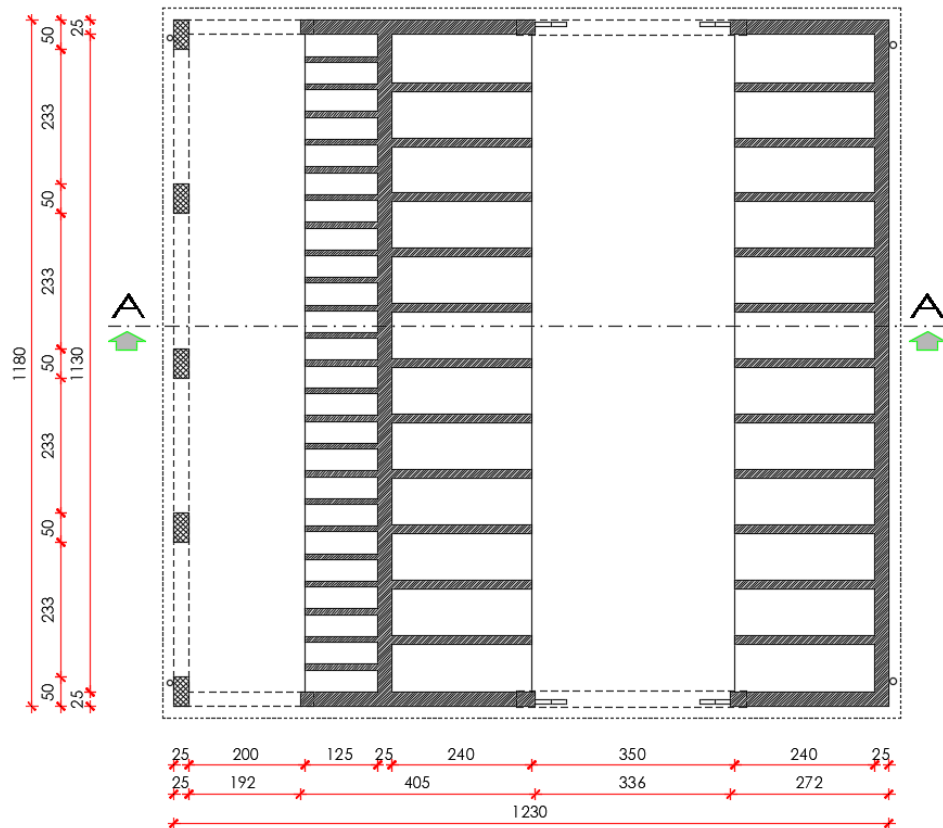


Sul blocco in oggetto sono stati eseguiti degli interventi di rinforzo locale già nel 2012, a seguito degli eventi sismici.

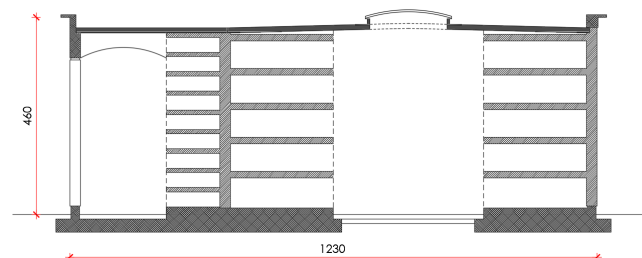
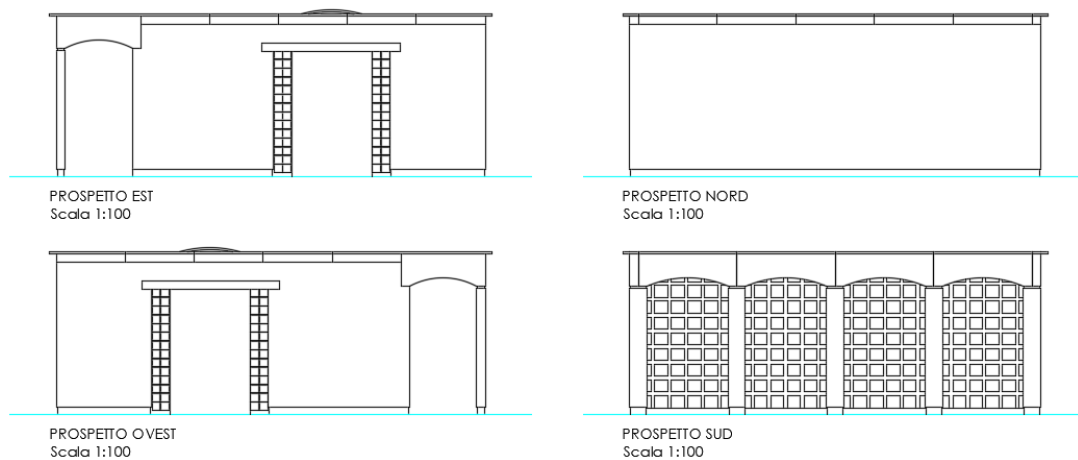
In particolare è stato eseguito un “cuci scuci” in corrispondenza della muratura lesionata agli appoggi dell’architrave prefabbricato in calcestruzzo armato sui i lati est ed ovest: è stata posata una slitta viscosa e creato un giunto sigillato con siliconi di colore simile al mattone.

5 RILIEVO

E' stato condotto un rilievo geometrico-strutturale del fabbricato oggetto di intervento, e sono state disegnate le planimetrie e i particolari costruttivi.



Rilevo – pianta piano terra



Rilevo – Prospetti e sezione A-A

6 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

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:

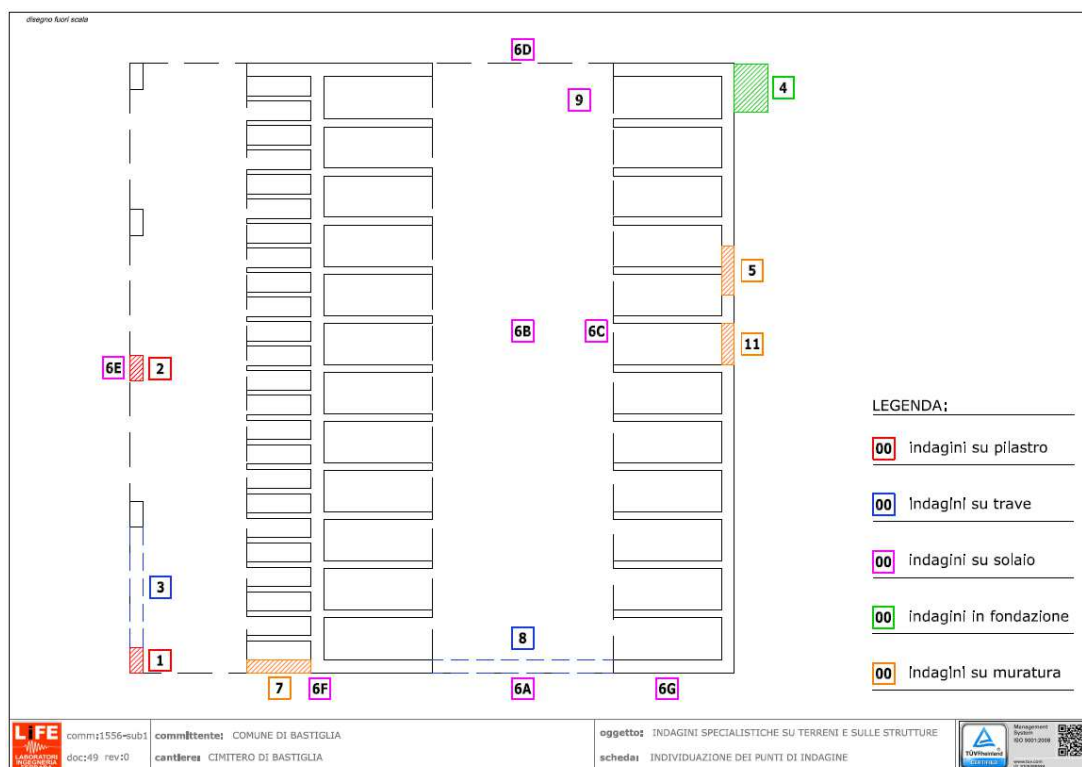
Strutture in cemento armato:

- 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;

Si riporta una pianta con l'individuazione dei punti di indagine e si rimanda alla relazione allegata per tutti dettagli riguardanti le prove.



7 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

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

8 RELAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA DELLE FONDAZIONI

Per le caratteristiche geologiche e geotecniche del terreno, si è fatto riferimento ai parametri riportati nella relazione tecnica redatta nel Novembre del 2018 dal Dottor Geol. Marco Rolfini con studio a Lagosanto (FE) in via Valle Sabbionchi n°50.

Si riportano le conclusioni della relazione Geologica-Geotecnica, nella quale si parla di **categoria di suolo Tipo C.**

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



9 LEGISLAZIONE

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)

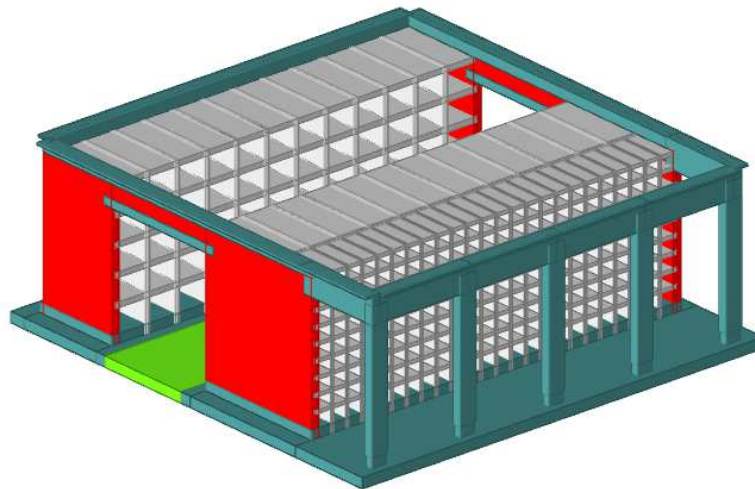
note: Entrata in vigore del provvedimento: 04/08/2012

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

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

10 MATERIALI

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



Mappatura colori	
	C20/25 LC2
	C25/30
	(circ.617 C8A.2) Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es:doppiouni foratura <= 40%) LC2
	C25/30 LC2

N.B. Nonostante le prove di compressione sui provini di calcestruzzo ottenuti dalle carote prelevate sia sui pilastri che sulle fondazioni abbiano fornito dei buoni valori di resistenza a compressione (valor minimo di 36.4 MPA), a favore di sicurezza si è ipotizzato nei calcoli per tali elementi un calcestruzzo di classe non superiore al C25/30.

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 °C⁻¹ 0.000006

v 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 γ_M 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 realizzate 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

11 ANALISI DEI CARICHI

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.

12 VALUTAZIONE DELL' AZIONE SISMICA

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 = Ss*St** (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.

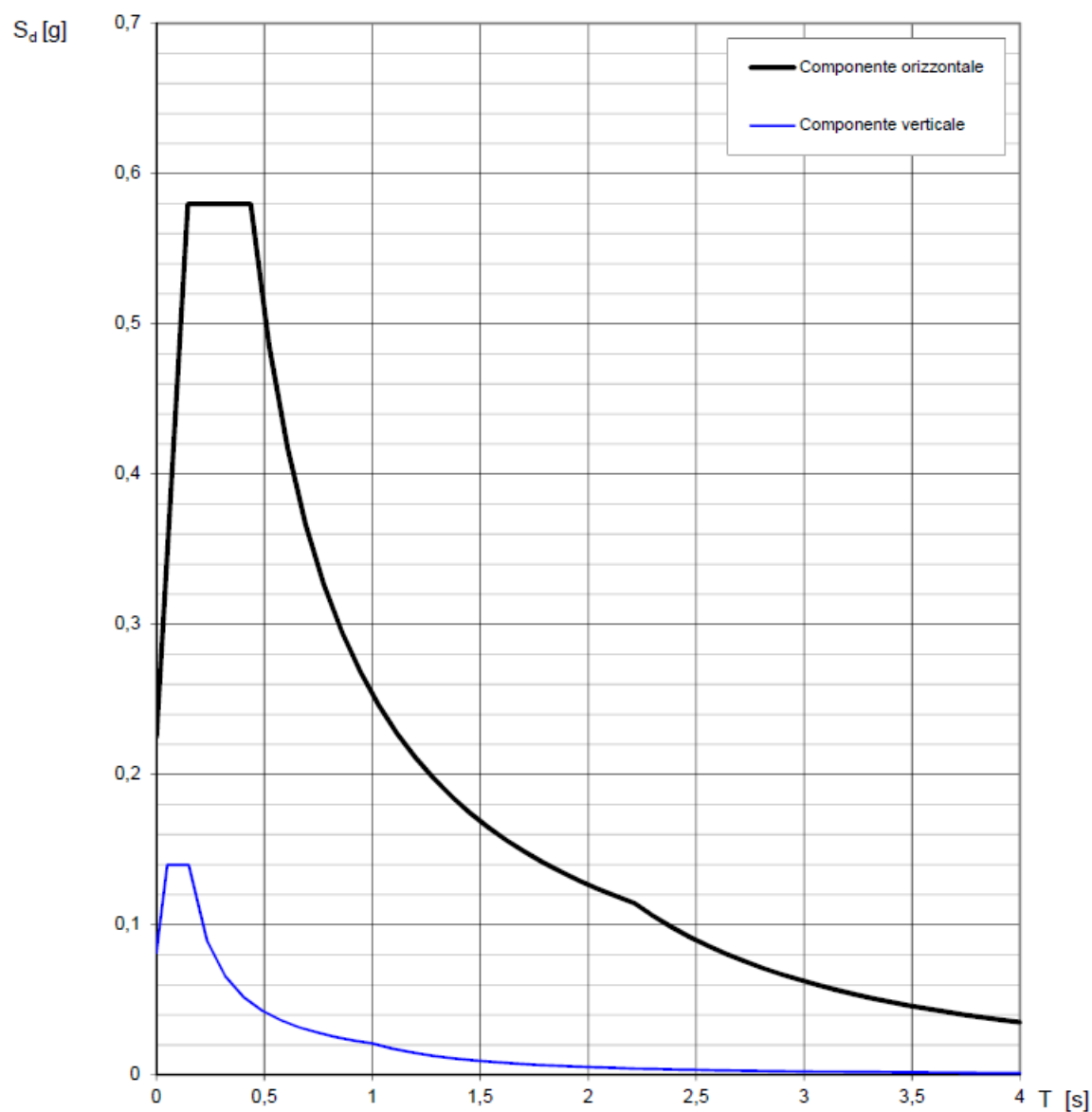
Tb è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.

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_0	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)

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

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

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

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

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)

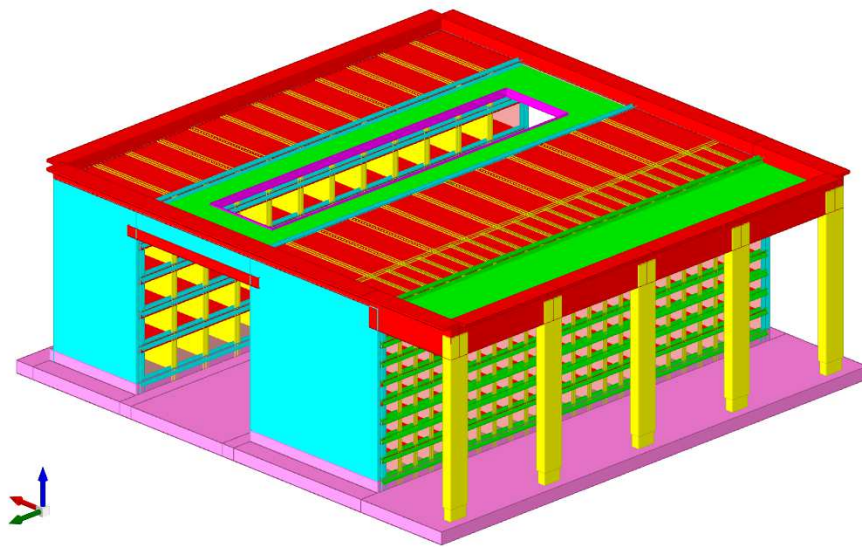
Punti dello spettro di risposta

	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

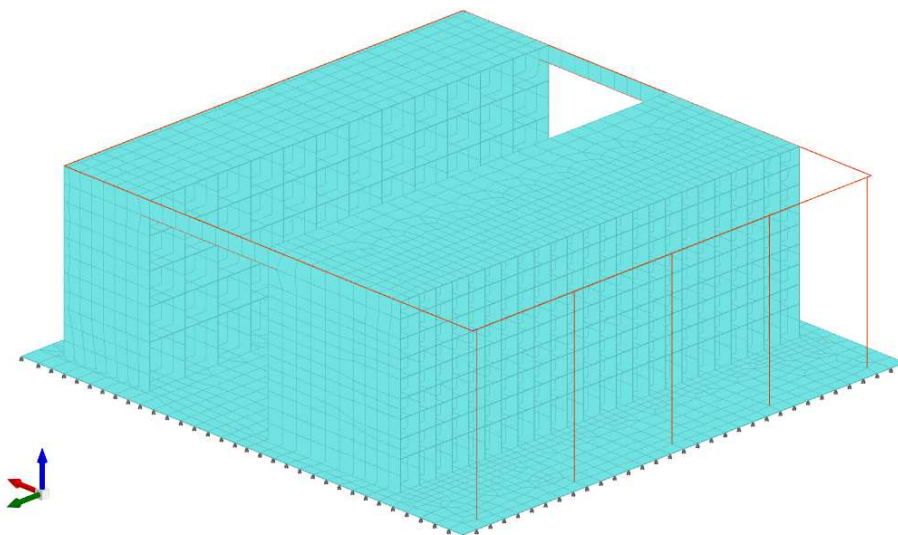
13 MODELLO F.E.M.

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.

14 VALUTAZIONE DELLE AZIONI DI PROGETTO

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 **$q = 1.5$** .

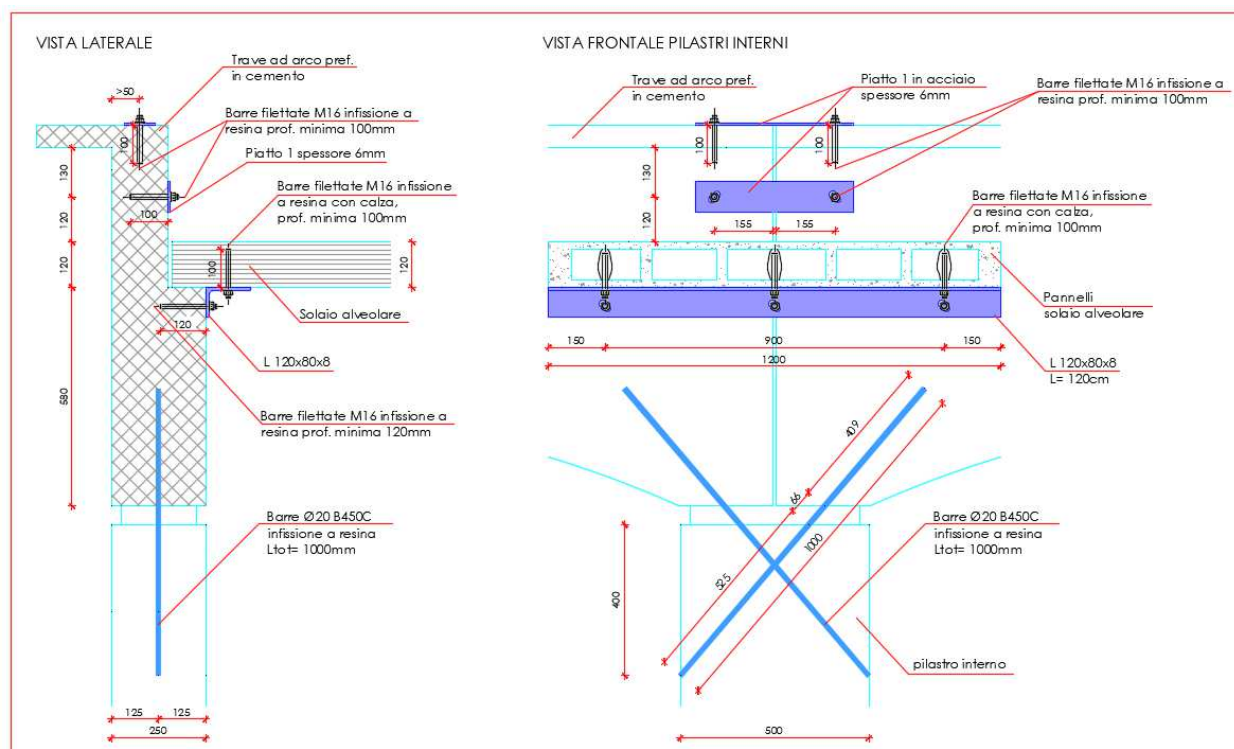
$$A_g = 0.580g$$

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

15 VERIFICHE INTERVENTI IN COPERTURA

• 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 $\varnothing 20$ 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.



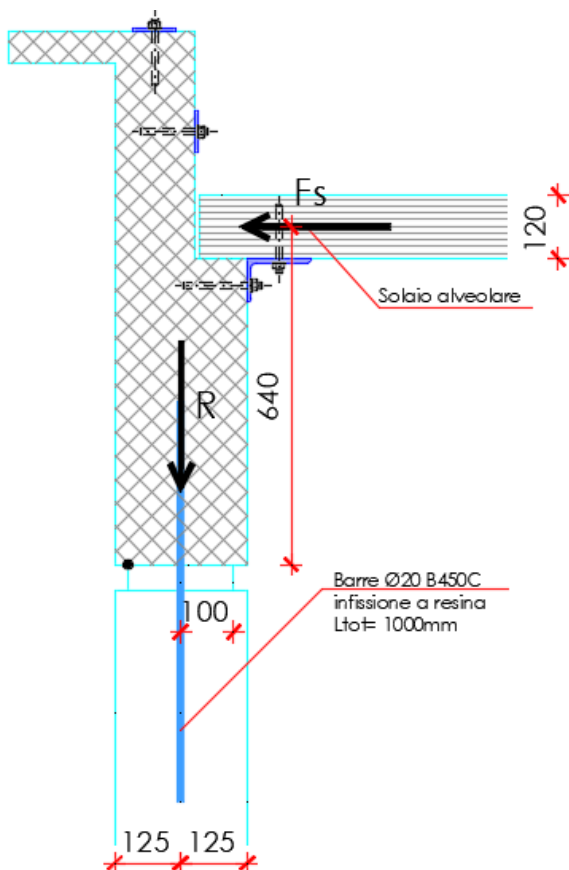
Collegamenti travi – pilastri lato sud

La forza di progetto per ciascuna connessione è il taglio sismico agente sui pilastri che nel caso in esame vale:

$$F_S = M_{\text{Sismica}} \times S_{ed} = 2'594 \times 0.387 = 1000 \text{ daN}$$

$$M_{\text{Sismica}} = Q_{\text{Perm}} \times A_{\text{influenza}} + P_{\text{P.trave}} = (150+10) \times (2.82 \times 2) + 600 \times 2.82 = 2'594 \text{ daN}$$

Prevedendo di inserire una connessione a metà del pilastro si avrà un'azione sollecitante su ogni barra data dall'eventuale ribaltamento della trave pari a:



$$R = F_s \times 64/10 = 1000 \times 64/10 = 6'400 \text{ daN}$$

Ovvero $R/2 = 6'400/2 = 3'200 \text{ daN}$ per ogni connessione

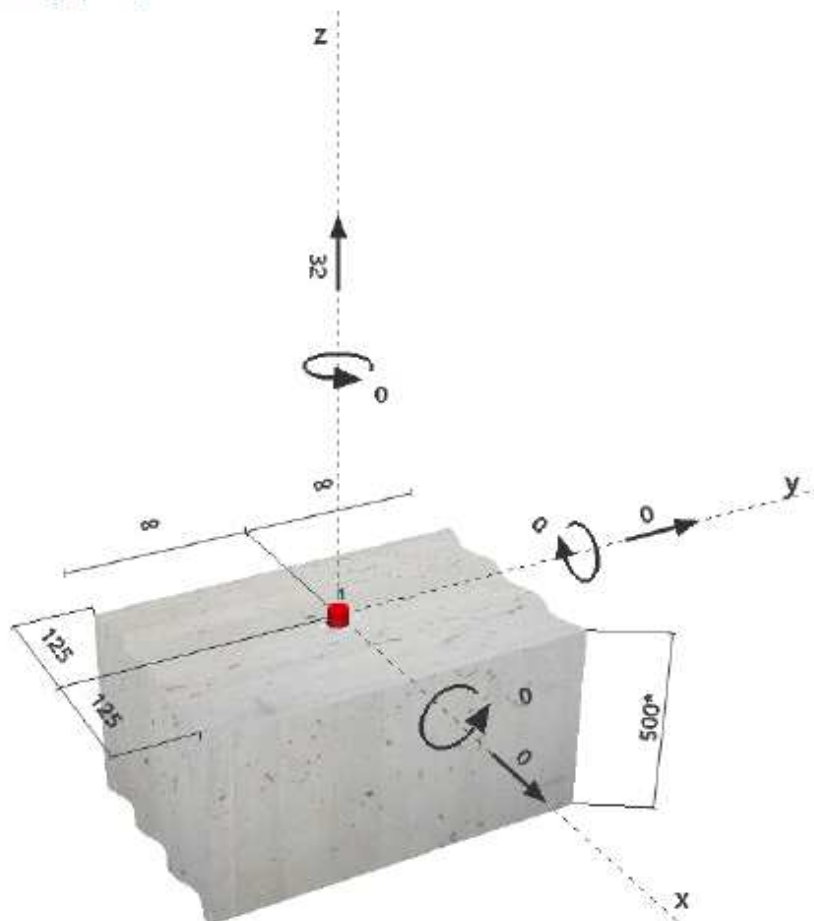
Si riporta di seguito la verifica dell'ancoraggio, processata con il software HILTI PROFIS.

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-RE 500 V3 + Rebar B450C 20mm	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,act} = 200 \text{ mm}$ ($h_{ef,int} = - \text{ mm}$)	
Materiale:	B450C	
Certificazione No.:	Dati Tecnici Hilti	
Emesso l Valido:	- -	
Prova:	metodo di calcolo Extended ETAG BOND (EOTA TR 029)	
Fissaggio distanziato:	- (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)	
Profilo:	nessun profilo	
Materiale base:	non fessurato calcestruzzo, C30/37, $f_{c,cube} = 37,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 500 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C	
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto	
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \varnothing) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\varnothing \leq 10 \text{ mm}$) con armatura di bordo longitudinale $d \geq 12$	

^R - l'utilizzatore è tenuto a garantire la presenza di una piastra base rigida per lo spessore indicato con le soluzioni adeguate (rinforzi, ...)

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	32,000	0,000	0,000	0,000

Compressione max. nel calcestruzzo: - [%]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]

Forze di ancoraggio basate sui valori ipotizzati per la piastra base rigida!

3 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	32,000	116,429	28	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	32,000	46,716	69	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	32,000	39,822	81	OK
Fessurazione**	32,000	87,903	37	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	γ_{Ms}	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
163,000	1,400	116,429	32,000

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,ucr,25}$ [N/mm ²]	$s_{\sigma,Np}$ [mm]	$c_{\sigma,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]
136,626	298,667	14,00	547	273	125
ψ_c	$\tau_{Rk,ucr}$ [N/mm ²]	k	$\psi_{\sigma,Np}^0$	$\psi_{\sigma,Np}$	
1,040	14,56	3,200	1,000	1,000	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$
0	1,000	0	1,000	0,837	1,000
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	γ_{Mp}	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Ed} [kN]	
182,963	70,074	1,500	46,716	32,000	

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{\sigma,N}$ [mm]	$s_{\sigma,N}$ [mm]		
150,000	360,000	300	600		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1,000	0	1,000	0,825	1,000
k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	γ_{Mc}	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Ed} [kN]	
10,100	173,767	1,500	39,822	32,000	

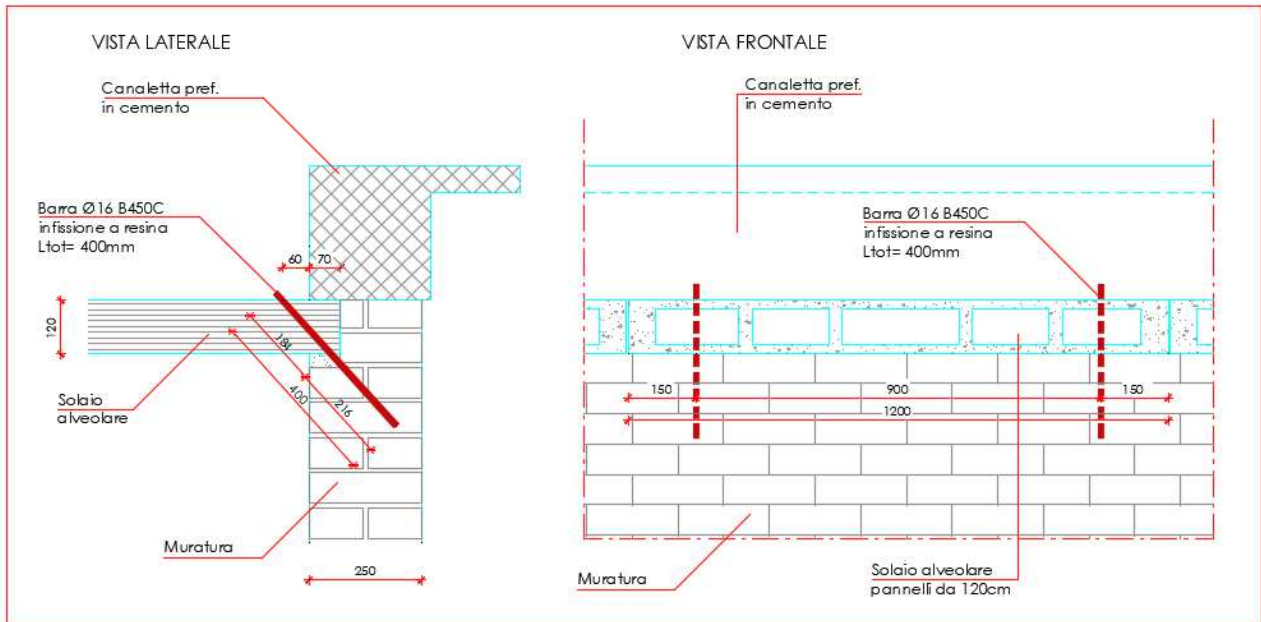
3.4 Fessurazione

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{\sigma,sp}$ [mm]	$s_{\sigma,sp}$ [mm]	$\psi_{h,sp}$		
100,000	160,000	200	400	1,368		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	k_1
0	1,000	0	1,000	0,888	1,000	10,100
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Rd,sp}$ [kN]	N_{Ed} [kN]			
173,767	1,500	87,903	32,000			

L'ancoraggio risulta verificato!

- **Collegamenti pannelli di copertura**

Al fine di prevedere un piano di copertura con funzione di membrana, in grado di ripartire l'azione sismica di progetto, si prevede di realizzare il collegamento fra i pannelli di copertura e le murature perimetrali mediante l'infissione di barre $\varnothing 16$ B450C lunghe 40cm in acciaio B450C poste a 150mm dal bordo del pannello e infisse dall'alto con resina HILTI HY 200 o equivalente per una profondità minima di 200mm, come da particolare esecutivo riportato di seguito.



Collegamenti pannelli copertura lato nord

Si calcola di seguito la forza sismica di progetto agente sull'intera copertura e successivamente la quota-parte assorbita da ogni connessione.

A favore di sicurezza si trascura la presenza del foro in copertura.

$$F_{S,totale} = M_{Sismica,totale} \times S_{ed} = 39'047 \times 0.387 = 15'112 \text{ daN}$$

$$M_{Sismica,totale} = Q_{Perm} \times A_{totale} P_{P.travi+canalette} = (150+10) \times (12.30 \times 11.80) + 15'825 = 39'047 \text{ daN}$$

$$P_{P.travi+canalette} = 15'825 \text{ daN}$$

Da cui prevedendo 2 connessioni per lato per ogni pannello di copertura e considerando che ci sono 10 pannelli si ha che la forza sismica di progetto a taglio agente su ogni connessione vale:

$$F_{S,connessione} = F_{S,totale} / (2 \times 2 \times 10) = 15'112 / 40 = 378 \text{ daN}$$

Considerando che le barre sono disposte circa una al metro, si assume che la resistenza della connessione sia data dal minore dei seguenti contributi:

a) *resistenza per rottura a taglio della muratura* $\rightarrow V_d(muratura)$

$$V_d(muratura) = (f_{v,k0}/FC + 0.4 \times \sigma) / \gamma_m \times A = (2.8/1.2 + 0.4 \times 0.122) / 2.4 \times (25 \times 100) = 2'481 \text{ daN}$$

$$\sigma = P_{canaletta} + P_3 \text{ corsi muratura} = 230 + (1500 \times 0.25 \times 0.20 \times 1) / (25 \times 100) = 0.122 \text{ daN/cm}^2$$

b) resistenza a "rifollamento" della muratura $\rightarrow V_d(\text{rifollamento})$

$$V_d(\text{rifollamento}) = (f_k / FC \gamma_m) \times \emptyset \times L_{infiss.} \times 2.5 = (65 / 1.2 \times 2.4) \times 1.6 \times 10 \times 2.5 = 903 \text{ daN}$$

N.B. Il fattore 2.5 tiene conto dell'effetto di resistenza dato dalla porzione di muratura circostante non interessata dal rifollamento.

c) resistenza a taglio della barra in acciaio $\rightarrow V_d(\text{acciaio})$

$$V_d(\text{acciaio}) = (0.7 \times f_{yk} / \gamma_s) \times A_{\emptyset 16} = (0.7 \times 4'500 / 1.15) \times 2 = 5'478 \text{ daN}$$

$$V_d = \text{MIN} (V_d(\text{muratura}); V_d(\text{rifollamento}); V_d(\text{acciaio})) = \text{MIN} (2'481; 903; 5'478) = 903 \text{ daN}$$

$$F_{S,connessione} < V_d \rightarrow \text{verificato!}$$

Dove:

$f_k = 65 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow$ resistenza caratteristica a compressione della muratura;

$f_{v,k0} = 2.8 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow$ resistenza caratteristica a taglio della muratura;

$FC = 1.2 \rightarrow$ fattore di confidenza per Livello di conoscenza 2

$\sigma = 0.122 \rightarrow$ tensione normale media dovuta ai carichi verticali in combinazione sismica;

$\gamma_m = 2.4 \rightarrow$ coefficiente parziale di sicurezza della muratura per verifiche sismiche;

$A = 25 \times 100 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Area della sezione di muratura verificata;

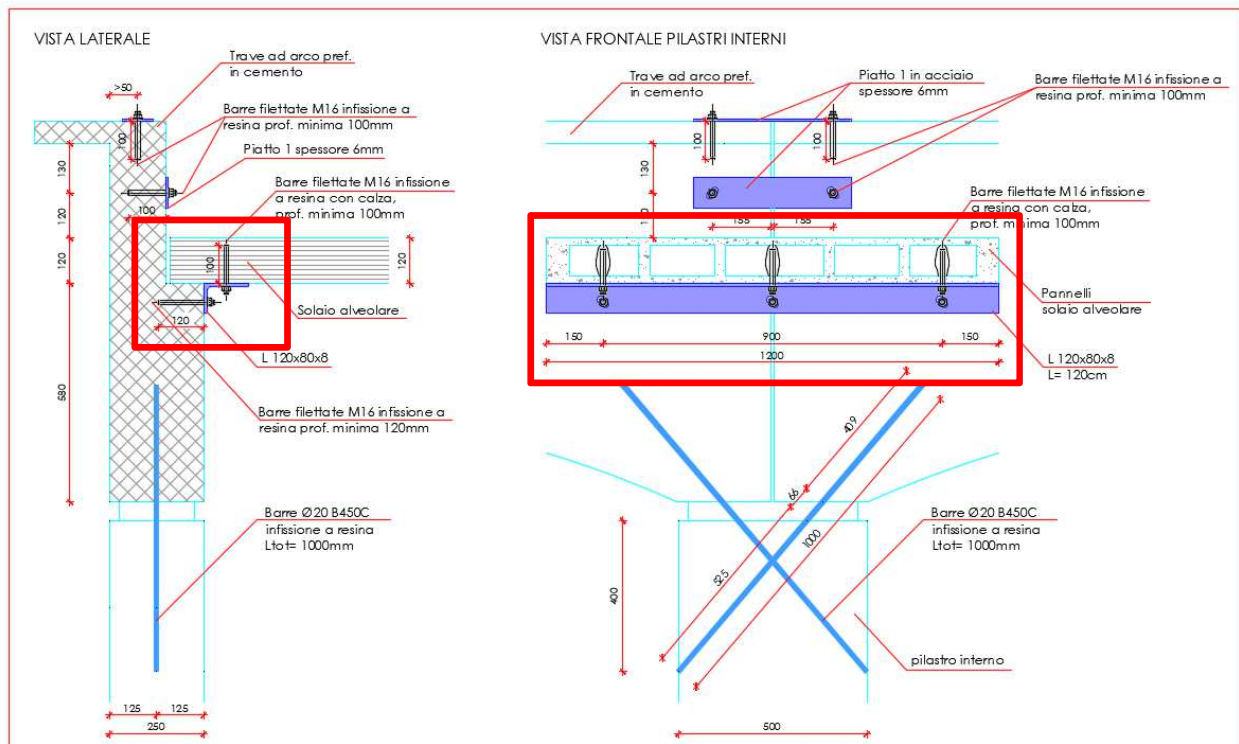
$f_{yk} = 4'500 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow$ resistenza caratteristica a trazione dell'acciaio;

$\gamma_s = 1.15 \rightarrow$ coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio;

$\emptyset = 1.6 \text{ cm} \rightarrow$ diametro della barra in acciaio inserita;

$L_{infiss.} = 10 \text{ cm} \rightarrow$ profondità d'infissione della barra (a favore di sicurezza si considera tale profondità, inferiore a quella realmente prescritta).

Sul lato sud le connessioni dei pannelli di copertura sono state dimensionate anche per il sostegno statico dei pannelli stessi. Si è previsto un angolare metallico L 120x80x8 connesso sia sulla trave che sui pannelli con 3 barre M16 Cl.8.8 infisse con resina HILTI HY 200 per almeno 120mm.



Collegamenti pannelli copertura lato sud

La forza sismica di progetto per ogni connessione resta quella calcolata al punto precedente, e riportata di seguito.

$F_{Sisma,connessione} = 378 \text{ daN} \rightarrow$ forza di trazione sulla connessione (a favore di sicurezza è stata trascurata la connessione centrale)

Si procede di seguito con il calcolo dell'azione derivante dai carichi verticali.

$F_{Statica,connessione} = (M_{SLU} \times A_{influenza} \times 1.5) / 3 = ((150+10+120) \times (2.82 \times 2) \times 1.5) / 3 = 790 \text{ daN} \rightarrow$ forza di taglio sulla connessione

Si riporta di seguito la verifica dell'ancoraggio, processata con il software HILTI PROFIS.

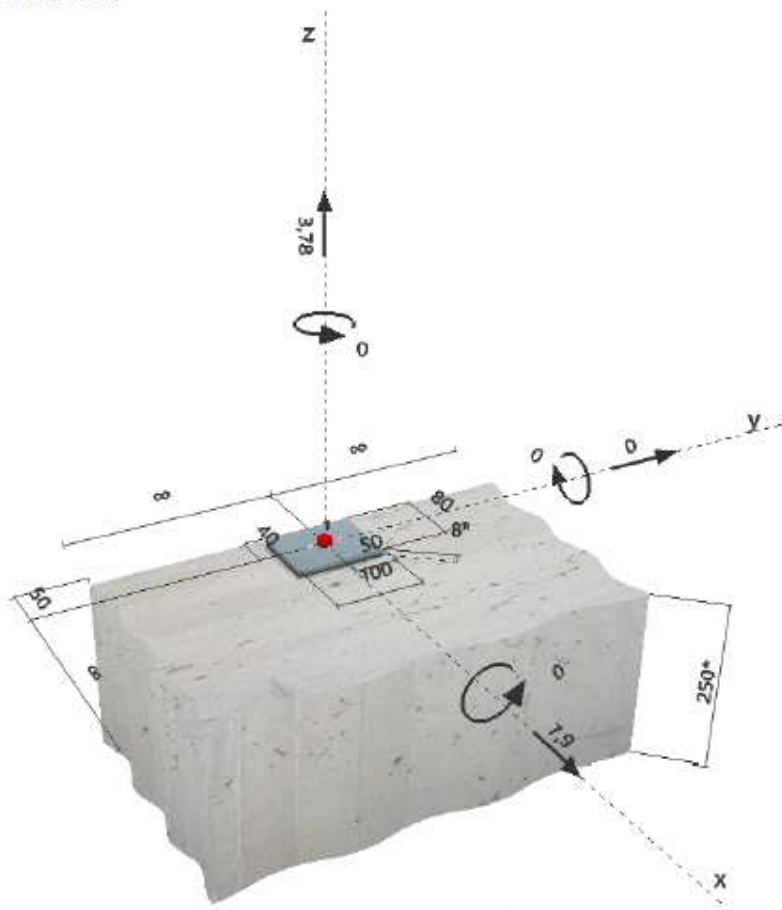
1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-HY 200-A + HIT-V (8.8) M16
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,act} = 120 \text{ mm}$ ($h_{ef,lim} = - \text{ mm}$)
Materiale:	8.8
Certificazione No.:	ETA 11/0493
Emesso l Validato:	28/07/2017 -
Prova:	metodo di calcolo ETAG BOND (EOTA TR 029)
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 8 \text{ mm}$
Piastra d'ancoraggio:	$l_x \times l_y \times t = 80 \text{ mm} \times 100 \text{ mm} \times 8 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)
Profilo:	nessun profilo
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, C20/25, $f_{c,cube} = 25,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 250 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \varnothing) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\varnothing \leq 10 \text{ mm}$) con armatura di bordo longitudinale $d \geq 12$



^R - l'utilizzatore è tenuto a garantire la presenza di una piastra base rigida per lo spessore indicato con le soluzioni adeguate (rinforzi, ...)

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan. Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan.

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	3,780	7,900	7,900	0,000

Compressione max. nel calcestruzzo:

- [%]

Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo:

- [N/mm²]

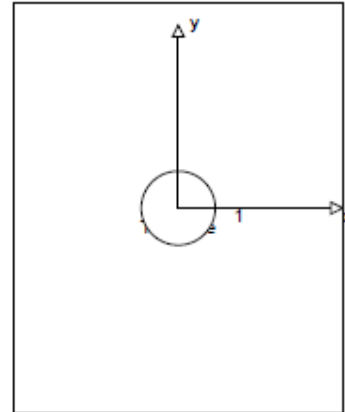
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0):

3,780 [kN]

risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0):

0,000 [kN]

Forze di ancoraggio basate sui valori ipotizzati per la piastra base rigida!



3 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	3,780	84,000	5	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	3,780	17,106	23	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	3,780	15,789	24	OK
Fessurazione**	3,780	24,570	16	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
126,000	1,500	84,000	3,780

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,ucr,25}$ [N/mm ²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]
82.800	129.600	18,00	360	180	50
ψ_c	$\tau_{Rk,cr}$ [N/mm ²]	k	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
1,000	8,50	2,300	1,000	1,000	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$
0	1,000	0	1,000	0,783	1,000
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Sd} [kN]	
51,271	25,659	1,500	17,106	3,780	

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]		
82.800	129.600	180	360		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1,000	0	1,000	0,783	1,000
k_1	$N_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Sd} [kN]	
7,200	47,323	1,500	15,789	3,780	

3.4 Fessurazione

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,sp}$ [mm]	$s_{cr,sp}$ [mm]	$\psi_{h,sp}$		
40.800	57.600	120	240	1,333		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	k_1
0	1,000	0	1,000	0,825	1,000	7,200
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Rd,sp}$ [kN]	N_{Sd} [kN]			
47,323	1,500	24,570	3,780			

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_V [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	7,900	50,400	16	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	7,900	31,578	26	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
63,000	1,250	50,400	7,900

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor	k_1
82.800	129.600	180	360	2,000	7,200
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1,000	0	1,000	0,783	1,000
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
47,323	1,500	31,578	7,900		

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.4)

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,239	0,250	1,500	25	OK

$$\beta_N^2 + \beta_V^2 \leq 1,0$$

6 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk} = 2,800 [kN]	δ_N = 0,032 [mm]
V_{Sk} = 5,852 [kN]	δ_V = 0,234 [mm]
	δ_{NV} = 0,236 [mm]

Carichi a lungo termine:

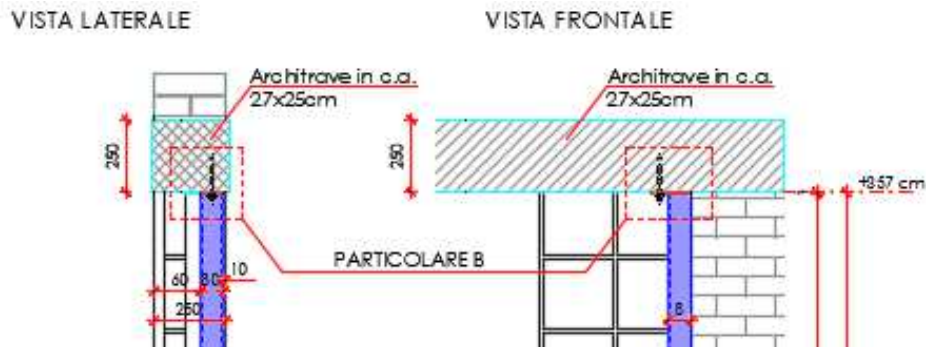
N_{Sk} = 2,800 [kN]	δ_N = 0,074 [mm]
V_{Sk} = 5,852 [kN]	δ_V = 0,351 [mm]
	δ_{NV} = 0,359 [mm]

L'ancoraggio risulta verificato!

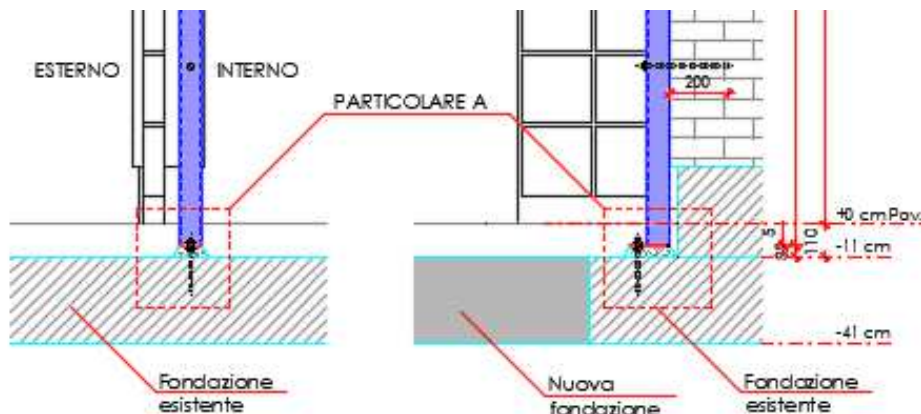
16 VERIFICHE INTERVENTI STRUTTURA IN ELEVAZIONE

- **Ripristino appoggi architrave e stabilizzazione murature**

Agli Appoggi dei 2 architravi sui lati est e ovest si prevede la realizzazione e posa di un tubolare in acciaio 80x80x5, fissato sia in fondazione che in testa mediante una barra M12 Cl.8.8 infissa con resina HILTI HY 200 o equivalente per una profondità minima di 120mm, come da particolare esecutivo riportato di seguito. L'intervento ha anche la funzione di stabilizzare le murature adiacenti.

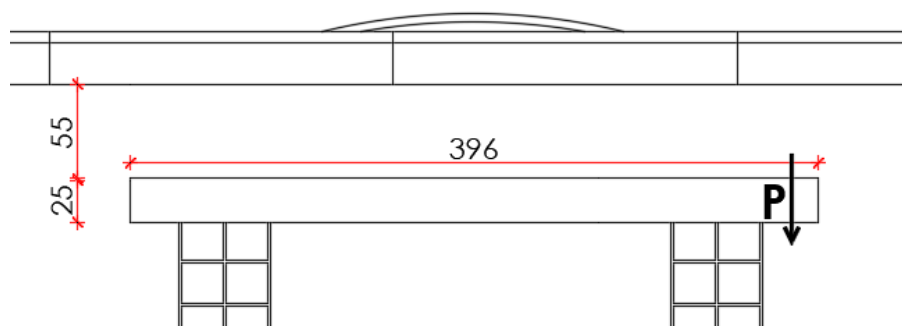


Particolare fissaggio tubolare 80x80x5 su architrave



Particolare fissaggio tubolare 80x80x5 su fondazione

L'azione di progetto è il taglio sull'architrave, dato dal peso proprio, dalla muratura soprastante e dal peso della canaletta prefabbricata.

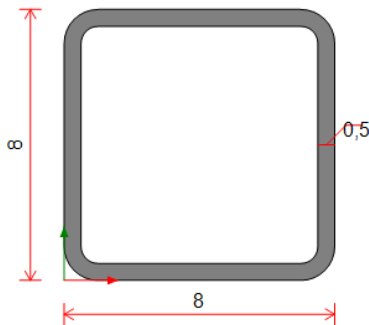


Vista frontale architrave

$$P = P_{p,architrave} + P_{muratura} + P_{canaletta} = (2'500 \times 0.27 \times 0.25 \times 4 \times 1.3 + 1'500 \times 0.25 \times 4 \times 0.55 \times 1.5 + 230 \times 4 \times 1.5) / 2 = 1'748 \text{ daN}$$

Si riporta il tabulato di verifica del profilato.

Verifica profilo 80x80x5 in acciaio S235



Legenda simboli:

Sezione: sezione in acciaio

Rotazione: rotazione della sezione [deg]

Area: area inerziale nel sistema geometrico centrato nel baricentro. [cm²]

Jx: momento d'inerzia attorno all'asse orizzontale baricentrico di definizione della sezione. [cm⁴]

Jy: momento d'inerzia attorno all'asse verticale baricentrico di definizione della sezione. [cm⁴]

ix: raggio di inerzia relativo all'asse x. [cm]

iy: raggio di inerzia relativo all'asse y. [cm]

Wx: modulo di resistenza elastico minimo relativo all'asse x. [cm³]

Wy: modulo di resistenza elastico minimo relativo all'asse y. [cm³]

Wplx: modulo di resistenza plastico relativo all'asse x. [cm³]

Wply: modulo di resistenza plastico relativo all'asse y. [cm³]

X: distanza dal nodo iniziale. [cm]

Comb.: combinazione di verifica.

Sfruttamento: rapporto di sfruttamento per la verifica in esame, inverso del coefficiente di sicurezza. Verificato se minore o uguale di 1.

Classe: classe della sezione.

NEd: sollecitazione assiale. [daN]

Nc,Rd: resistenza assiale a compressione ridotta per taglio. [daN]

Nt,Rd: resistenza assiale a trazione ridotta per taglio. [daN]

Riduzione da taglio: rapporto tra la resistenza assiale ridotta per taglio e la resistenza assiale.

px: coefficiente di riduzione della resistenza di snervamento per taglio in direzione x.

py: coefficiente di riduzione della resistenza di snervamento per taglio in direzione y.

Verifica: stato di verifica

Numero rit.: numero del ritegno

Presente: indica se il ritegno è presente o meno

Ascissa: ascissa del ritegno rispetto al nodo iniziale del superelemento o ascissa iniziale e finale della campata [cm]

Campata: campata tra i ritegni

βx/m: coefficiente di lunghezza efficace per rotazione attorno a x/m

Vincolo a entrambi estremi: indica se il tratto è vincolato a entrambi gli estremi

λx/m: snellezza attorno a x/m del tratto tra i due ritegni

λVer: snellezza accettabile

βy/n: coefficiente di lunghezza efficace per rotazione attorno a y/n

k,LT: coefficiente di lunghezza efficace per rotazione nel calcolo del momento critico ENV1993-1-1 F 1.2(3)

kw,LT: coefficiente di lunghezza efficace per ingobbamento nel calcolo del momento critico ENV1993-1-1 F 1.2(4)

λy/n: snellezza attorno a y/n del tratto tra i due ritegni

Obblig.: indica se la verifica è obbligatoria da norma.

Nb,Rd: resistenza a instabilità della membratura compressa. [daN]

χ,min: coefficiente di riduzione minimo.

l0 x/m: lunghezza libera di inflessione per inflessione attorno l'asse x-x / m-m. [cm]

l0 y/n: lunghezza libera di inflessione per inflessione attorno l'asse y-y / n-n. [cm]

λ adim. x/m: snellezza adimensionale per inflessione attorno l'asse x-x / m-m.

λ adim. y/n: snellezza adimensionale per inflessione attorno l'asse y-y / n-n.

N,crit x/m: carico critico per inflessione attorno all'asse x-x / m-m. [daN]

N,crit y/n: carico critico per inflessione attorno all'asse y-y / n-n. [daN]

Caratteristiche del materialeAcciaio: S235, $f_y = 2350$ **Caratteristiche geometriche**

Lunghezza: 368

Nodo iniziale: 2 Nodo finale: 3

Cerniera iniziale: No Cerniera finale: No

Sovreresistenza: 0% Sisma Z: No

Caratteristiche della sezione

Sezione	Rotazione	Area	Jx	Jy	ix	iy	Wx	Wy	Wplx	Wply
EN10219 80x80x5	0	14.36	131.44	131.44	3.03	3.03	32.86	32.86	39.74	39.74

Verifiche di resistenza**Verifiche a forza assiale §4.2.4.1.2 NTC18**

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	Nc,Rd	Nt,Rd	Riduzione da taglio	px	py	Verifica
0	LU 1	0.056	1	-1789.5	32130.5		1	0	0	Si

Verifiche ad instabilità**Caratteristiche iniziali**

Membratura principale per controllo snellezza; Calcolo di snellezze ed N critici condotti secondo gli assi principali;

Curva X: c; Curva Y: c; Svergolamento: Carico all'estradosso; Curva svergolamento: d;

Dati per instabilità attorno a x

Numero rit.	Presente	Ascissa	Campata	$\beta x/m$	Vincolo a entrambi estremi	$\lambda x/m$	λVer
1	Si	0					
			1-2	1	Si	121.6	Si, (<200)
2	Si	368					

Dati per instabilità attorno a y

Numero rit.	Presente	Ascissa	Campata	$\beta y/n$	k,LT	kw,LT	Vincolo a entrambi estremi	$\lambda y/n$	λVer
1	Si	0							
			1-2	1	1	1	Si	121.6	Si, (<200)
2	Si	368							

Verifica di stabilità membrature compresse §4.2.4.1.3.1 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	Obblig.	NEd	Nb,Rd	χ_{min}	I0 x/m	I0 y/n	$\lambda_{adim. x/m}$	$\lambda_{adim. y/n}$	N _{crit x/m}	N _{crit y/n}	Verifica
0	LU 1	0.142	1	Si	-1789.5	12560.8	0.391	368	368	1.295	1.295	20116.7	20116.7	Si

Per stabilizzare le murature adiacenti, si prevedono su ciascun tubolare 3 ancoraggi orizzontali costituiti da barre M12 Cl.8.8 infisse con resina HILTI HY 200 o equivalente per una profondità minima di 200mm.

B': larghezza efficace [cm]
L': lunghezza efficace [cm]
C: coesione di progetto [daN/cm²]
ys: peso specifico del terreno di progetto [daN/cm³]
Qs: sovraccarico laterale da piano di posa [daN/cm²]
Amax: accelerazione normalizzata massima attesa al suolo
Rd: resistenza alla rottura del complesso di progetto [daN]
Ed: azione di progetto (sforzo normale al piano di posa) [daN]
Rd/Ed: coefficiente di sicurezza alla capacità portante
N:
Nq: fattore di capacità portante per il termine di sovraccarico
Nc: fattore di capacità portante per il termine coesivo
Ng: fattore di capacità portante per il termine attritivo
S:
Sq: fattore correttivo di capacità portante per forma (shape), per il termine di sovraccarico
Sc: fattore correttivo di capacità portante per forma (shape), per il termine coesivo
Sg: fattore correttivo di capacità portante per forma (shape), per il termine attritivo
D:
Dq: fattore correttivo di capacità portante per approfondimento (deep), per il termine di sovraccarico
Dc: fattore correttivo di capacità portante per approfondimento (deep), per il termine coesivo
Dg: fattore correttivo di capacità portante per approfondimento (deep), per il termine attritivo
I:
Iq: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del carico, per il termine di sovraccarico
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 attritivo

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 attritivo

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 attritivo

P:

Pq: fattore correttivo di capacità portante per punzonamento, per il termine di sovraccarico

Pc: fattore correttivo di capacità portante per punzonamento, per il termine coesivo

Pg: fattore correttivo di capacità portante per punzonamento, per il termine attritivo

E:

Eq: fattore correttivo di capacità portante per sisma (earthquake), per il termine di sovraccarico

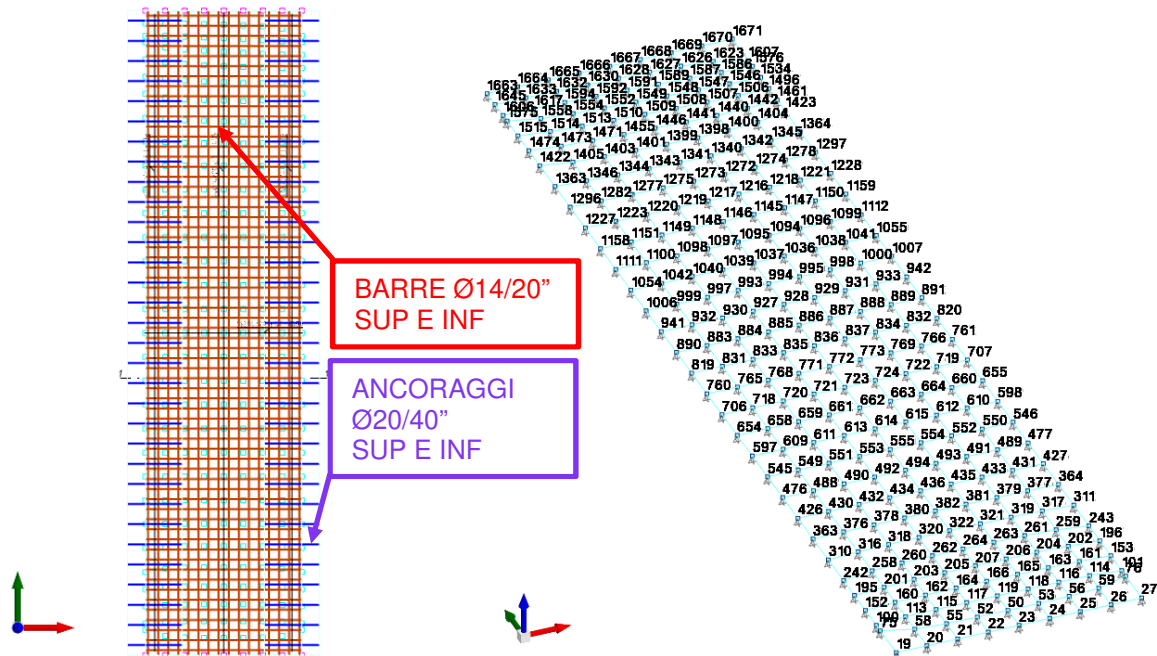
Ec: fattore correttivo di capacità portante per sisma (earthquake), per il termine coesivo

Eg: fattore correttivo di capacità portante per sisma (earthquake), per il termine attritivo

Le unità di misura delle verifiche elencate nel capitolo sono in [cm, daN, deg] ove non espressamente specificato.

Platea a "Fondazione"

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



Vista armature e nodi platea

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
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	σc	σlim	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	σf	σlim	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	γR	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'	Cnd	C	Phi	γs	Qs	Amax	γR	Rd	Ed	Rd/Ed	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	2102340	1021730	-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

I D	N			S			D			I			B			G			P			E		
	Nq	Nc	Ng	Sq	Sc	Sg	Dq	Dc	Dg	Iq	Ic	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

18 CONCLUSIONI

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.