

VARIANTE

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO

Ambito 43 del PRG di Napoli

Polo Urbano Integrato di Via Botteghelle

Art. 26 della Legge Urbanistica Regionale "Norme sul Governo del Territorio" n. 16 del 22/12/2004 e smi; art. 7 (Riqualificazione aree urbane degradate) della Legge Regionale n.19 del 28/12/2009 e smi

Committente:

Fingestim s.r.l.

sede legale: Via A. Diaz 102 - 80026 Casoria (NA) - P.IVA 04928120965

Progetto:

Urbanistica e coordinamento

UAP Studio Srl

Via Posillipo 272 | 80122 | Napoli | tel./fax 0815751682 | www.uap.it | uapstudio@uap.it

Infrastrutture e mobilità

In.Co.Se.T. s.r.l.

Via E. Di Marino, 11 | 84013 | Cava de' Tirreni (SA) | tel. 0898420196 | fax 0898420197 | info@incoset.it | www.incoset.it

Paesaggio e agronomia

Progetto Verde coop.r.l

Via Solitaria, 39 | 80132 | Napoli | tel. 081 7642169 | fax. 0812400598 | info@progettoverde.eu

Infrastrutture idrauliche e sottoservizi

Prof. Ing. Rudy Gargano

via A.Falcone, 260/B1 | 80127 | Napoli | tel. 081 578 5790 | gargano@unicas.it

Geologia

Dott. Roberto Landolfi

Via Marc'Antonio, 23 | 80125 | Napoli | tel/fax 0815935235 | geolan@libero.it

Indagini strutturali e sulla consistenza del patrimonio architettonico

Studio associato di ingegneria Russo&Verde

via S.D'acquisto, 5 | 81031 | Aversa (Ce) | tel.0815039283 | studioruve@gmail.com

Fattibilità economica e costi

Ing. Lucia Rossi

via Popilia, 21 | 84025 | Eboli (Sa) | tel. 08280620133 | ing.luciarossi@libero.it

Aspetti giuridico amministrativi

Avv. Marcello Fortunato

via Santi Martiri Salernitani, 31 | 84123 | Salerno | tel. 089250770 | fax0892574070 | marcello.fortunato@studiolegalefortunato.it

RELAZIONE TECNICA GENERALE - ANALISI DELLE STRUTTURE ESISTENTI

-

R.2

RIF. SETTORE

NUM. ELABORATO

SCALA: -

FORMATO: A4

COD. FILE: R.2

DATA: LUGLIO 2014

AGGIORN.: APRILE 2016



COMUNE DI NAPOLI

PROGETTO DI VARIANTE AL PIANO URBANISTICO ATTUATIVO (PUA) RELATIVO ALL'AMBITO 43.1 DELLA VARIANTE GENERALE AL PRG DI NAPOLI DENOMINATO "MAGAZZINI APPROVVIGIONAMENTO FERROVIARI" IN VIA BOTTEGHELLE, IN ADESIONE ALLA LEGGE REGIONALE N.19/2009 E S.M.I. (PIANO CASA)



EX MAGAZZINI DI APPROVVIGIONAMENTO FERROVIARIO
"BOTTEGHELLE"

STUDIO ASSOCIATO DI INGEGNERIA
RUSSO & VERDE

VIA S. D'ACQUISTO ,5-D - 81031 AVERSA (CE)
tel/fax: 081 5039283 - mail: studioruve@gmail.com

ANALISI STRUTTURE ESISTENTI

REV.	DATA	DESCRIZIONE	DISEGNATORE	VISTO

COMMITTENTE:

Fingestim S.r.l.

Sede legale: via Manzoni, 12 - 20144 Milano

ELABORATO:

Relazione tecnica generale

COMMESSA N.

ELABORATO ET-ST.01	REV.
SCALA	DATA
DISEGNATORE	VISTO

NOTE:

1. PREMESSA

Lo Studio Associato di Ingegneria RUSSO&VERDE, con convenzione d'incarico del giorno 03/08/2012, veniva incaricato dalla Soc. FINGESTIM s.r.l di redigere uno studio di analisi strutturale di edifici preesistenti, a supporto del progetto di Variante al Piano Urbanistico Attuativo (PUA), precedentemente approvato nel marzo 2011, relativo all' ambito 43.1 della Variante Generale al PRG di Napoli denominato "Magazzini approvvigionamento ferroviari" in Via Botteghelle.

Tale studio si inquadra nell'ambito dell'istanza che la Fingestim srl avanzerà in adesione alla legge regionale n. 19/2009 e smi (Piano Casa), sotto il coordinamento tecnico operato da Uap Studio Srl, società incaricata dalla committenza per la redazione complessiva e per il coordinamento della Variante di PUA ed ha per oggetto il recupero di un insieme di capannoni industriali con struttura portante verticale in tufo e/o mattoni pieni e copertura costituita da capriate in acciaio con sovrastante pannello di copertura in lamiera grecata, il tutto come meglio specificato nei paragrafi che seguono.

La presente relazione tecnica generale viene redatta in conformità alle specifiche prescrizioni normative di cui ai **Capp. 2, 3, 7, 8 e 10 del D.M. Infrastrutture e Trasporti 14 gennaio 2008** (G.U. 04.02.2008 n.29 - Suppl. Ord. n.30) "Norme Tecniche per le Costruzioni" nonché alle istruzioni applicative di cui ai **Capp. C2, C3, C7, C8 e C10 della Circolare 2 febbraio 2009 n.617 del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti** (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 - Suppl. Ord. n.27) "Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008

2. DESCRIZIONE GENERALE DEI CORPI DI FABBRICA

I manufatti oggetto di studio consistono in una serie di capannoni industriali con pianta rettangolare allungata e struttura portante verticale prevalentemente in muratura di tufo, con funzione di magazzini di approvvigionamento per le Ferrovie dello Stato. Gli opifici in esame hanno diverse epoche di realizzazione ed alcuni di essi hanno subito nel tempo modifiche e/o ampliamenti. Si riporta di seguito una planimetria con l'indicazione degli intervalli temporali in cui sono stati costruiti i vari corpi di fabbrica.

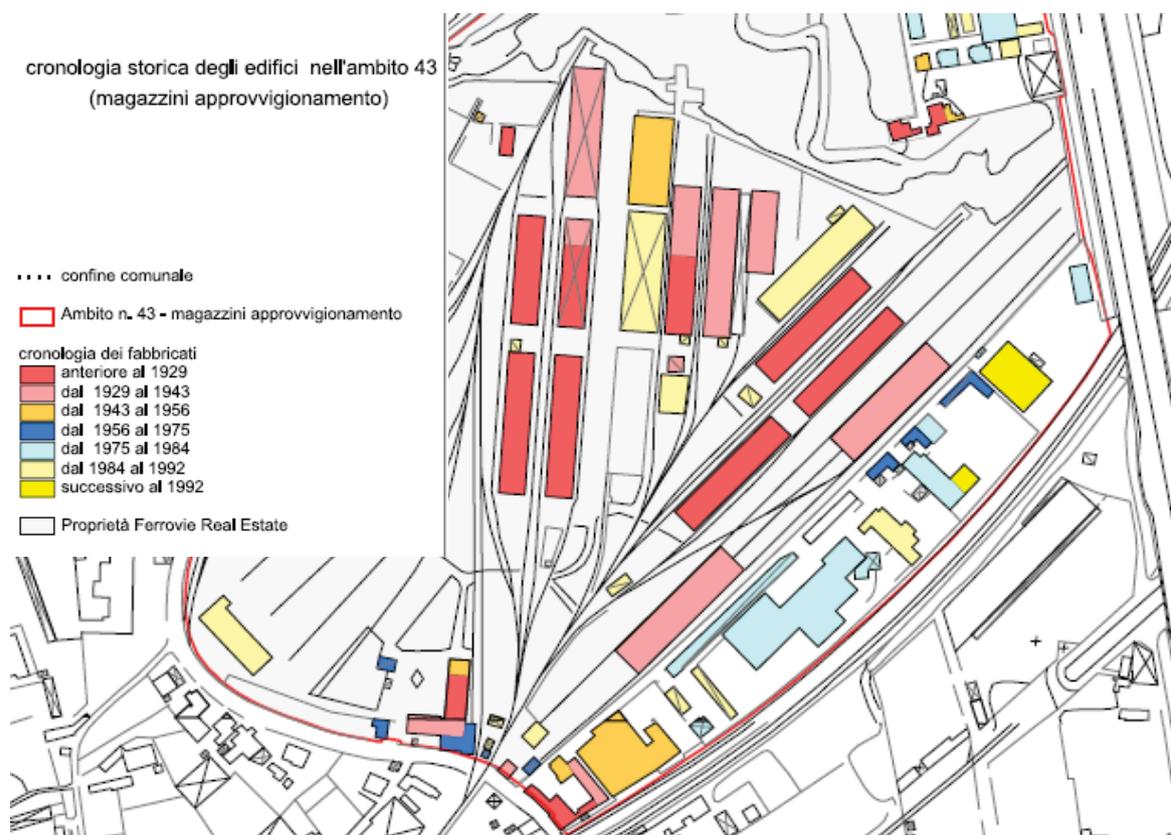


Fig. 1: Cronologia di realizzazione dei vari edifici

La destinazione d'uso prevalente dei vari corpi di fabbrica, ora in stato di abbandono, era quella di deposito e stoccaggio di materiali vari da utilizzare per la manutenzione dei veicoli ferroviari. Di seguito è riportata una planimetria catastale ed una foto aerea dell'area oggetto d'intervento.

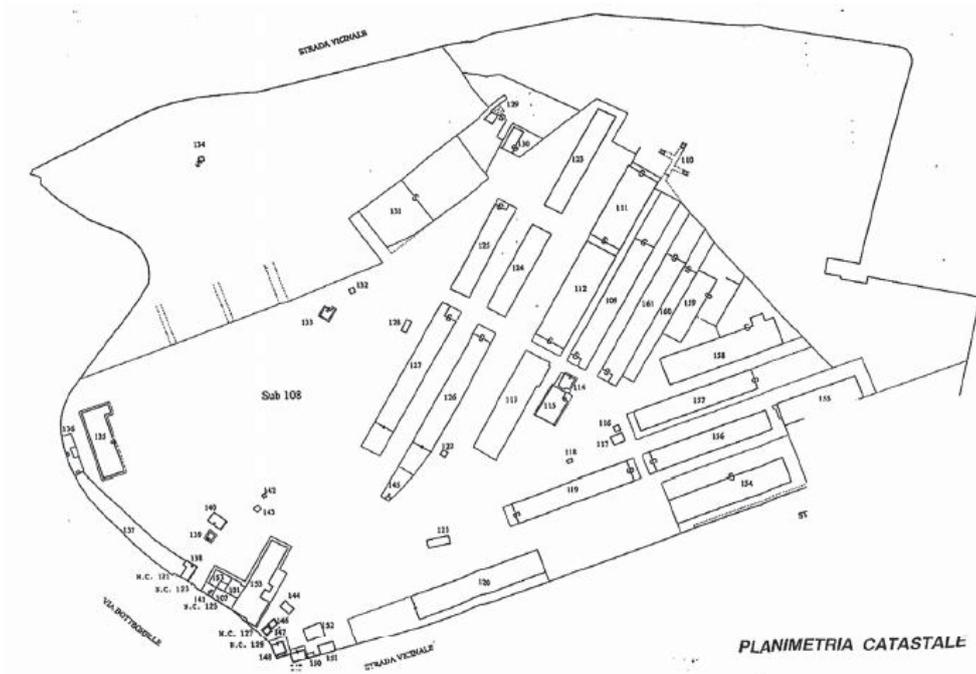


Fig. 2: Planimetria catastale di inquadramento



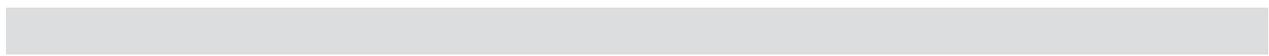
Fig. 3: Aereofotogrammetria di inquadramento

In accordo con quanto stabilito con la committenza ed in relazione alle esigenze progettuali dell'intero gruppo di lavoro, si è provveduto ad una serie di rilievi strutturali e tecnologici dei manufatti oggetto di recupero. Attraverso tali attività svolte in situ, si è venuti a conoscenza con maggiore precisione delle tecnologie costruttive, delle dimensioni degli elementi portanti e del quadro fessurativo e dei segni di dissesto esistenti.

In generale, i fabbricati in esame consistono in capannoni industriali con strutture portanti verticali prevalentemente caratterizzate da muratura in tufo con ringrossi locali in corrispondenza dell'appoggio delle capriate della sovrastante copertura. In altri manufatti si rilevano dei pilastri isolati in mattoni pieni. Le coperture sono costituite da capriate in acciaio poste ad interasse regolare, con profili ad L accoppiati. Il manto di copertura è realizzato con pannelli in lamiera grecata. In tali strutture di copertura sono altresì presenti controventati di falda e controventature ortogonali alle capriate stesse. Esse, nella maggioranza dei casi, si presentano tinteggiate ed in apparente buono stato di conservazione.

Alcuni capannoni sono caratterizzati dalla presenza al loro interno di soppalchi realizzati con struttura portante composta da pilastri e travi in c.a. ed impalcato a soletta piena.

Al fine di una più esauritiva descrizione dei vari manufatti si rimanda agli elaborati grafici in cui è riportato oltre al rilievo tecnologico/strutturale ed il quadro fessurativo di ciascun corpo, anche una rappresentazione fotografica.



3. RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE [§ 8.5.2 NTC e § C8.5.2]

Ai fini del presente studio è stata condotta un'analisi strutturale globale riferita al singolo organismo edilizio nonché una serie di verifiche locali finalizzate alla valutazione dei cinematismi dei pannelli murari. Tale studio si può ritenere rappresentativo dell'insieme dei manufatti industriali dell'area, attesa la configurazione ripetitiva dei vari capannoni esistenti.

Nella fattispecie è stato individuato come "capannone tipo" quello denominato come *Manufatto n.1* (cfr Tav. ST.01).

Pertanto, al fine di mettere a punto un modello di calcolo rappresentativo del comportamento del fabbricato si è reso necessario, ai sensi del § 8.5.2 NTC e del § C8.5.2, un accurato rilievo strutturale mirato alla conoscenza della geometria complessiva dell'organismo strutturale e dei singoli elementi costruttivi.

Come sopra riportato, è stato rappresentato lo stato di fatto del fabbricato con l'individuazione dei dissesti stabilizzati tramite la rappresentazione dei quadri fessurativi. Il rilievo dei dettagli costruttivi è derivato da **verifiche in situ estese ed esaustive** ai sensi del C8A.1.A.2 condotte con indagini dirette, saggi in fondazione e verifiche visive.

Per maggiori approfondimenti si rimanda agli allegati grafici e alle indagini effettuate in sito.

Il "capannone tipo" preso in esame presenta una pianta rettangolare alquanto allungata, di dimensioni pari a 95,54 m in senso longitudinale e 16,00 m in senso trasversale. Esso è caratterizzato da due allineamenti murari in direzione X e quattro in direzione Y. La copertura è a due falde inclinate equipendenti, costituita da capriate metalliche controventate, di luce pari a 14,85 m, impostate su pilastri in muratura. Le capriate, oltre a presentare i controventi di falda a croce, sono tra loro controventate in senso longitudinale con controventi a k, per problemi di instabilità flessionale. L'altezza massima del capannone, misurata al colmo della copertura, è pari a circa 11,65 m.

La struttura portante verticale è invece caratterizzata da pilastri in blocchi di tufo giallo e pilastri in mattoni pieni posti in corrispondenza delle capriate in acciaio ed ad interasse variabile e mediamente pari a circa 4,50 m.

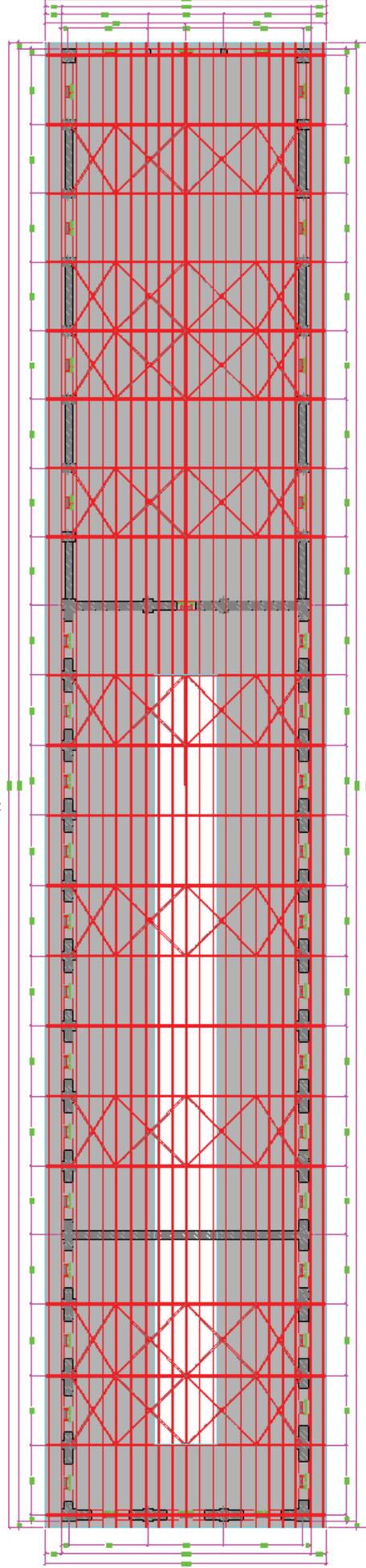
I pilastri in tufo hanno dimensioni pari a 60x100 cm, mentre quelli in mattoni pieni misurano 60x90. Tra i vari pilastri è interposta la tompagnatura perimetrale costituita da muratura in tufo del tipo a doppio paramento di spessore pari a 60/45 cm.

All'interno dell'opificio sono presenti delle zone soppalcate, poste a ridosso delle murature perimetrali e caratterizzate da struttura in c.a. con pilastri di dimensioni 30x30 e travi emergenti a sezione rettangolare pari a 30x60. L'impalcato è invece costituito da una soletta piena di spessore pari a circa 20 cm. Di seguito sono riportate le piante e le sezioni del fabbricato nello stato di fatto, così come rilevate.

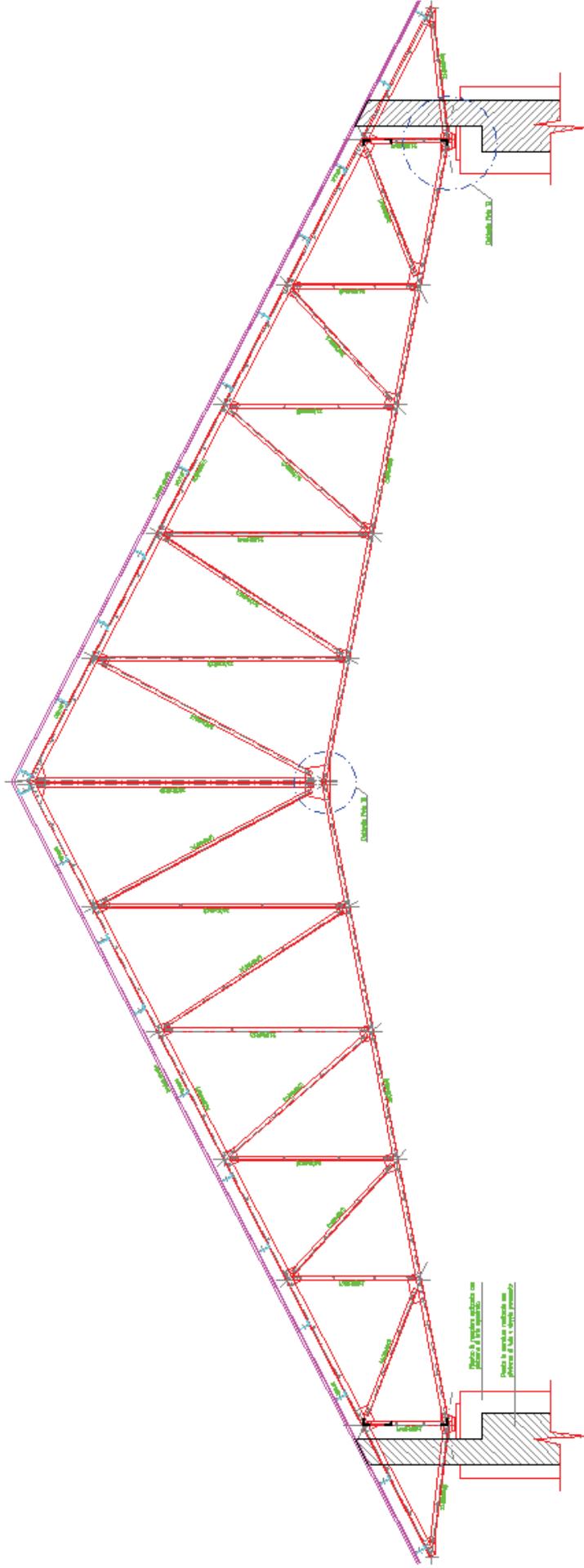
STATO DI FATTO - CARPENTERIA IMPALCATO A QUOTA (+2,60 m)
-Rapp. 1:100-

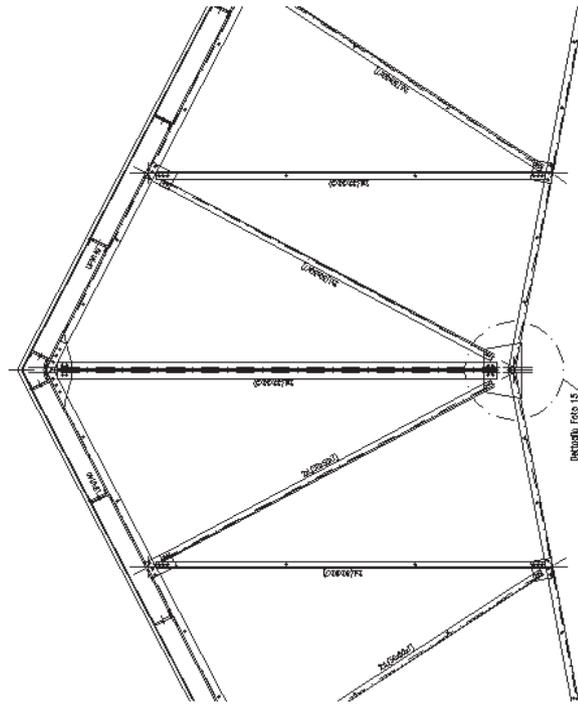
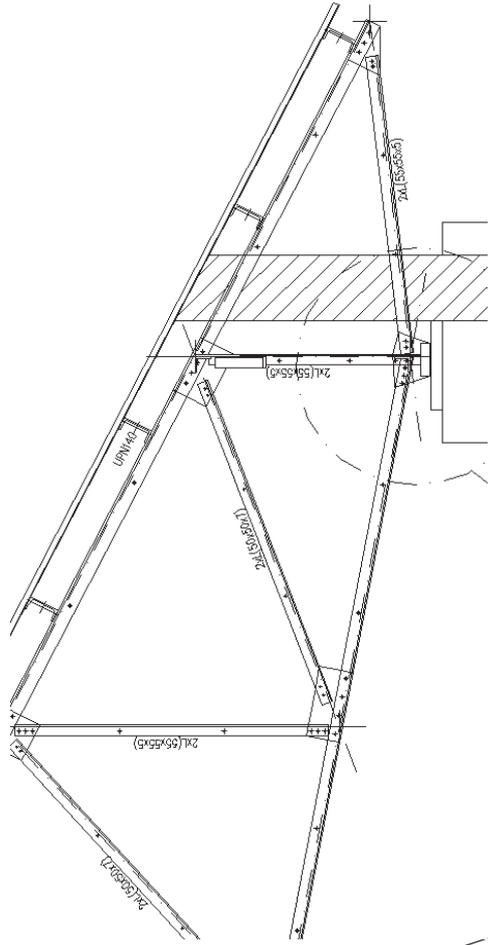


STATO DI FATTO - CARPENTERIA IMPALCATO DI COPERTURA
-Rapp. 1:100-

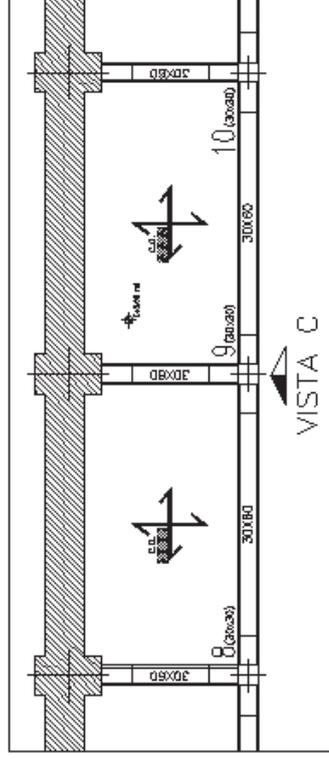


STATO DI FATTO
DETTAGLIO DELLA CARRIATA TIPO
-Rapp. 1:20-



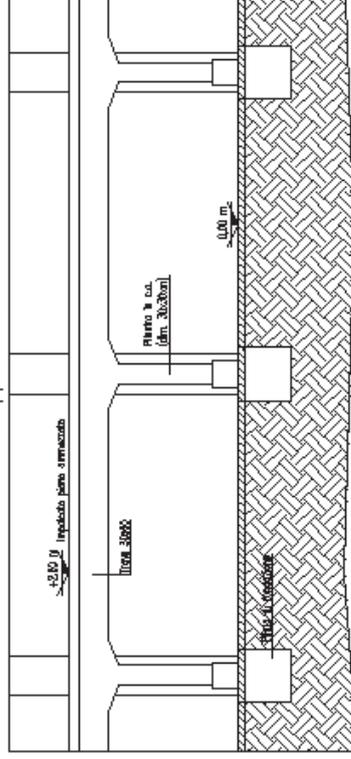


DETTAGLIO
 IMPALCATO A QUOTA (+2,60m)
 -Rapp. 1:50-



VISTA C

VISTA C
 -Rapp. 1:50-



Particolare della capriata e del soppalco in c.a.

Le fondazioni sono di tipo diretto, con i pilastri in muratura impostati su plinti pseudo-triangolari collegati lungo il perimetro da travi a sezione rettangolare variabile, dalle quali spicca la muratura perimetrale di tompagno. Per maggiori dettagli sulle strutture di fondazione si rimanda al relativo capitolo;

Ai sensi del D.M.14.01.2008 e relativa circolare esplicativa si passerà nel seguito a riproporre le fasi della procedura di valutazione della sicurezza del fabbricato nello stato di fatto. Tale analisi è preliminare alla redazione del progetto così come definito al **C8.5.1**.



4. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI ESISTENTI

Si premette che sono state commissionate alla ditta *Tecno In S.p.a.* una campagna di indagini strutturali e prove sperimentali che hanno interessato tutto il complesso dei fabbricati.

In particolare sono state svolte le seguenti attività:

1. N.8 prelievi di campioni cilindrici di calcestruzzo, comprensivi di test di carbonatazione eseguiti in situ e prove di compressione eseguite in laboratorio;
2. N.4 prove con martinetto piatto singolo su muratura;
3. N.8 prove con martinetto piatto doppio su muratura;
4. N.3 carotaggi stratigrafici su muratura;
5. N.14 prove di resistenza a compressione su elementi lapidei;
6. N.4 prelievi di campioni di profilato metallico, comprensivi di prova a trazione eseguite in laboratorio.

Si riporta di seguito lo schema con indicazione delle indagini tratto dalla relazione sulle prove redatta dalla Tecno In.

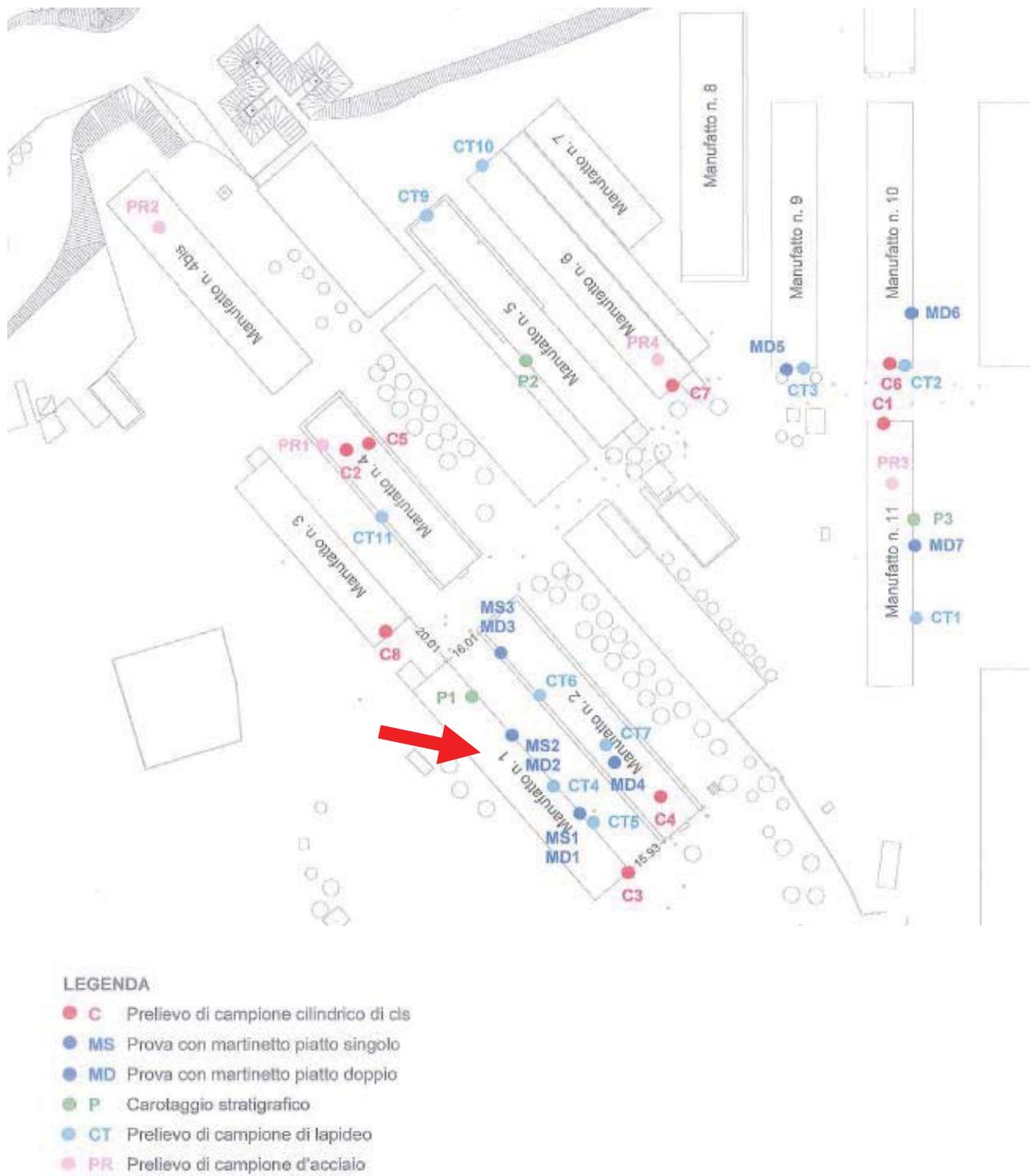


Fig. 4 – Planimetria con ubicazione delle prove

In particolare sul manufatto n.1 sono state eseguite due prove con martinetto piatto singolo (M1S e M2S) sul pilastro n.12 in muratura di tufo e su quello n.18 in mattoni pieni;



Fig. 5 –Martinetto piatto singolo e doppio

Tali prove hanno condotto ai seguenti risultati:

PROVE CON MARTINETTO SINGOLO			
Prova	Identificazione	Tensione di esercizio	
		[kg/cm ²]	[MPa]
MS1	Edificio n° 1 - Piano terra - Magazzini approvvigionamenti ferroviari - 12° pilastro Pilastro in blocchi regolari di tufo	1,5	0,15
MS2	Edificio n° 1 - Piano terra - Magazzini approvvigionamenti ferroviari - 18° pilastro Pilastro in mattoni pieni	5,0	0,49

La differenza tensionale tra le due tipologie di pilastri è verosimilmente da attribuire al fatto che mentre nel caso del pilastro in muratura di tufo il carico verticale viene ripartito anche sulle adiacenti murature in tufo, che sono connesse strutturalmente al pilastro stesso, la tensione verticale, per il pilastro in mattoni pieni, si ripartisce solo su quest'ultimo, essendo le murature adiacenti probabilmente costruite in un secondo momento, non connesse con il pilastro stesso.

Per quanto attiene alle prove eseguite con martinetto doppio, sempre con riferimento al manufatto oggetto di studio, le indagini hanno condotto ai seguenti risultati:

PROVE CON MARTINETTO DOPPIO					
Prova	Identificazione	Tensione di prima fessurazione		Tensione di rottura	
		[kg/cm ²]	[MPa]	[kg/cm ²]	[MPa]
MD1	Edificio n° 1 - Piano terra - Magazzini approvvigionamenti ferroviari - 12° pilastro Pilastro in blocchi regolari di tufo	8,6	0,84	12,1	1,19
MD2	Edificio n° 1 - Piano terra - Magazzini approvvigionamenti ferroviari - 18° pilastro Pilastro in mattoni pieni	24,4	2,39	34,6	3,39

con una tensione di rottura pari a 12,1 daN/cm² per la muratura in tufo e 34,6 daN/cm² per quella in mattoni pieni. I valori di resistenza a compressione della muratura in mattoni pieni rientrano tra i valori medi di riferimento suggeriti dalla Circolare NTC 08 (tab. C8A.2.1) mentre per la muratura in tufo si registrano valori prossimi a minimi suggeriti dalla medesima tabella della normativa.

Si evidenzia tuttavia che le altre prove con martinetti doppi effettuate sulle murature in tufo degli altri manufatti, **hanno evidenziato valori di resistenza a compressione comprese tra un minimo 11,2 daN/cm² ad un massimo di 19,0 daN/cm².**

Allo scopo di determinare le caratteristiche interne della muratura sono stati eseguiti vari carotaggi stratigrafici sui diversi edifici; si riporta di seguito il carotaggio P1 che ha interessato il manufatto oggetto di studio, nella parte terminale.

Carotaggio P1 - Edificio 1 - Parete				
Progressive da inizio foro	Andamento	Orizzontale	Lunghezza carotaggio	40 cm
	Descrizione			
0 cm - 40 cm	Muratura in blocchi squadrati di tufo giallo, a tessitura regolare, legati con malta di colore grigio, contenente nuclei di calce non idratata.			




Sono state infine eseguite delle prove di compressione sugli elementi lapidei per le quali si riportano i risultati relativamente a quelle eseguite sul manufatto oggetto di studio (CT4 e CT5).

Sigla	Ubicazione	Resistenza a compressione	
		[kg/cm ²]	[MPa]
CT1	Edificio 11 - Piano terra	48	4,7
CT2	Edificio 10 - Piano terra	33	3,2
CT3	Edificio 9 - Piano terra	43	4,2
CT4	Edificio 1 - Piano terra	44	4,3
CT5	Edificio 2 - Piano terra	41	4,0
CT6	Edificio 2 - Piano terra	38	3,7
CT7	Edificio 2 - Piano terra	36	3,5
CT8	Edificio portineria	49	4,8
CT9	Edificio 5 - Piano terra	49	4,8
CT10	Edificio 6 - Piano terra	42	4,1
CT11	Edificio 4 - Piano terra	46	4,5
P1	Edificio 1 - Parete	39	3,8
P2	Edificio 5 - Parete	65	6,4
P3	Edificio 11 - Parete	29	2,8

Sono stati altresì eseguiti dei carotaggi sulle strutture in c.a. preesistenti. Con riferimento al capannone analizzato è stata estratta una carota dal plinto d'angolo (C3).

RISULTATI PROVE SU CAROTE									
Carota	Ubicazione	Dimensioni provino [mm]		Massa volumica [kg/m ³]	R _{carota}		R _{cubica}		Tipo di rottura
		d	h		[kg/cm ²]	[MPa]	[kg/cm ²]	[MPa]	
C1	Edificio 11 Cordolo perimetrale soppalco	93,6	145,8	2362	193	18,9	217	21,3	Sfaldatura verticale
C2	Edificio 4 Solaio soppalco	93,7	93,6	2138	163	16,0	145	14,2	Sfaldatura verticale
C3	Edificio 1 Plinto	93,5	122,2	2157	195	19,1	191	18,7	Sfaldatura verticale
C4	Edificio 2 Solaio	93,5	149,0	2023	142	13,9	148	14,5	Sfaldatura verticale
C5	Edificio 4 Trave principale solaio soppalco	93,5	188,0	2200	133	13,0	160	15,7	Sfaldatura verticale
C6	Edificio 10 Cordolo perimetrale	93,6	187,0	2332	202	19,8	243	23,8	Sfaldatura verticale
C7	Edificio 6 Cordolo perimetrale	93,5	188,4	3038	76	7,5	92	9,1	Sfaldatura verticale
C8	Edificio 3 Cordolo perimetrale	93,5	186,6	2084	68	6,7	82	8,1	Sfaldatura verticale

Per quanto attiene alla qualità dell'acciaio utilizzato per la realizzazione delle capriate della copertura, si evidenzia che, nello specifico, non sono state condotte prove sul manufatto in esame. Tuttavia si ritiene che gli acciai utilizzati per la realizzazione delle coperture degli altri manufatti abbiano caratteristiche di omogeneità, per cui si estendono i risultati delle prove effettuate per gli altri capannoni anche a quello in esame. Si riportano di seguito gli esiti delle prove effettuate.

RISULTATI PROVE SU PROFILATI									
Sigla campione	Ubicazione	Spessore	Larghezza	Tensione di snervamento f_y		Tensione di rottura f_t		Rapporto f_t/f_y	Allungam. percent. A_5
		[mm]	[mm]	[kg/cm ²]	[MPa]	[kg/cm ²]	[MPa]		
PR1	Edificio 4 - Diagonale	4,5	23,4	4357	427,4	5567	546,1	1,28	35,0
PR2	Edificio 4bis - Diagonale	4,8	23,4	3744	367,3	4765	467,4	1,27	39,3
PR3	Edificio 11 - Diagonale	5,5	23,4	3762	369,1	4901	480,8	1,30	34,0
PR4	Edificio 10 - Diagonale	5,5	23,5	3352	328,8	4141	406,2	1,24	39,5

Le caratteristiche meccaniche assunte come base dei calcoli, in relazione al livello di conoscenza conseguito, sono riportate al paragrafo seguente. Per esse si fa riferimento ai valori medi di cui alla **Tab.C8A.2.1**.

5. LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

In ossequio a quanto riportato ai §§ 8.5.1 NTC e C8.5.1 e §§ 8.5.4 NTC e C8.5.4 è stato compiuto un rilievo di tutti gli elementi in muratura, i solai e la copertura (tipologia e orditura), nonché dei soppalchi in c.a. ed è stato rilevato e rappresentato il quadro fessurativo con la classificazione delle lesioni per individuarne le possibili origini e le cause.

E' stata altresì disposta la spicconatura dell'intonaco al fine di verificare con il maggior grado di dettaglio possibile le caratteristiche superficiali della tessitura muraria e gli ammorsamenti.

Le verifiche in situ effettuate sono risultate del tipo "estese", con riferimento alle fasi di approfondimento conoscitivo svolti [C8A.1.A.4] e alle conseguenti informazioni ottenute il livello di conoscenza risulta del tipo:

LC2: CONOSCENZA ADEGUATA

in quanto:

- ✓ è stato effettuato il rilievo geometrico completo del fabbricato;
- ✓ le verifiche sui dettagli costruttivi operate in situ sono "estese";

Si deduce pertanto che:

- ✓ per le resistenze a compressione dei materiali esistenti, si è deciso di utilizzare il valore fornito dalla prova specifica eseguita in situ con martinetto doppio, per la resistenza a taglio si è fatto riferimento ai valori medi della tabella;
- ✓ per i moduli elastici si assumono i valori medi degli intervalli riportati nella suddetta tabella.

ed ancora che il fattore di confidenza è, ai sensi dei §§ C8.5.4 e C8A.1.A.4:

Fattore di confidenza: FC = 1,20

6. PRINCIPALI SCELTE PROGETTUALI

6.1 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al **Cap. 3.2 NTC**. In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato in primo luogo articolato nella determinazione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, le quali hanno portato alla valutazione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica. L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", che costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche [**All. A – NTC**].

Le azioni sismiche in ciascuna costruzione vengono valutate in relazione al periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per un coefficiente d'uso C_U funzione della classe d'uso [**2.4.3 NTC**].

Per costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti (**classe d'uso II - Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali**) [**2.4.2 NTC**] il coefficiente d'uso $C_U = 1,00$.

In particolare per l'edificio in esame è stata considerata la classe d'uso II in considerazione del fatto che, nella configurazione dello stato di fatto, trattasi di un opificio industriale per il quale non è previsto un affollamento significativo.

La vita nominale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere, riportata nella **Tab. 2.4.I NTC**, per strutture ordinarie risulta:

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

di conseguenza:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1,00 = 50 \text{ anni}$$

Noto il periodo di riferimento, le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla pericolosità sismica del sito di costruzione definita in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R .

Nei confronti delle azioni sismiche, gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti. In generale le NTC prevedono quattro stati limiti: due di esercizio, *Stato Limite di Operatività* (SLO) e *Stato Limite di Danno* (SLD) e due ultimi: *Stato Limite di Salvaguardia della Vita* (SLV) e *Stato Limite di Collasso* (SLC) [3.2.1 NTC].

Per i nuovi edifici, per le classi d'uso I e II, il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito [7.1 NTC]:

- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo SLD;
- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLV.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati [Tab. 3.2.I NTC], sono:

$$SLD \rightarrow P_{VR} = 63\%$$

$$SLV \rightarrow P_{VR} = 10\%$$

Noto P_{VR} , il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni è pari a [All.A NTC]:

$$SLD \rightarrow T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{50}{\ln(1 - 0,63)} = 50anni$$

$$SLV \rightarrow T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{50}{\ln(1 - 0,10)} = 475anni$$

Noto il periodo di ritorno dell'azione sismica, le forme spettrali sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione;
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per l'edificio in esame, ai sensi del punto 8.3 della norma, la valutazione della sicurezza è stata eseguita con riferimento ai soli SLU ed in particolare per le verifiche si è fatto riferimento alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) oltre che alle azioni per carichi verticali (SLU non sismico).

Il sito di costruzione dell'opera ha le seguenti coordinate:

SITO	Comune di Napoli
INDIRIZZO	Via Bottegelle
ZONA SISMICA [D.G.R. 5447/2002]	2
LATITUDINE	40,876774°
LONGITUDINE	14,315884°

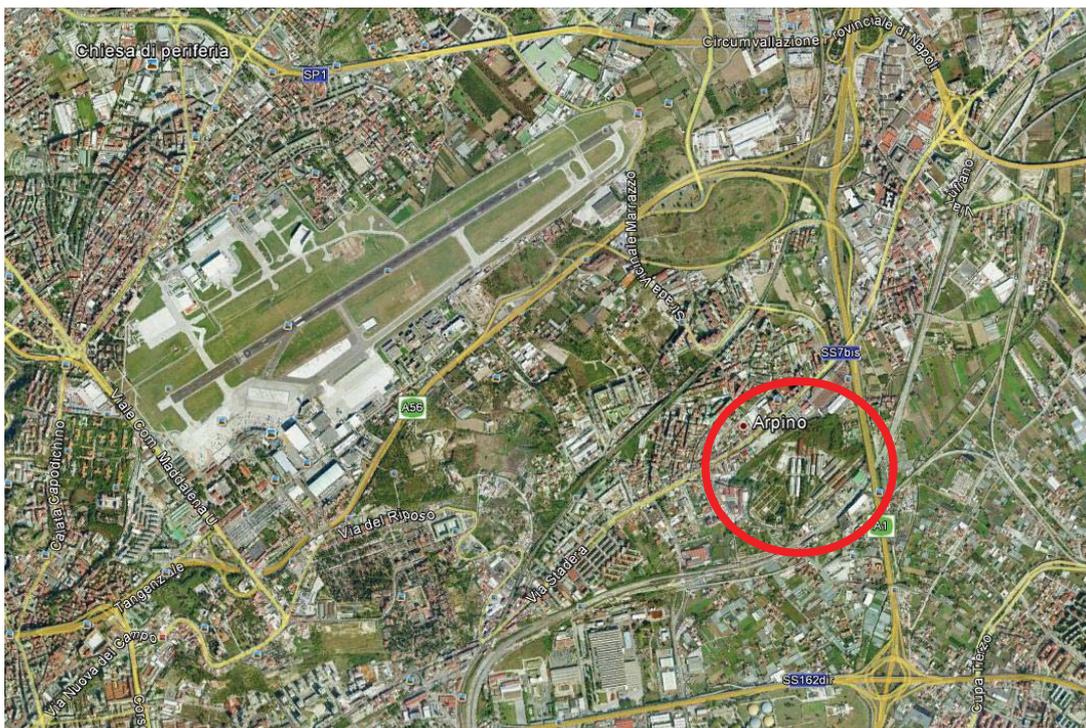


Fig. 6: Localizzazione sito sismico

Confrontando i dati dedotti dalle indagini sismiche con i dati stratigrafici relativi alle prove Down Hole, per i quali si rimanda allo specifico capitolo relativo alla caratterizzazione geotecnica del sito, è stato possibile effettuare una caratterizzazione geosismica degli strati litologici significativi costituenti il volume significativo del manufatto oggetto di analisi strutturale.

In particolare, i terreni costituenti l'area subpianeggiante interessata ove è sita il *Manufatto N.1*, sono caratterizzati dalla presenza di litotipi di "**Categoria C**". Ai sensi del D.M. 14.01.2008 tale terreno appartiene alla tipologia dei "*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)*".

Per le verifiche sismiche delle fondazioni dell'opera in oggetto si è fatto riferimento alle sopraccitate indicazioni del D.M. 14 gennaio 2008, utilizzando i dati di seguito riportati:

T_{CC}	T_R	A_g	F_o	T_C^*
SLD	50	0.0605	2.34	0.31
SLV	475	0.1691	2.38	0.34

In sintesi, per quanto attiene alle caratteristiche del *Manufatto N.1* e al sito sono stati considerati i seguenti caratteri:

- **Categoria di sottosuolo "C"** (cifr.Tab. 3.2.II NTC): "*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)*".

– **Amplificazione stratigrafica $S_s=1,46 - C_c=1,499$** (cifr.Tab. 3.2.V NTC):

Tabella 3.2.V - Espressioni di S_s e C_c

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

– **Amplificazione topografica $S_T = 1.00$ e Categoria topografica T_1** : Superficie pianeggiante (cifr.Tab. 3.2.VI NTC):

Tabella 3.2.VI – Valori del coefficiente di amplificazione topografica S_T

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

– **Parametro del sito per le componenti orizzontali del sisma S** (cfr. formula 3.2.5 - §3.2.3.2.1 NTC):

$$S = S_s \times S_T = 1,46 \times 1,00 = 1,46$$

– **Vita nominale della costruzione $V_N \geq 50$ anni**: Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale (cifr.Tab. 2.4.I):

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

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

– **Classe d'uso della costruzione Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza.

– **Coefficiente d'uso e Vita Nominale:** $C_U = 1 \rightarrow VR = VN * C_U = 50$ anni (cfr.Tab. 2.4.II):

Tabella 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

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

Il coefficiente di amplificazione topografica è: $T_1 = 1,00$ dato che ci troviamo nel caso di "superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$ ".

E' stato quindi determinato il periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di struttura adottato, è stato effettuato il controllo della regolarità della struttura. In particolare risulta che il corpo di fabbrica è **irregolare in pianta e irregolare in altezza**.

In accordo a quanto previsto dal D.M. 14 gennaio 2008, è stato assunto un comportamento strutturale di tipo dissipativo.

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione a_g al suolo, dipendente dalla classificazione sismica del sito di competenza dell'edificio, occorre determinare il Fattore di Struttura q .

Il Fattore di struttura q è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura e che dipende dal sistema costruttivo e dalla regolarità.

In particolare si è scelto un fattore di struttura $q=2,25$ in accordo a quanto previsto alla Circolare al punto C8.7.1.2, con la sovraresistenza determinata, in assenza di più precise valutazioni, in base al succitato punto C8.7.1.2. e nella fattispecie pari a $\alpha_u/\alpha_1=1,5$.

Metodo di analisi

E' stata effettuata un'analisi dinamica modale mediante l'impiego del fattore di struttura $q=2,25$. Le analisi globali del fabbricato e le successive verifiche, nonché lo studio dei meccanismi locali di collasso, sono stati condotti con l'ausilio del software Modest della Tecnisoft. In relazione allo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita sono state condotte le verifiche di resistenza previste al par. 4.5.5 delle NTC 08. In particolare le verifiche sono state effettuate nei confronti della:

- a) Pressoflessione Complanare (par. 4.5.6);
- b) Taglio per Fessurazione Diagonale (par. 4.5.6);
- c) Pressoflessione Ortogonale (par. 4.5.6.2).

Sono stati inoltre condotti calcoli relativamente alla capriata in acciaio su un modello semplificato.

Preliminarmente allo scopo di evidenziare le carenze del fabbricato nella configurazione relativa allo stato di fatto è stata condotta un'analisi sia statica per carichi verticali che dinamica. Tale analisi ha consentito di individuare i maschi murari per i quali risultavano necessari interventi di consolidamento. Le relative verifiche sono sintetizzate nei tabulati di calcolo.

Azioni sulla struttura

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 14 gennaio 2008.

I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (pilastri, pareti, ecc.....). I tramezzi interni sono stati considerati come un carico uniformemente ripartito sul solaio.

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, variabili, da sisma, ecc.....) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte e meglio specificate nei tabulati; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità

ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Stato Limite Ultimo per carichi verticali (SLU)

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);

G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P rappresenta pretensione e precompressione;

Q azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;

- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i -esima azione variabile;

$\gamma_g, \gamma_q, \gamma_p$ coefficienti parziali come definiti nella tabella 2.6.I del DM 14 gennaio 2008;

ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le 4 combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base (Q_{1k} nella formula precedente). I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati tabulati di calcolo.

Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)

Oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

E azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;

G₁ rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G₂ rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P_k rappresenta pretensione e precompressione;

ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i;

Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i;

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella tabella di cui al DM 08.

Le verifiche strutturali e geotecniche, come definite al § 2.6.1 NTC, sono state effettuate con l'Approccio 2 come definito al punto succitato, definito sinteticamente come (A1+M1+R3); le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 di cui alla Tab. 6.2.I NTC, i valori di resistenza del terreno sono stati considerati con il loro valore caratteristico (coefficienti M1 della tab.2.6.II tutti unitari), i valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per R3 nelle verifiche di tipo GEO.

Si è quindi provveduto a progettare e a verificare ogni elemento strutturale secondo le modalità precedentemente illustrate. Nella sezione relativa alle verifiche presente nei "Tabulati di calcolo" sono riportati, per brevità, i valori delle sollecitazioni relative a ciascuna combinazione con il relativo valore del coefficiente di sicurezza.

7. COMBINAZIONI DI CARICO

Nei tabulati di calcolo allegati sono riportate le condizioni di carico elementari adottate nel calcolo strutturale ciascuna con i coefficienti di riduzione dei carichi accidentali per il calcolo dei pesi di piano secondo le NTC, nonché i coefficienti ($m_x, m_y, m_z, j_x, j_y, j_z$) da utilizzare per determinare le componenti di massa in funzione dei carichi verticali presenti nella condizione di carico elementare.

8. ANALISI DEI CARICHI UNITARI

Nel seguito si riportano le analisi dei carichi, per metro quadrato, necessarie per le analisi dello Stato di Fatto e dello Stato di Progetto. Si considera per i:

- Carichi permanenti strutturali e permanenti non strutturali

Ai sensi della **nota 1 - Tab.2.6.I 2 NTC** "*Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU*", essendo i carichi permanenti non strutturali (massetto, intonaco e pavimento) compiutamente definiti, per essi si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

- Carichi variabili

Ai sensi del § 3.1.4 NTC "*Carichi variabili*" e della **Tab. 3.1.II – NTC** "*Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici*" per:

- Sulla copertura è stato considerato un sovraccarico da neve pari a 50 daN/mq

8.1 Copertura con pannelli grecati

Copertura con lamiera grecata						
Permanenti strutturali						
	h	l	l	peso spec.	pes. parz.	
Peso lamiera					10.00	daN/mq
						"
<i>Totale peso proprio (G)</i>					10.00	
<i>Totale peso+permanenti strutturali e non strutt. def.</i>					10.00	daN/mq
Permanenti non strutturali						
<i>Totale sovraccarico (G")</i>						daN/mq
Sovraccarichi Variabili (Q)					50.00	daN/mq
<i>neve D.M. 14.01.2008</i>						

CALCOLO CARICO DA NEVE

Identificativo dell'analisi
neve botteghe

Tipologia di copertura

Ad una falda A due falde Aggettante dal bordo

Cilindriche A più falde Corrispondenza di sporgenze

Adiacenza o vicinanza a costruzioni più alte Barriere paraneve ed altri ostacoli

Esposizione

Battuta dai venti Normale Riparata

Barriera o parapetto

Sinistra Destra

Parametri aggiuntivi

Altitudine s.l.m. <m> 13

Coef. termico (Ct) 1.0

Parametri della copertura

qs <kN/mq>

b1 <m>

b2 <m>

b <m>

h <m>

Angolo alfa1 <grad> 28

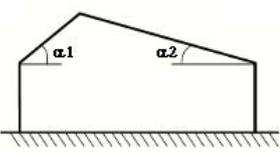
Angolo alfa2 <grad> 28

Angolo beta <grad>

Cliccare sull'immagine per selezionare la zona interessata



Zona selezionata:
Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotona, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo

Caso(i) $\mu_1(\alpha_1)$  $\mu_1(\alpha_2)$

Caso(ii) $0,5\mu_1(\alpha_1)$ $\mu_1(\alpha_2)$

Caso(iii) $\mu_1(\alpha_1)$ $0,5\mu_1(\alpha_2)$

Normativa di riferimento:

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008 e Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Area di ubicazione dell'edificio: Area 3

Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotona, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo

Altitudine sul livello del mare: 13 <m>

Tipologia di copertura: A due falde

Pressione della neve $ps = \mu_1 * q_{sk} * Ce * Ct$

Parametri d'input ed intermedi:

Categoria del coefficiente d'esposizione: Normale

Ce (Coefficiente d'esposizione): 1

Ct (Coefficiente termico): 1

Angolo sinistro di inclinazione della falda : 28 <grad>

Angolo destro di inclinazione della falda : 28 <grad>

$\mu_1(\alpha_1)$ (Coefficiente di forma della copertura): 0.80

$\mu_1(\alpha_2)$ (Coefficiente di forma della copertura): 0.80

Carichi agenti:

qsk (Valore di riferimento del carico neve al suolo): 61.22 <Kg/mq>

qss (Carico sinistro provocato dalla neve sulle coperture): 48.98 <Kg/mq>

qsd (Carico destro provocato dalla neve sulle coperture): 48.98 <Kg/mq>

CARICO DA NEVE:

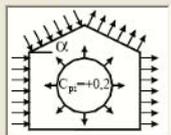
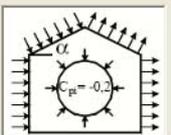
$$q_{sd} = 50 \text{ daN/m}^2$$

CALCOLO CARICO DA VENTO

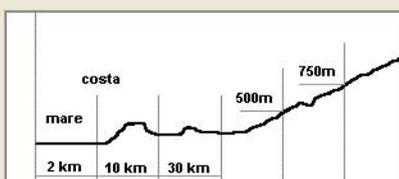
Identificativo dell'analisi
Vento capriata

Classificazione della costruzione
Pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate o curve

Pressione interna
 Una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale
 Una parete con aperture di superficie non minore di 1/3 di quella totale
 Due pareti opposte, normali alla direzione del vento, con aperture di superficie non minore di 1/3 di quella totale

Coeff. di forma
 
 

Parametri
 Angolo alfa <grad> 28
 Coeff. dinamico (cd) 1.0
 Coeff. topografico (ct) 1.0

Coeff. di esposizione


	2 km	10 km	30 km	500m	750m
<input type="radio"/> A	--	IV	IV	V	V
<input checked="" type="radio"/> B	--	III	III	IV	IV
<input type="radio"/> C	--	II	III	III	IV
<input type="radio"/> D	I	II	II	III	III

 Categoria di esposizione del sito
 I II III IV V

Zona selezionata Area 3
 Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria(esclusa la Provincia di Reggio Calabria)

vb,0 <m/s> 27 a0 <m> 500 ka <l/s> 0.02
 Altitudine s.l.m. <m> 13 Altezza edificio <m> 11.8
 Tempo di ritorno <anni> 50 Vel. di rif. <m/s> 27

Normativa di riferimento:

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008 e Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Area di ubicazione dell'edificio: Area 3

Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria(esclusa la Provincia di Reggio Calabria)

Tempo di ritorno 50 <anni>

Altitudine sul livello del mare: 13 <m>

Altezza dell'edificio: 11.8 <m>

Parametri derivati dall'area di ubicazione (tab. 3.3.I):

Vb,0 (Velocità media del vento): 27 <m/s>

a0 (Altitudine media): 500 <m>

Ka: 0.02 <1/s>

Velocità di riferimento: 27 <m/s>

Classificazione della costruzione: Pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate o curve

Categoria di esposizione del sito: III

Parametri derivati dalla categoria di esposizione del sito (tab. 3.3.II):

kr: 0.2 <m>

z0: 0.1 <m>

zmin: 5 <m>

Classe di rugosità del terreno: B

Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive

Angolo alfa: 28.00 <grad>

Pressione del vento = $q_b * c_e * c_p * c_d$

q_b (Pressione cinetica di riferimento): 46.49 <Kg/mq>

c_t (Coefficiente topografico): 1.00

c_e (Coefficiente di esposizione): 2.25

c_d (Coefficiente dinamico): 1.00

Tipologia di superficie:

Una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale

Coefficiente di forma o aerodinamico interno c_{pi} : 0.20

Coefficienti di forma o aerodinamici esterni c_{pe} :

sopravento: 0.80 sopravento su falda: -0.16 sottovento su falda: -0.40 sottovento: -0.40

Pressione interna: 20.89 <Kg/mq>

Pressioni esterne:

sopravento: 83.54 <Kg/mq> sopravento su falda: -16.71 <Kg/mq> sottovento su falda: -41.77 <Kg/mq>

sottovento: -41.77 <Kg/mq>

CARICO DA VENTO:

$$q_{wd} = 84 \text{ Kg/m}^2$$

9. METODI DI CALCOLO ADOTTATI E CRITERI DI VERIFICA UTILIZZATI

Per quanto attiene alla verifica globale dell'edificio ed ai cinematismi locali è stato utilizzato il seguente software di calcolo agli elementi finiti:

Nome del Modellatore	ModeSt
Versione	7.27 SP1
N. licenza	6226
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti
Produzione e Distribuzione	TECNISOFT s.a.s. di Papi Paolo Luca & C. Via F. Ferrucci, 203/C – 59100 Prato Tel. 0574/583421 - Fax 0574/570157 e-mail: info@tecnisoft.it -Internet: www.tecnisoft.it

Nome del Solutore	XFINEST
Versione	6.1
Caratteristiche del Software	Software per la risoluzione di strutture agli elementi finiti
Produzione e Distribuzione	HARPACEAS s.r.l. Viale Richard, 1 – 20143 Milano Tel. 02/891741 - Fax 02/89151600 e-mail: info@harpaceas.it - Internet: www.harpaceas.it

Si allega di seguito il certificato di affidabilità del programma utilizzato.

tecnisoft

Strumenti solidi come i nostri progetti

Tecnisoft s.a.s. di Papi Paolo Luca & C.
Via F. Ferrucci, 203/C - 59100 Prato
Tel. 0574 583421 - Fax 0574 570157
C.F. e P.IVA 01555190972
R.E.A. C.C.I.A.A. Prato n. 421503
R.i. Prato n. 16291

AFFIDABILITA' DEL PROGRAMMA MODESt

Facendo seguito a quanto richiesto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, la società Tecnisoft s.a.s., produttrice e distributrice del programma ModeSt, dichiara quanto segue:

Il programma ModeSt è un pre-post processore per solutori agli elementi finiti prodotti da altre società ed alle quali si rimanda per i relativi test di affidabilità. Si segnala comunque che i solutori supportati sono di riconosciuta fama nazionale e internazionale e di comprovata affidabilità (XFINEST, SAP2000) e che vengono distribuiti con i relativi test di validazione.

ModeSt contiene comunque al suo interno procedure che l'utente può attivare per il controllo di congruenza sui dati introdotti, procedure che riconoscono in automatico la presenza dei più tipici errori di modellazione.

Al termine del calcolo sono interrogabili sia numericamente che graficamente tutti i risultati, per consentire la valutazione della bontà della modellazione effettuata.

Le procedure di progettazione delle armature degli elementi in c.a. o di verifica degli elementi in acciaio, legno o muratura segnalano sempre le situazioni in cui non sono soddisfatte le condizioni di verifica previste dalla normativa ed implementate nel software. Anche in questo caso si possono effettuare controlli grafici e numerici su stati tensionali, domini di rottura, ecc.

Le procedure di progetto e verifica sono state testate con numerosi esempi reperiti in letteratura o risolti manualmente. Tali esempi sono riportati all'interno di un manuale fornito insieme al programma.

Tecnisoft s.a.s.

Il Socio Amministratore

Paolo Luca

Il fabbricato è stato schematizzato con un modello agli elementi finiti composto da elementi bidimensionali a quattro nodi.

Il fabbricato è stato ipotizzato **incastrato** al piede dei singoli maschi murari alla quota del livello stradale e la muratura è stata schematizzata con elementi bidimensionali opportunamente meshati.

Per ciascuna combinazione di condizioni di carico elementare CCE sono riportate le caratteristiche della sollecitazione e gli spostamenti dei nodi.

Il tabulato riportato in allegato è sufficientemente auto-esplicativo per chi utilizza programmi di tale tipo, si intende comunque richiamare, con poche righe le principali convenzioni adottate dal software.

9.1 Nodi ed elementi

La definizione fondamentale della geometria della struttura viene effettuata disponendo nello spazio i nodi della struttura. La geometria è completata congiungendo i nodi predefiniti con elementi del tipo voluto quali trave, asta, elementi bidimensionali, e così via.

9.2 Sistemi di riferimento globale e locale

Tutti i dati ed i risultati associati ai nodi vengono riferiti ad un sistema tridimensionale di coordinate cartesiane destrorso. Questo sistema di riferimento è detto "*globale*".

Vi è poi un sistema di riferimento che varia da elemento ad elemento, che è detto "*locale*".

9.3 Gradi di libertà' e vincoli

Ogni nodo del generico modello strutturale tridimensionale ha sei componenti di spostamento. Cioè il nodo può traslare nelle direzioni globali X,Y,Z, e può ruotare intorno agli assi globali X,Y,Z.

Ogni grado di libertà della struttura è associato ad un'equazione. Se vi sono n gradi di libertà, vi saranno n equazioni nel sistema, e la matrice di rigidità della struttura si dirà di "*ordine n*".

Un nodo può essere vincolato impedendo una delle sei componenti di spostamento prima definite. In questo caso la corrispondente equazione viene ad essere annullata.

9.4 Condizioni di carico

ModeSt esegue l'analisi contemporaneamente per combinazioni di condizioni di carico indipendenti, demandando poi ai suoi post-processor l'operazione di combinare le condizioni di carico così come desiderato dal progettista.

9.5 Tipi di elementi

ModeSt è dotato di elementi mono-dimensionali, bidimensionali utilizzabili nello spazio tridimensionale e compatibili tra loro. Si espone di seguito il dettaglio:

Elementi monodimensionali

- | | |
|------------------------------|-------------------------|
| • Asta | Struttura reticolare |
| • Trave a sezione generica | Strutture intelaiate |
| • Trave a sezione a doppio T | Strutture intelaiate |
| • Trave poligonale | Strutture intelaiate |
| • Sezione 0 | |
| • Sezione -1 | |
| • Trave Winkler | Trave su suolo elastico |

E' stata operata un'analisi strutturale lineare del tipo dinamico, ai sensi del § 7.3.3.1 NTC, per la quale sono stati determinati i modi di vibrare della costruzione (analisi modale) per poi passare al calcolo degli effetti dell'azione sismica opportunamente combinati. A tale riguardo sono stati considerati tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero tale da eccitare almeno l'85% della massa complessiva. Le verifiche strutturali sono state condotte con il Metodo degli Stati Limite, creando una serie di combinazioni delle condizioni di carico elementare (CCE).

Dai carichi previsti, tramite opportuni coefficienti probabilistici di amplificazione, si risale alle sollecitazioni massime presumibilmente agenti sulla struttura, per poi confrontare queste ultime con le sollecitazioni di rottura al fine di determinare il coefficiente di sicurezza.

10. SINTESI DEI RISULTATI

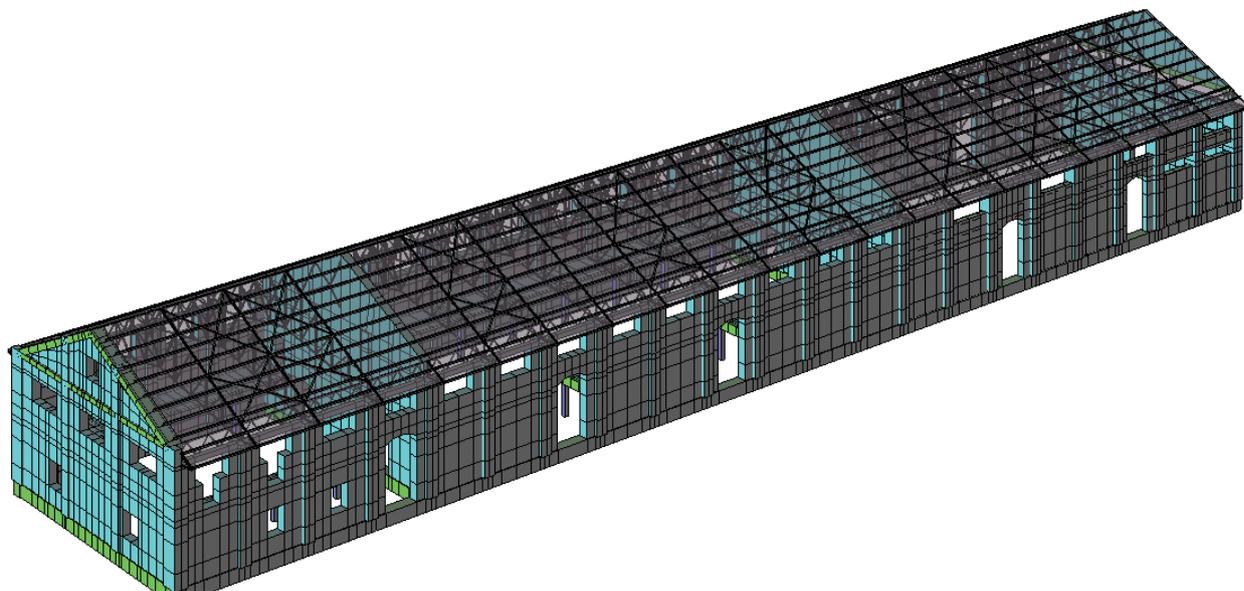
Nel presente paragrafo è riportata una sintesi dei risultati delle analisi (statica per carichi verticali -SLU- e dinamica -SLV-) condotte sul modello globale del fabbricato. In particolare sono riportati i diagrammi con le mappe dei tassi di sfruttamento nei riguardi delle sollecitazioni considerate. Sono riportate inoltre le verifiche di alcuni cinematismi ritenuti più significativi e calcoli specifici relativi alla copertura.

Come già detto è stata effettuata un'analisi dinamica modale mediante l'impiego del fattore di struttura q . In particolare si è scelto un fattore di struttura $q=2,25$ in accordo a quanto previsto alla Circolare al punto C8.7.1.2, con la sovraresistenza determinata, in assenza di più precise valutazioni, in base al succitato punto C8.7.1.2. e nella fattispecie pari a $\alpha_u/\alpha_1=1,5$.

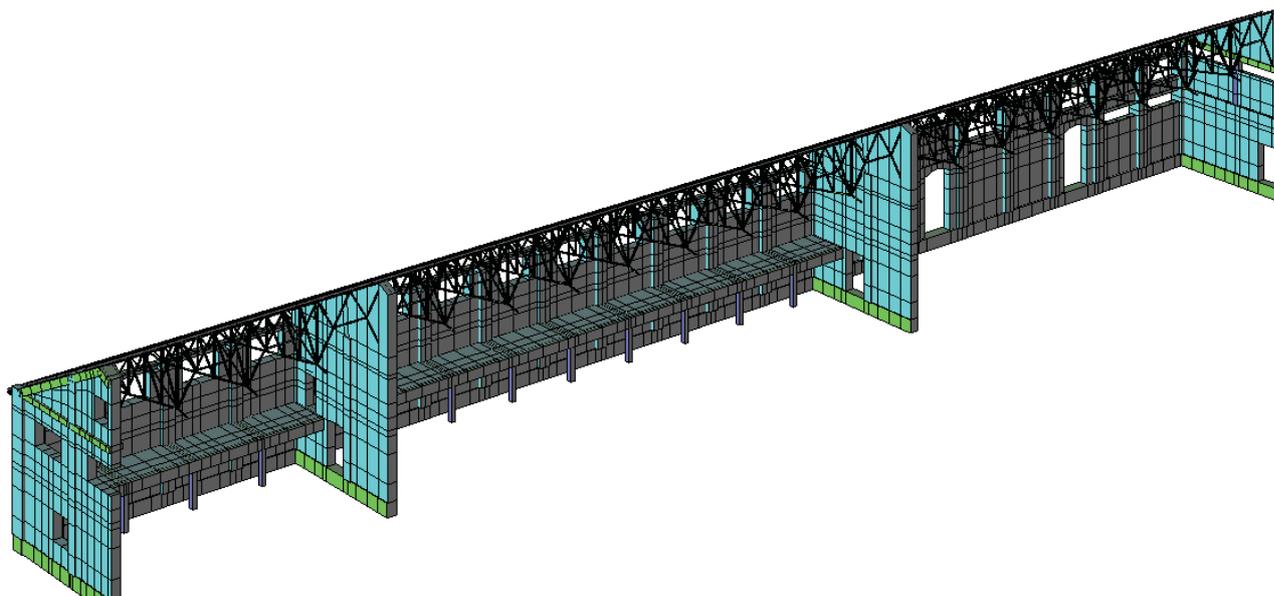
Le analisi globali del fabbricato e le successive verifiche, nonché lo studio dei meccanismi locali di collasso, sono stati condotti con l'ausilio del software *Modest* della *Tecnisoft*. In relazione allo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita sono state condotte le verifiche di resistenza previste al par. 4.5.5 delle NTC 08. In particolare le verifiche sono state effettuate nei confronti della:

- a) *Pressoflessione Complanare (par. 4.5.6);*
- b) *Pressoflessione Ortogonale (par. 4.5.6.2)*
- c) *Taglio per Fessurazione Diagonale (par. 4.5.6);*

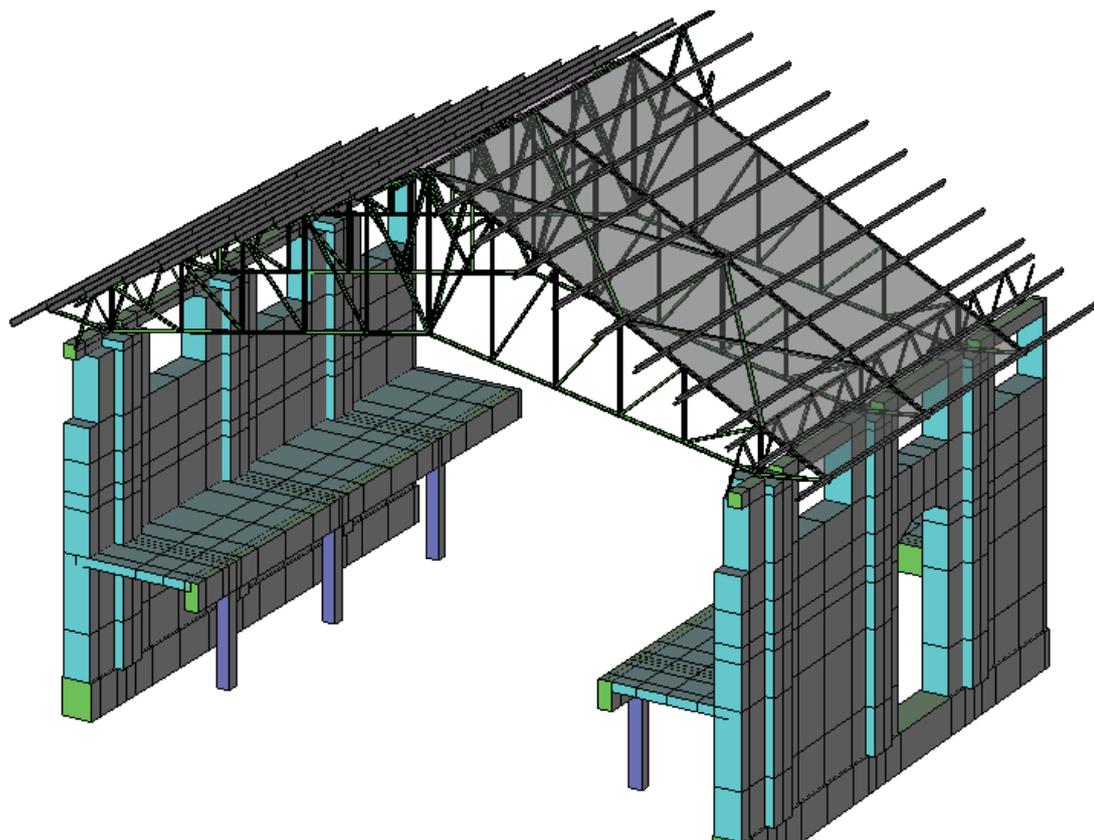
MANUFATTO N.1



vista tridimensionale del modello di calcolo – soft. Modest –



sezione tridimensionale del modello di calcolo – soft. Modest –

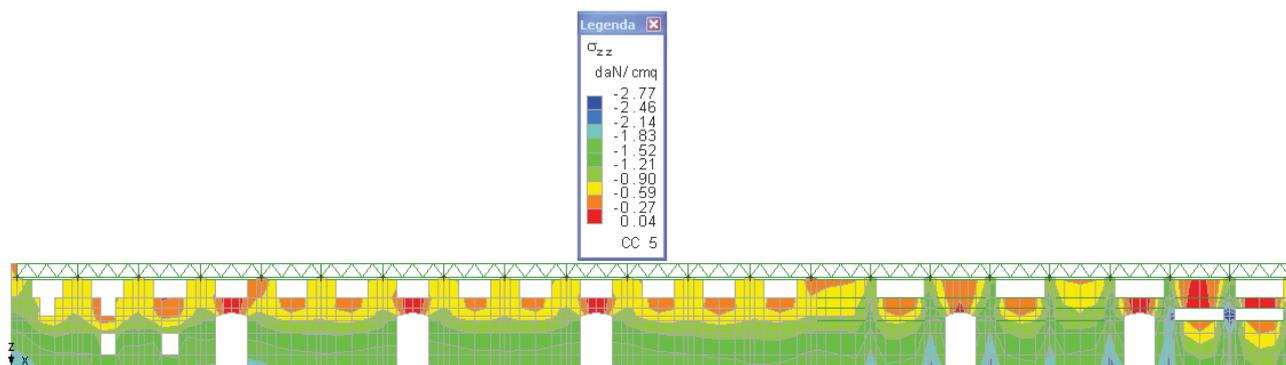


Stralcio sezione tridimensionale del modello di calcolo – soft. Modest –

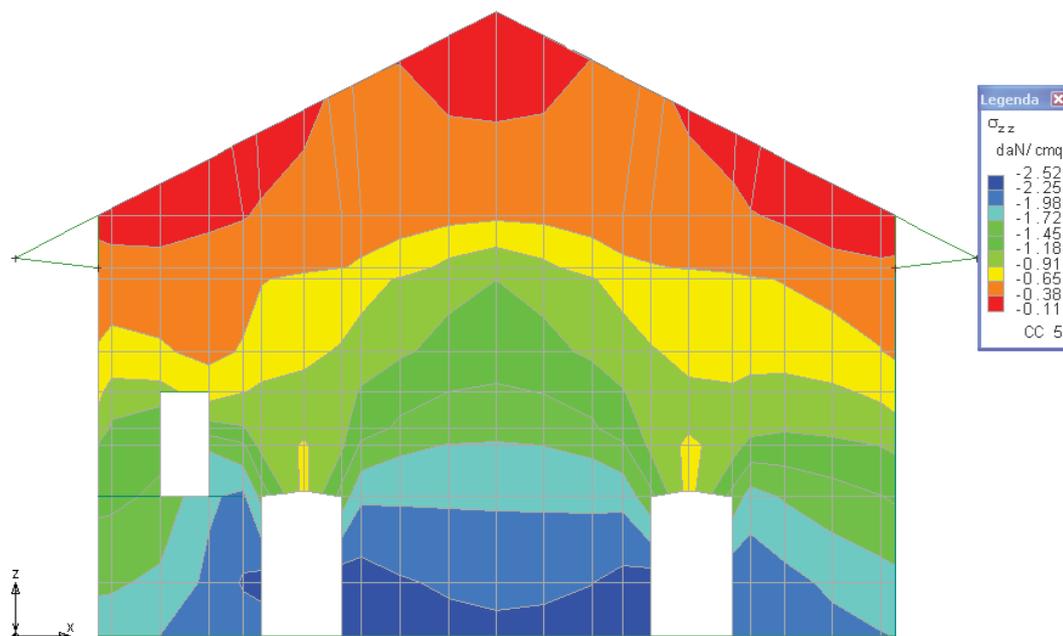
10.1 Analisi statica per carichi verticali

Dalla lettura dei tabulati di analisi a carico verticale si può effettuare la valutazione delle tensioni medie di compressione in ogni maschio presente alle varie quote del fabbricato. Si riportano per gli allineamenti murari ritenuti più significativi alcune mappe tensionali riferite alla Combinazione di carico allo SLU non sismico, con i sovraccarichi amplificati secondo i coefficienti parziali γ_f definiti alla tab. 2.6.I delle NTC 08. Si rimanda ai tabulati di calcolo per le verifiche analitiche a pressoflessione.

MAPPE TENSIONALI DI COMPRESSIONE (SLU non sism.)



Tensioni verticali σ_{zz} -Allineamento murario longitudinale



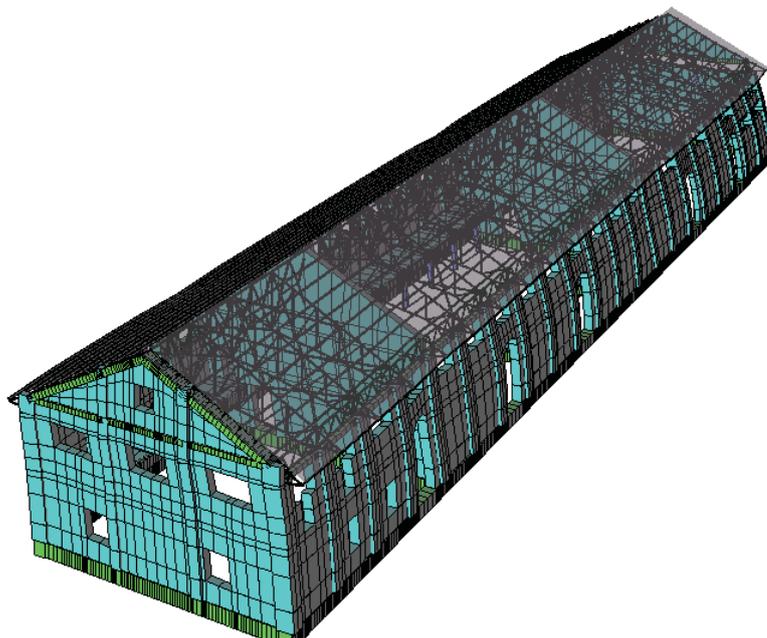
Tensioni verticali σ_{zz} allineamento murario divisorio interno

10.2 Analisi dinamica modale per azioni sismiche

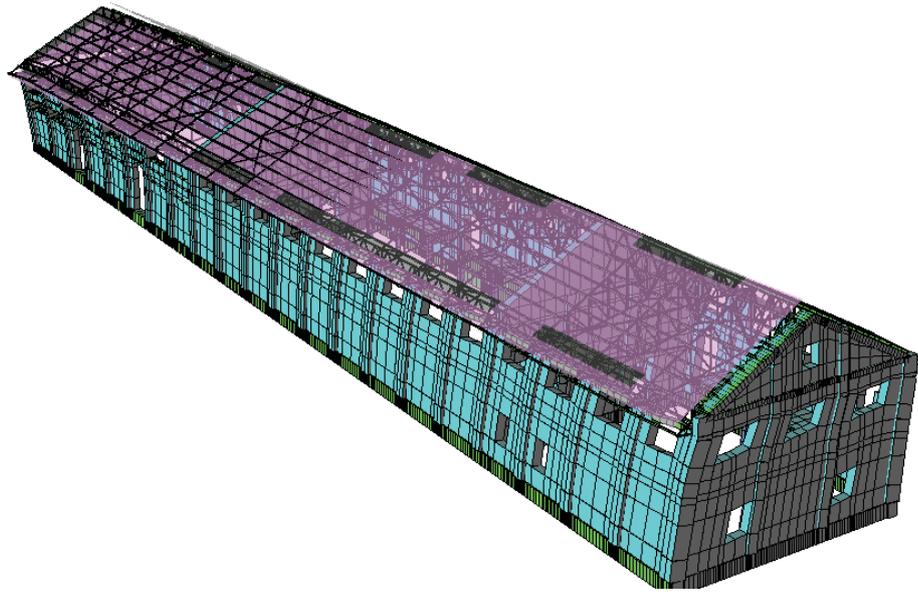
Ai sensi del § 8.7.5 NTC è stata condotta l'analisi e la verifica della struttura, nella configurazione attuale, al fine di identificare le carenze che determinano lo stato limite ultimo.

Si riportano di seguito le deformate modali relative ai primi tre modi di vibrare.

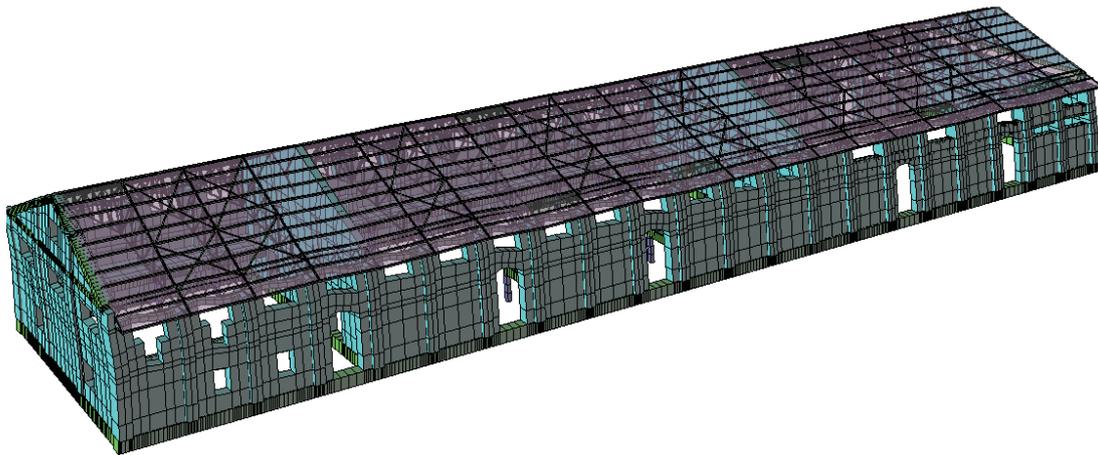
	Risultato	Cons.	Per.	%Diff.	%Mx	%My	%Jpz
Totale:					88.96	89.90	98.90
1	Modo n. 1	✓	0.201	19.88	83.52	0.01	5.02
2	Modo n. 2	✓	0.168	19.88	5.43	0.13	93.71
3	Modo n. 3	✓	0.130	29.17	0.00	89.76	0.17



1 modo di vibrare - $T=0.201$ s - $\%Mx=83.52$



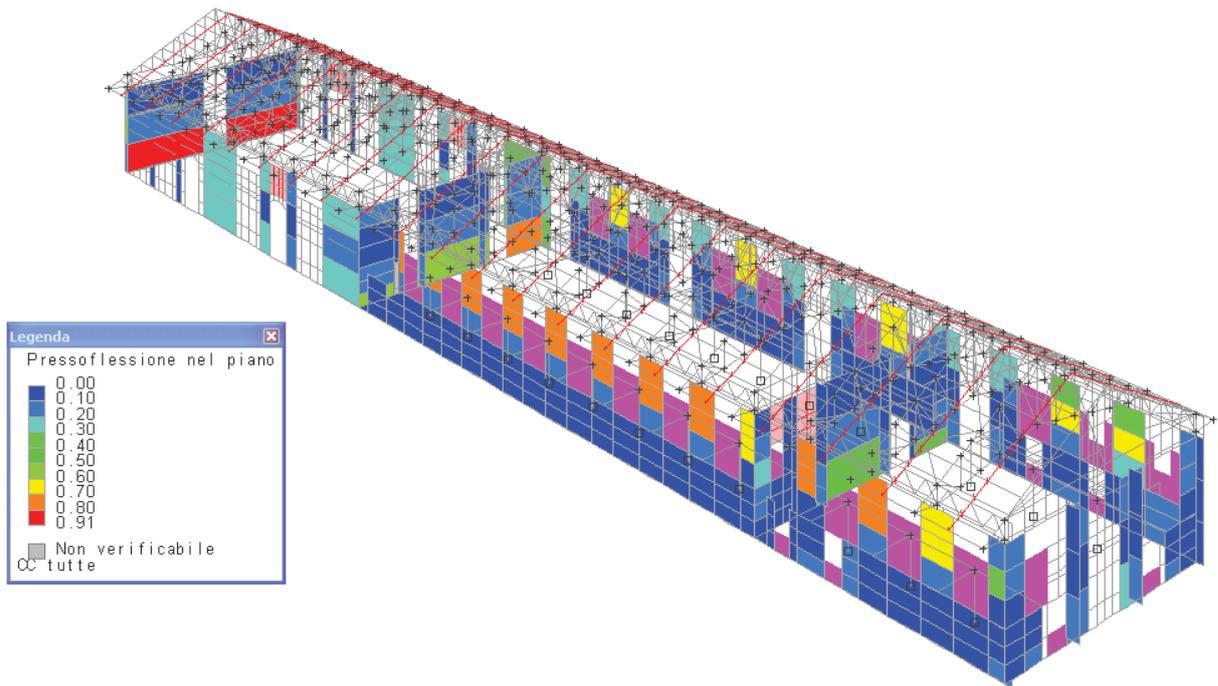
II modo di vibrare $-T=0.168\text{ s}$ $-\%Jpz=93.71$



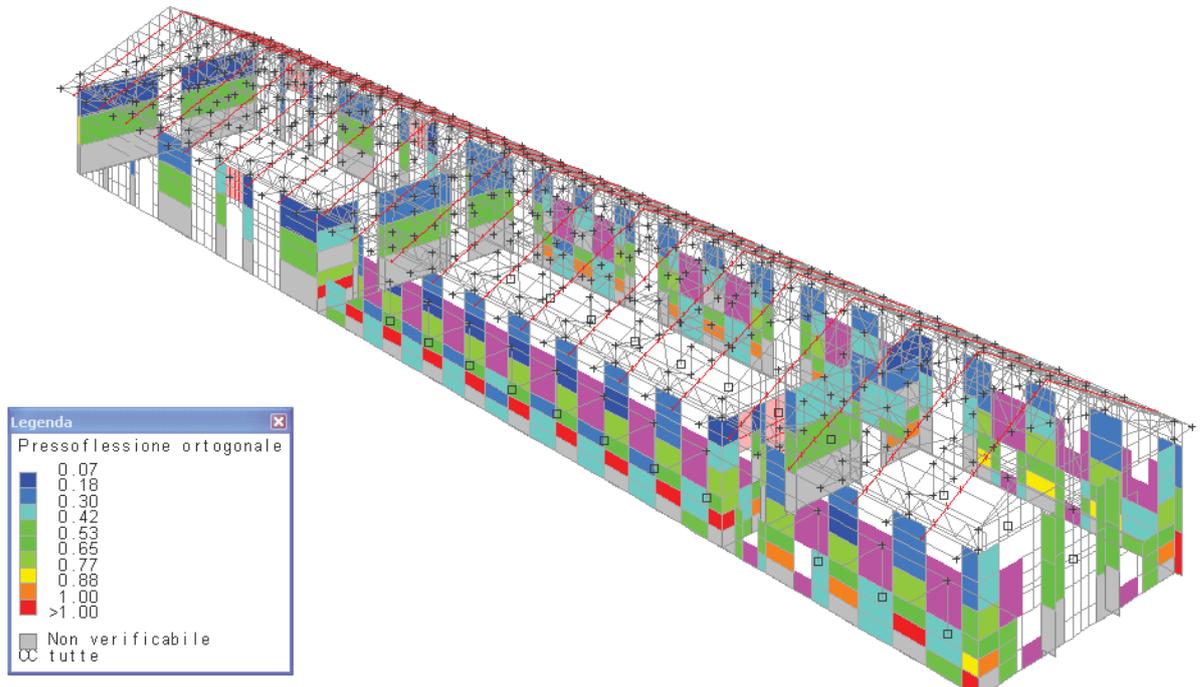
III modo di vibrare $-T=0.13\text{ s}$ $-\%My=89.76$

Da tale analisi emerge che le strutture murarie presentano carenze strutturali con riferimento alla crisi per taglio complanare (fessurazione diagonale).

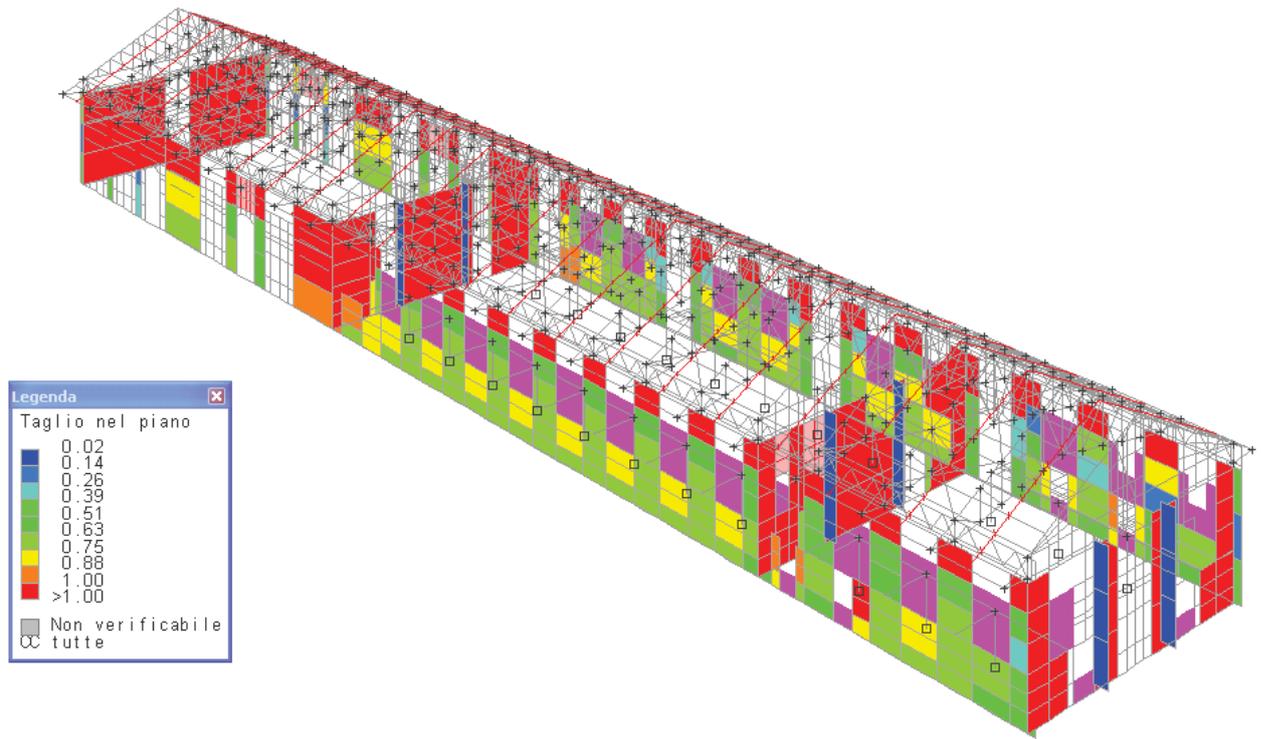
I diagrammi che seguono sintetizzano i tassi di sfruttamento per pressoflessione nel piano della parete, per pressoflessione fuori del piano e per taglio dei singoli maschi con riferimento all'analisi suddetta.



Tassi di sfruttamento per pressoflessione nel piano

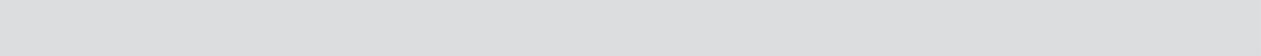


Tassi di sfruttamento per pressoflessione ortogonale



Tassi di sfruttamento per taglio

Le verifiche globali, con riferimento allo stato attuale del capannone, risultano pertanto non soddisfatte. Le carenze rilevate riguardano principalmente la **crisi per taglio per fessurazione diagonale per azioni dinamiche**, con particolare riferimento ai muri trasversali (muri di spina). La causa principale di tale vulnerabilità risiede anche nella particolare conformazione della pianta che è fortemente allungata, con un rapporto tra i lati L/B maggiore di 6. In ogni modo i risultati ottenuti, affiancati a quelli per i cinematici locali, permettono di cogliere con buona approssimazione il comportamento del fabbricato sia globalmente che localmente.



11. ANALISI PER CINEMATISMI LOCALI

Ai sensi del punto **C.8.7.1.1. della Circolare n.617 del 02.02.2009** si è proceduto anche all'analisi di diverse pareti per quanto concerne i cinematismi locali notevoli dell'edificio. Ogni parete è stata analizzata come struttura indipendente e soggetta ai carichi verticali e all'azione del sisma di competenza.

Individuato lo schema di calcolo di riferimento per il modello di analisi adottato attraverso la descrizione della geometria dei macroelementi che costituiscono la catena cinematica, delle condizioni di vincolo dei corpi e la determinazione delle forze su di essi agenti (pesi propri, carichi verticali portati, spinte statiche, eventuali ulteriori forze esterne, forze orizzontali prodotte dal sisma e rappresentate dalle inerzie delle masse non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio) la valutazione di tutte le grandezze richieste dal modello di analisi consente di definire l'entità dell'azione sismica che attiva il cinematismo esaminato tramite il calcolo del moltiplicatore α_0 delle azioni orizzontali e della PGA di confronto per le verifiche.

La procedura analitica adottata per i cinematismi consente di automatizzare il calcolo dei coefficienti di attivazione dei singoli cinematismi elementari per i macroelementi (generalmente pareti o limitati assemblaggi) individuati nell'edificio in muratura.

La procedura di analisi adottata è particolarmente adatta per gli agglomerati urbani e gli edifici non "scatolari" che spesso non rispondono alle caratteristiche costruttive degli edifici di nuova fattura, ma richiedono adeguati strumenti di modellazione, capaci di considerare meccanismi di collasso anticipati (basati generalmente sulla perdita di equilibrio di porzioni murarie rigide) rispetto a comportamenti che richiamano gli stati di sforzo e deformazione interna dei materiali.

Come indicato dalla normativa, tali verifiche possono essere effettuate valutando, mediante i metodi di analisi suggeriti, la capacità sismica in termini di resistenza (analisi cinematica lineare). Infatti è possibile valutare l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo e svolgere mediante analisi lineare le verifiche di sicurezza allo stato limite di danno (SLD) e allo stato limite ultimo (SLU) oppure è possibile determinare l'andamento dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi, al crescere dello spostamento di un punto di riferimento del sistema, e l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo, fino all'annullamento di ogni capacità di sopportare azioni orizzontali, ottenendo così una curva di capacità, che può essere trasformata in termini di accelerazione e spostamento spettrali e che permette di individuare lo spostamento ultimo per

collasso del meccanismo, da confrontarsi con gli spostamenti richiesti alla struttura in presenza dell'evento sismico, realizzando le verifiche di sicurezza allo SLU.

11.1 Verifica SLU con analisi lineare

Noto il coefficiente di attivazione del meccanismo c , considerando un atto di rotazione virtuale della parete attorno alla cerniera ipotizzata, considerando lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione del carico $N1$ (posto all'altezza $h1$ rispetto alla base della parete) come punto di spostamento di controllo unitario, si possono ricavare le espressioni degli spostamenti virtuali orizzontali $\delta x, i$ dei punti di applicazione degli i -esimi carichi:

$$\delta_{x,N_1} = 1 = h_1 \cdot \vartheta \Rightarrow \vartheta = \frac{1}{h_1}, \quad \delta_{x,P_1} = h_{P_1} \cdot \vartheta = \frac{h_1/2}{h_1} = 0.5$$

La massa partecipante al cinematismo, detta M^* , è quindi data da:

$$M^* = \frac{(N_1 \cdot \delta_{x,N_1} + P_1 \cdot \delta_{x,P_1})^2}{g \cdot (N_1 \cdot \delta_{x,N_1}^2 + P_1 \cdot \delta_{x,P_1}^2)}$$

e la frazione di massa partecipante è:

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} = \frac{g \cdot M^*}{P_1 + N_1}$$

L'accelerazione sismica spettrale a^* andrà opportunamente ridotta per tenere conto del Livello di Conoscenza raggiunto. Tenendo conto del fattore di confidenza FC , risulta quindi:

$$a_0^* = \frac{c \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* \cdot FC} = \frac{c \cdot g}{e^* \cdot FC}$$

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra, la verifica di sicurezza è soddisfatta se l'accelerazione spettrale a_0^* che attiva il meccanismo, confrontata con l'accelerazione al suolo, ovvero lo spettro elastico definito valutato per $T=0$, soddisfa la seguente disuguaglianza:

$$\text{SLD:} \quad a_0^* \geq a_g(P_{V_R}) \cdot S, \quad \text{SLU:} \quad a_0^* \geq \frac{a_g(P_{V_R}) \cdot S}{q}$$

dove:

a_g è funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e della vita di riferimento;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

q è il fattore di struttura.

Se invece il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo è in genere amplificata rispetto a quella al suolo. Un'approssimazione accettabile consiste nel verificare anche:

$$\text{SLD:} \quad a_0^* \geq S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma, \quad \text{SLU:} \quad a_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q}$$

dove:

$S_e(TI)$ è lo spettro elastico definito dalle Norme Tecniche per le Costruzioni in funzione dei parametri precedentemente determinati, della probabilità di superamento dello stato limite scelto e del periodo di riferimento VR , calcolato per il periodo TI ;

$T_1 = 0,05 \cdot H^{3/4}$ è il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata;

$\psi(Z)$ è il primo modo di vibrazione nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità all'edificio; in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\psi(Z) = Z/H$, dove H è l'altezza totale dell'edificio rispetto alla fondazione;

Z è l'altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura:

nel caso in esame all'altezza della quota di imposta del meccanismo (altezza , rispetto alla fondazione, della cerniera A);

γ è il corrispondente coefficiente di partecipazione modale (in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\gamma = 3N / (2N+1)$, con N numero di piani dell'edificio).

Si riporta a titolo di esempio la verifica dei meccanismi locali ritenuti più significativi.

Simbologia

Zi = Coordinata Z iniziale
 Zf = Coordinata Z finale
 Spess. = Spessore
 Crit. = Criterio di progetto
 h = Altezza
 d₁ = Eccentricità della muratura soprastante
 S_{sx} = Numero del solaio a sinistra
 d₂ = Eccentricità di appoggio del solaio
 S_{dx} = Numero del solaio a destra
 e_a = Eccentricità per tolleranze di esecuzione
 a = Interasse irrigidimenti
 ρ = Fattore laterale di vincolo
 λ = Snellezza convenzionale
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
 N1 = Carico trasmesso dal pannello sovrastante
 e_{s1} = Eccentricità convenzionale della muratura soprastante
 ΣN2_{sx} = Reazione totale dei solai a sinistra
 ΣN2_{dx} = Reazione totale dei solai a destra
 e_{s2} = Eccentricità convenzionale della reazione d'appoggio dei solai
 e₁ = Eccentricità per sezioni di estremità
 Zv = Coordinata Z di verifica
 N = Sforzo normale
 M_v = Momento flettente dovuto al vento o al sisma
 e_v = Eccentricità dovuta al vento o al sisma
 e₂ = Eccentricità per sezione di massimo M_v
 e = Eccentricità di calcolo
 m = Coefficiente di eccentricità
 Φ_t = Coefficiente di riduzione della resistenza per eccentricità trasversale
 Nu = Sforzo normale ultimo
 Mu = Momento ultimo
 V_{Ed} = Taglio agente
 β = Coefficiente di parzializzazione della sezione
 Vu = Taglio ultimo
 Num. = Numero elemento (maschio/architrave)
 Comm. = Commento
 An. = Tipo di analisi
 L = Lineare
 NL = Non lineare
 TCC = Tipo di combinazione di carico
 SLU = Stato limite ultimo
 SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
 SLD = Stato limite di danno
 SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
 SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
 SLO = Stato limite di operatività
 SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
 α_u (A_g) = Indicatore di rischio in termini di accelerazione

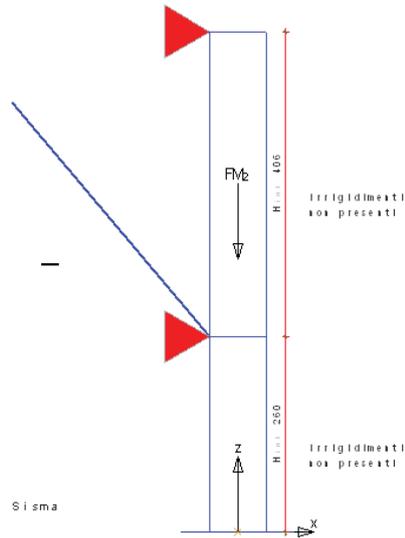
Configurazione geometrica

Zi	Zf	Spess.	Crit.	h	d ₁	S _{sx}	d ₂	S _{dx}	d ₂	e _a	a	ρ	λ
<m>	<m>	<cm>		<m>	<cm>		<cm>		<cm>	<cm>	<m>		
-0.00	2.60	74.81	5	2.60	-0.00					1.30	0.00	1.00	3.48
2.60	6.66	74.81	5	4.06						2.03	0.00	1.00	5.43

Verifiche cinematiche

Ribalt. a $z=2.60$

Maschio n. 78



Elenco forze agenti					
N	Fx	Fz	Xg	Zg	Commento
FM ₂	10497.50	-1.91E-008	4.63		Peso maschio piano 2

Elenco forze agenti

N	Fx	Fz	Xg	Zg	Commento
FM ₂	10497.50	-1.91E-006	4.63		Peso maschio piano 2

Massa partecipante al cinematico $M^*=1070.08$ <KG>

Frazione di massa partecipante $e^*=1.00$

Analisi lineare

Moltiplicatore orizzontale dai carichi all'attivazione del meccanismo $\alpha_0=0.18$

Accelerazione spettrale all'attivazione del meccanismo $a_0^*=0.1365$ <g>

Accelerazione al suolo per SLV [C8A.4.9] 0.1233 <g>

Accelerazione di picco PGA=0.19 <g>

Indicatore di rischio in termini di accelerazione α_u (A_g)=1.1069

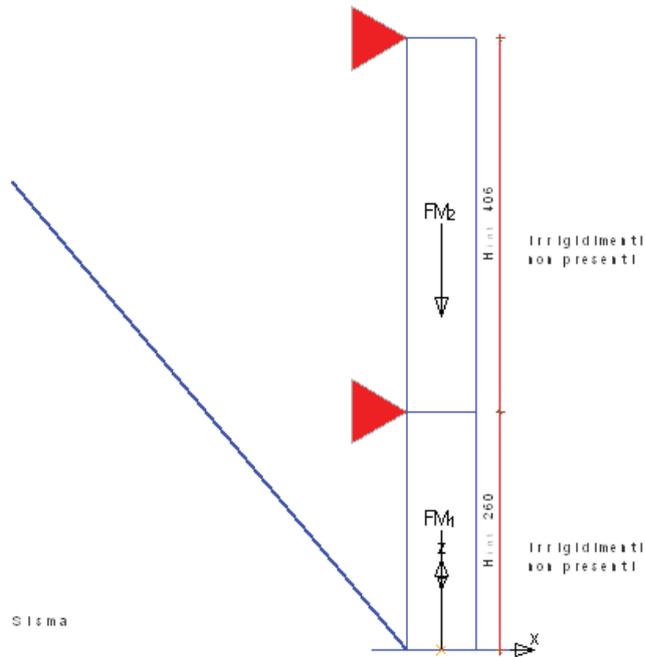
Accelerazione amplificata per SLV [C8A.4.10]= 0.0787 <g>

Accelerazione di picco PGA=0.29 <g>

Indicatore di rischio in termini di accelerazione α_u (A_g)=1.7353

Ribalt. a z=-0.00

Maschio n. 78



Elenco forze agenti						
N	Fx	Fz	Xg	Zg	Comme to	
FM ₁	6722.55	0.00E+000	1.30		Peso maschio	piano 1
FM ₂	10497.50	-1.91E-006	4.63		Peso maschio	piano 2

Elenco forze agenti

N	Fx	Fz	Xg	Zg	Comme to
FM ₁		6722.55	0.00E+000	1.30	Peso maschio piano 1
FM ₂		10497.50	-1.91E-006	4.63	Peso maschio piano 2

Massa partecipante al cinematismo $M^*=1417.92$ <KG>

Frazione di massa partecipante $e^*=0.81$

Analisi lineare

Moltiplicatore orizzontale dai carichi all'attivazione del meccanismo $\alpha_0=0.11$

Accelerazione spettrale all'attivazione del meccanismo $a_0^*=0.1030$ <g>

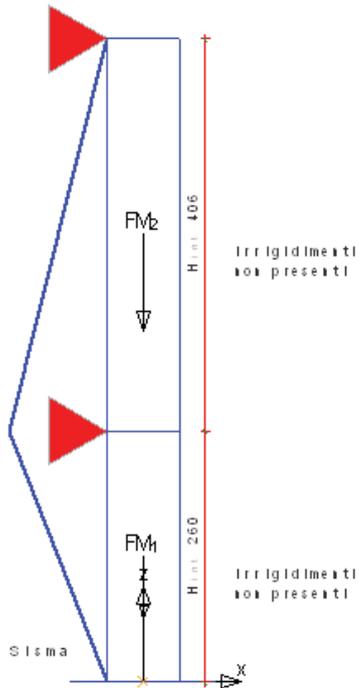
Accelerazione al suolo per SLV [C8A.4.9] 0.1233 <g>

Accelerazione di picco PGA=0.14 <g>

Indicatore di rischio in termini di accelerazione α_u (A_g)=0.8353

Fless. a z= 2.60 da z=-0.00 a z= 6.66

Maschio n. 78



Elenco forze agenti						
N	Fx	Fz	Xg	Zg	Commento	
FM ₁	6722.55	0.00E+000	1.30		Peso maschio piano 1	
FM ₂	10497.50	-1.91E-006	4.63		Peso maschio piano 2	

Elenco forze agenti

N	Fx	Fz	Xg	Zg	Commento
FM ₁	6722.55	0.00E+000	1.30		Peso maschio piano 1
FM ₂	10497.50	-1.91E-006	4.63		Peso maschio piano 2

Massa partecipante al cinematismo $M^*=1755.36$ <KG>

Frazione di massa partecipante $e^*=1.00$

Analisi lineare

Moltiplicatore orizzontale dai carichi all'attivazione del meccanismo $\alpha_0=0.58$

Accelerazione spettrale all'attivazione del meccanismo $a_0^*=0.4263$ <g>

Accelerazione al suolo per SLV [C8A.4.9] 0.1233 <g>

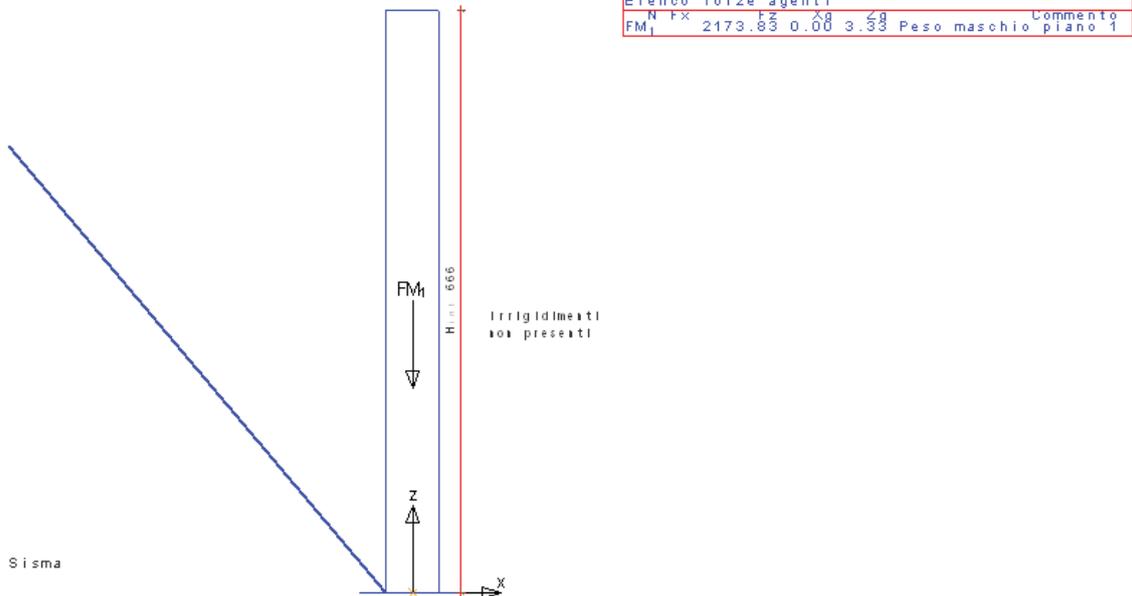
Accelerazione di picco $PGA=0.58$ <g>

Indicatore di rischio in termini di accelerazione $\alpha_u (A_g)=3.4569$

Verifiche cinematici

Ribalt. a z=-0.00

Maschio n. 10



Elenco forze agenti

N	Fx	Fz	Xg	Zg	Commento
FM1	2173.83	0.00	3.33		Peso maschio piano 1

Massa partecipante al cinematico $M^*=221.59$ <KG>

Frazione di massa partecipante $e^*=1.00$

Analisi lineare

Moltiplicatore orizzontale dai carichi all'attivazione del meccanismo $\alpha_0=0.09$

Accelerazione spettrale all'attivazione del meccanismo $a_0^*=0.0667$ <g>

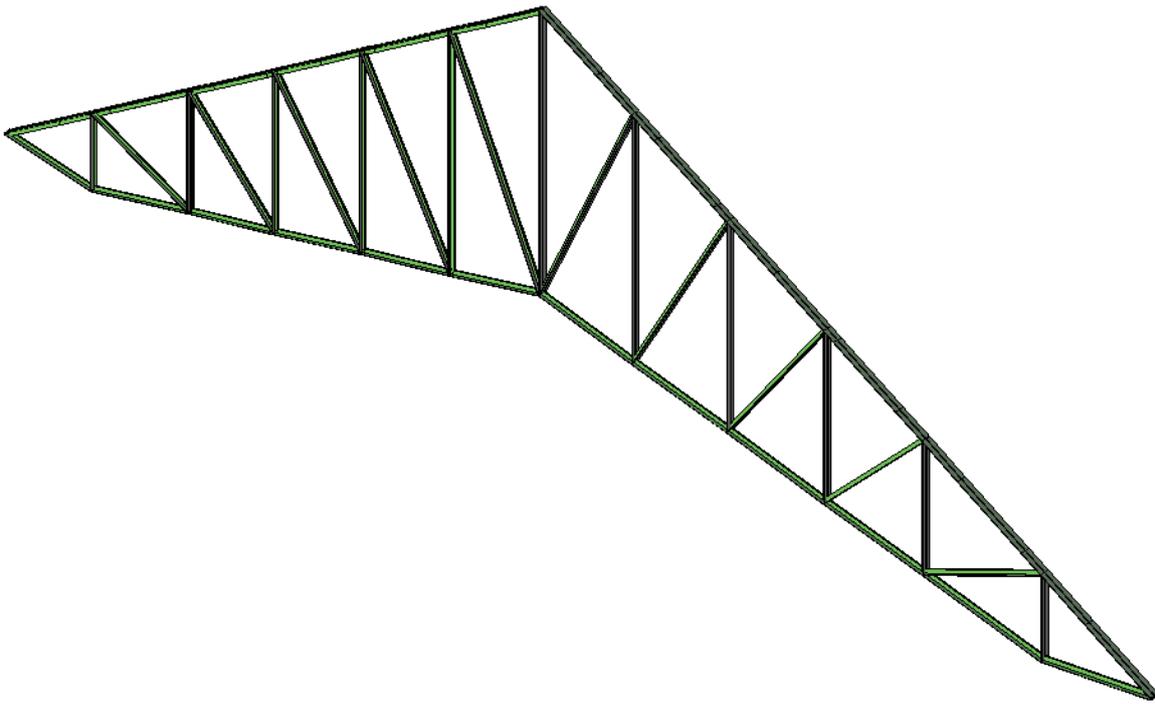
Accelerazione al suolo per SLV [C8A.4.9] 0.1233 <g>

Accelerazione di picco PGA=0.09 <g>

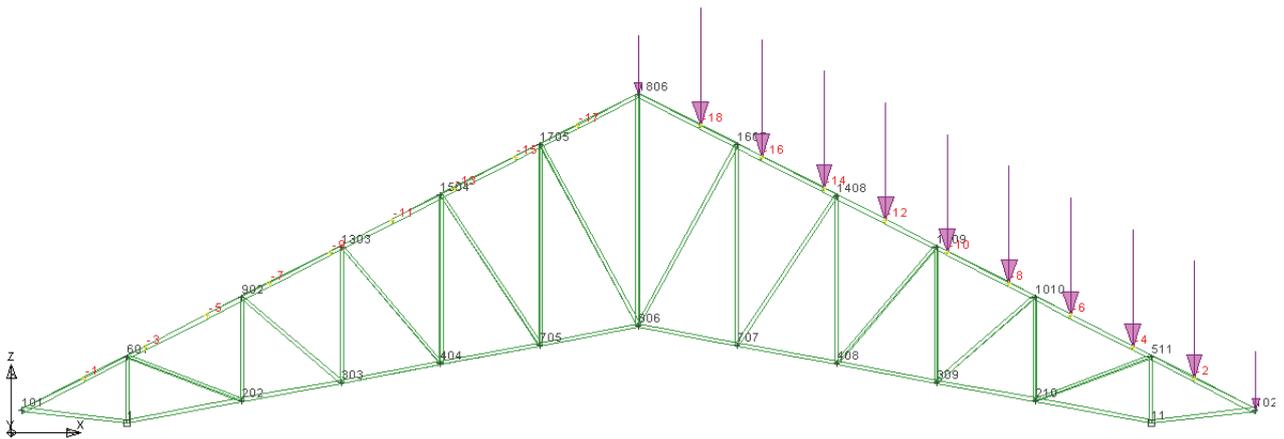
Indicatore di rischio in termini di accelerazione α_u (A_g)=0.5412

12. ANALISI DELLA CAPRIATA IN ACCIAIO

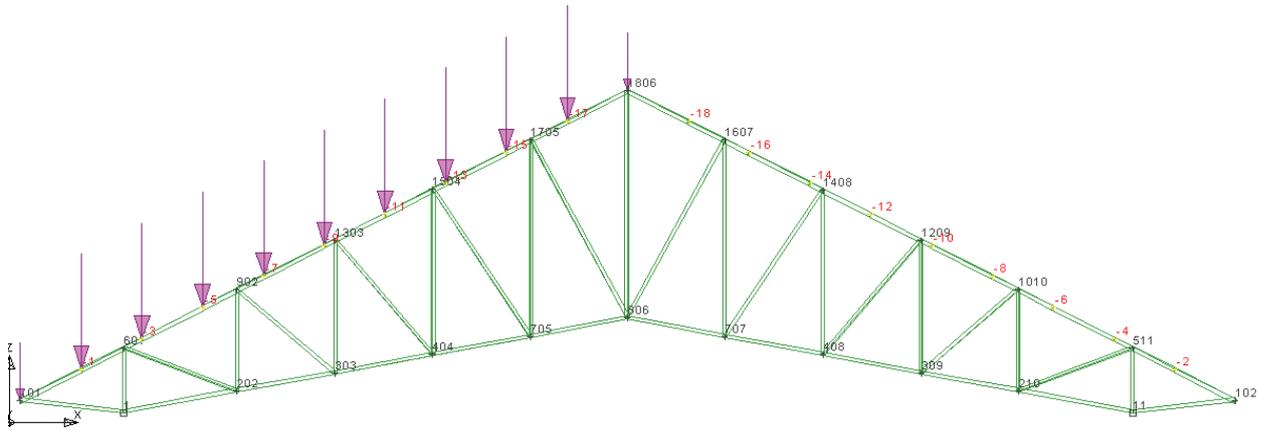
Ai fini di valutare il grado di sicurezza della capriata in acciaio della copertura, si è proceduto ad un'analisi locale della stessa con riferimento alle diverse combinazioni di carico previste dalle NTC 08. Si riportano di seguito i principali risultati dell'analisi condotta.



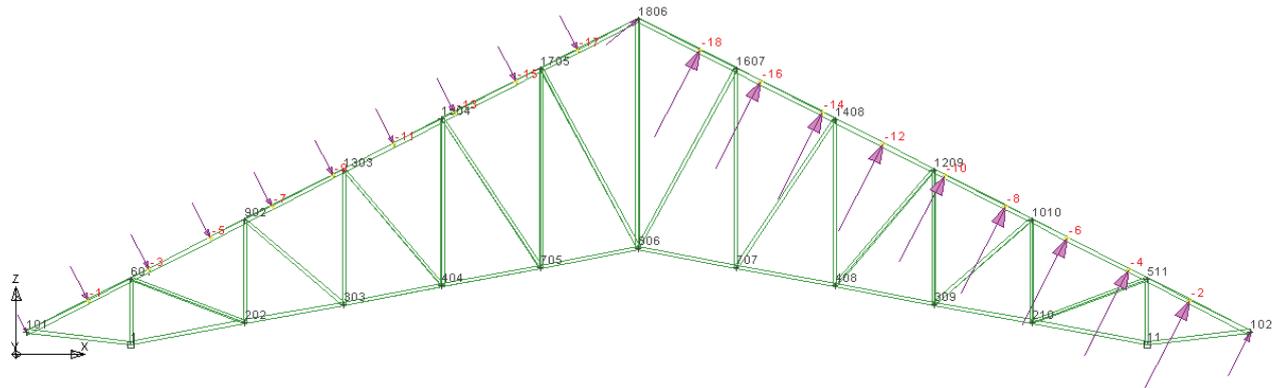
Rendering della capriata



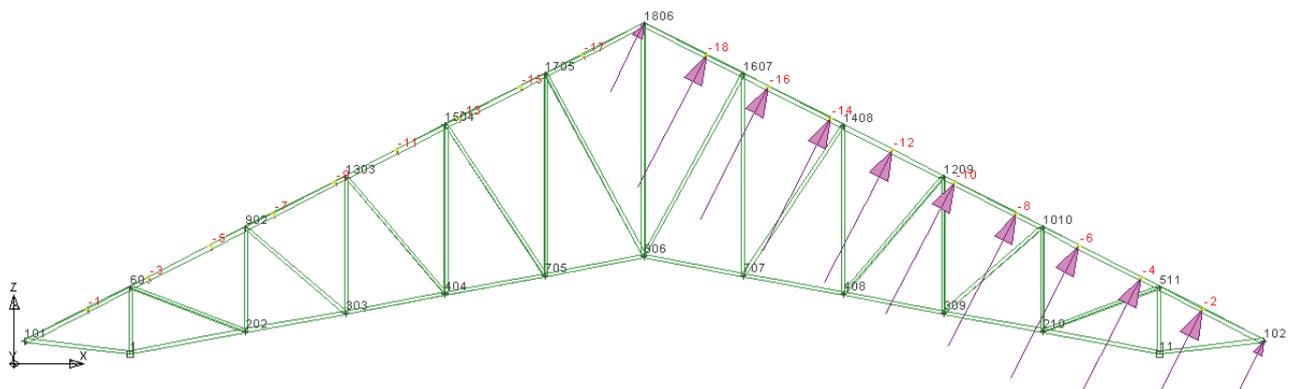
Condizione di carico elementare n.3 - Variabili neve falda dx



Condizione di carico elementare n.4 - Variabili neve falda sx



Condizione di carico elementare n.5 - Vento da sx -ambiente interno in depress.



Condizione di carico elementare n.6 - Vento da sx -ambiente intrno in press.

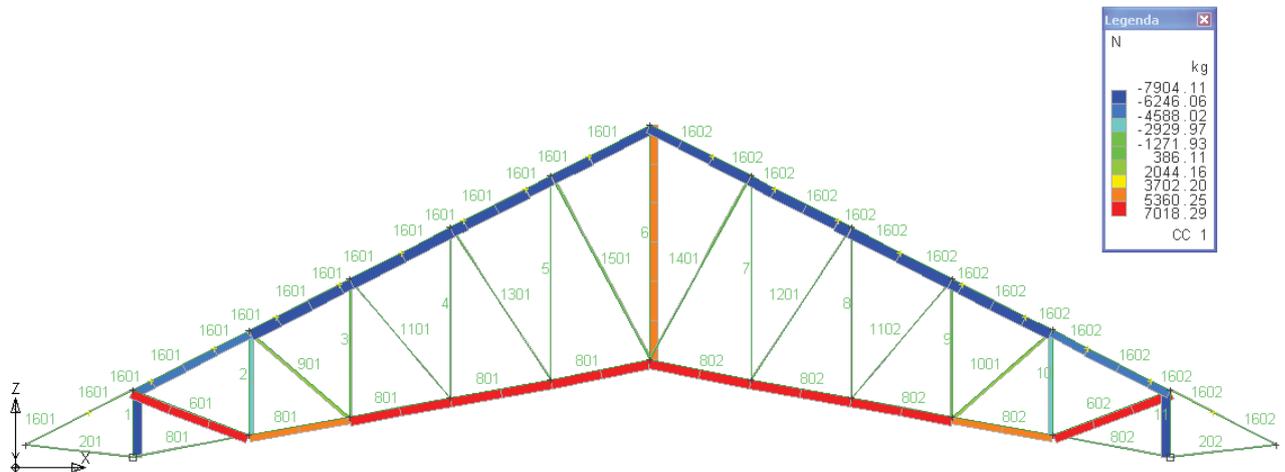
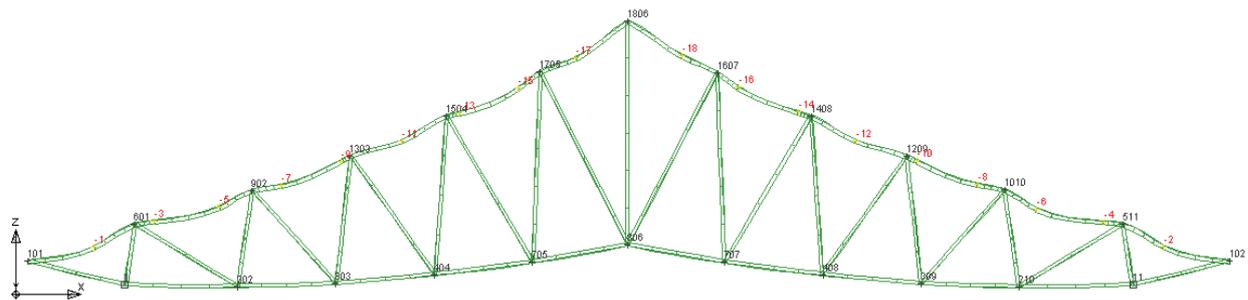
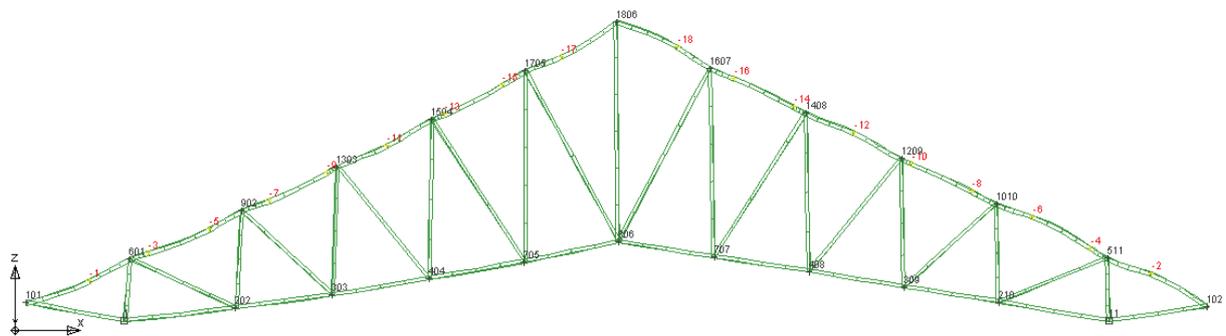


DIAGRAMMA SFORZO NORMALE ASTE –COMBINAZIONE DI CARICO CC1 (PESO PROPRIO + NEVE)

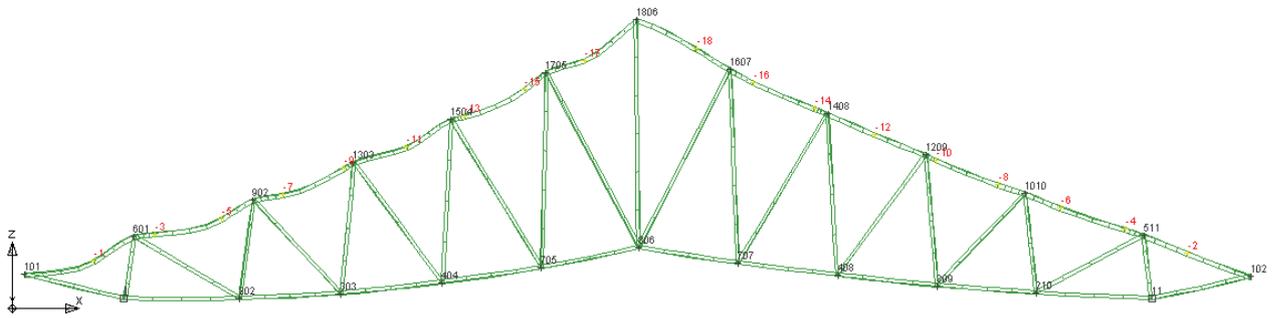


DEFORMATA ELASTICA CAPRIATA –COMBINAZIONE DI CARICO CC1 (PESO PROPRIO + NEVE)

ABBASSAMENTO MASSIMO $s_z = 0.82$ cm

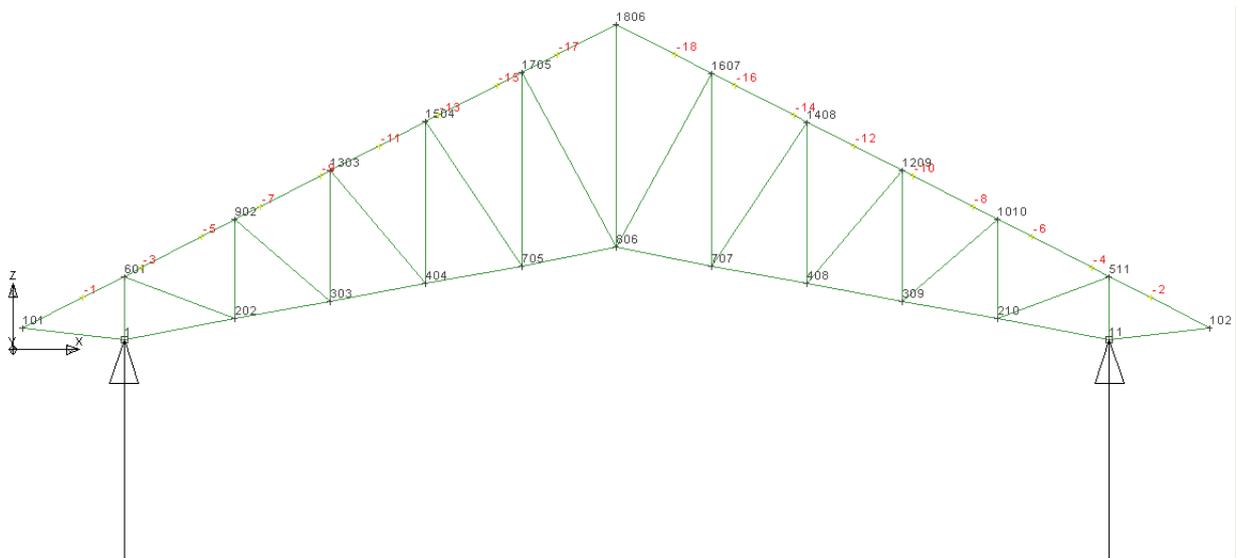


DEFORMATA ELASTICA CAPRIATA –COMBINAZIONE DI CARICO CC3 (PESO PROPRIO + VENTO CON AMBIENTE
 INTERNO IN DEPRESSIONE)



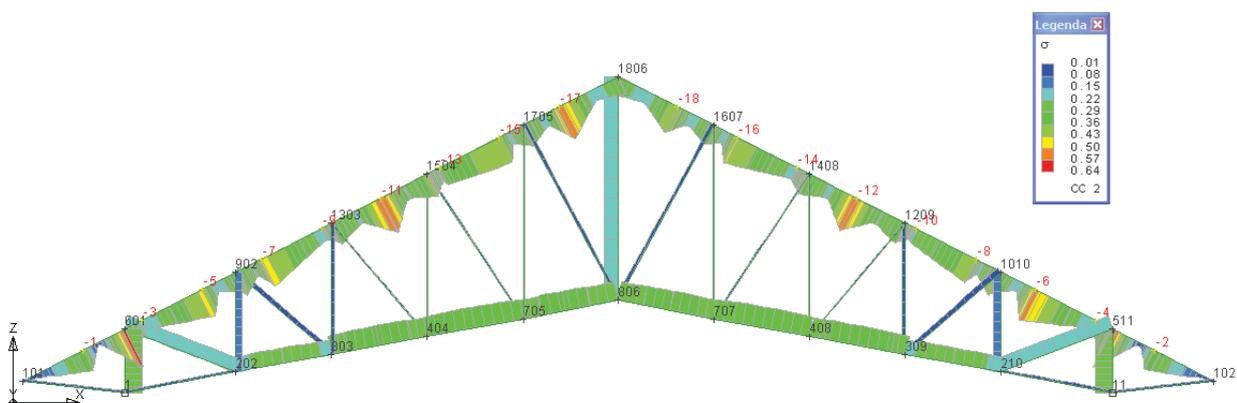
DEFORMATA ELASTICA CAPRIATA – COMBINAZIONE DI CARICO SLE R CC5 (PESO PROPRIO + NEVE + VENTO CON VENTO
 DOMINANTE)

ABBASSAMENTO MASSIMO $s_z = 0.73$ cm



REAZIONI VINCOLARI AGLI APPOGGI – COMBINAZIONE DI CARICO CC1 (PESO PROPRIO + NEVE)

$R_z \text{ max} = 6610$ daN



TASSI DI SFRUTTAMENTO ASTE RELATIVE ALLA SOLLECITAZIONE DI SFORZO NORMALE – COMBINAZIONE DI CARICO CC1
 (PESO PROPRIO + NEVE)

**MODELLAZIONE SISMICA DEL SITO, CARATTERIZZAZIONE
GEOTECNICA E VERIFICHE SULLE FONDAZIONI**

1. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- **Decreto Ministeriale Infrastrutture 14.01.2008** "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"

- **Circolare n.617 del 2 febbraio 2009/Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008".

- **D.P.R. n.380 del 6 giugno 2001** "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia"

2. PREMESSA

Nel presente capitolo saranno analizzate le caratteristiche sismiche e geotecniche dei terreni costituenti il sito interessato dalla "Variante al P.U.A. relativo all'ambito 43.1 della variante al P.R.G. di Napoli denominato "Magazzini approvvigionamento ferroviari" in adesione alla Legge Regionale n.19/2009 e s.m.i.(Piano Casa)" [Fig. 2.1] ubicato nella zona nord-orientale del Comune di Napoli in via Botteghele.



Fig. 2.1 – Individuazione del sito

I contenuti del presente capitolo sono in accordo con quanto riportato nella specifica relazione geologico-tecnica. In esso, oltre alla definizione del modello sismico e geotecnico del sito di studio, verranno riportate le verifiche di tipo geotecnico delle opere di fondazione del solo *Manufatto n.1* oggetto di analisi strutturale.

In particolare la sezione relativa alla modellazione sismica del sito di costruzione è stata redatta in ottemperanza ai § 3.2 del D.M. 14/01/2008 e del § C3.2 della Circolare n.617 del 02/02/2009; mentre la sezione relativa agli aspetti geotecnici e alle verifiche condotte sulle fondazioni è stata redatta in ottemperanza ai §§ 6.2.2 del D.M. 14/01/2008, dei §§ C6.2.2 e della Circolare n.617 del 02/02/2009 e agli artt. 87 e 93 del D.P.R. n. 380/2001.

3. DESCRIZIONE DEI MANUFATTI ESISTENTI

Come esposto in premessa, il sito interessato dalla "Variante al P.U.A. relativo all'ambito 43.1 della variante al P.R.G. di Napoli denominato "Magazzini approvvigionamento ferroviari" in adesione alla Legge Regionale n.19/2009 e s.m.i.(Piano Casa)" è ubicato nella zona nord-orientale del Comune di Napoli in via Botteghelle.

L'area in oggetto denominata "Magazzini approvvigionamento ferroviari" è caratterizzata dalla presenza di diversi manufatti edilizi di tipo industriale [Fig. 3.1]; nella fattispecie sono presenti manufatti in muratura di tufo [Manufatti n.1-2-3-4-5-6-7-9-10-11], in acciaio [non oggetto di studio] e di tipo prefabbricato [Manufatto n.8 – non oggetto di studio].

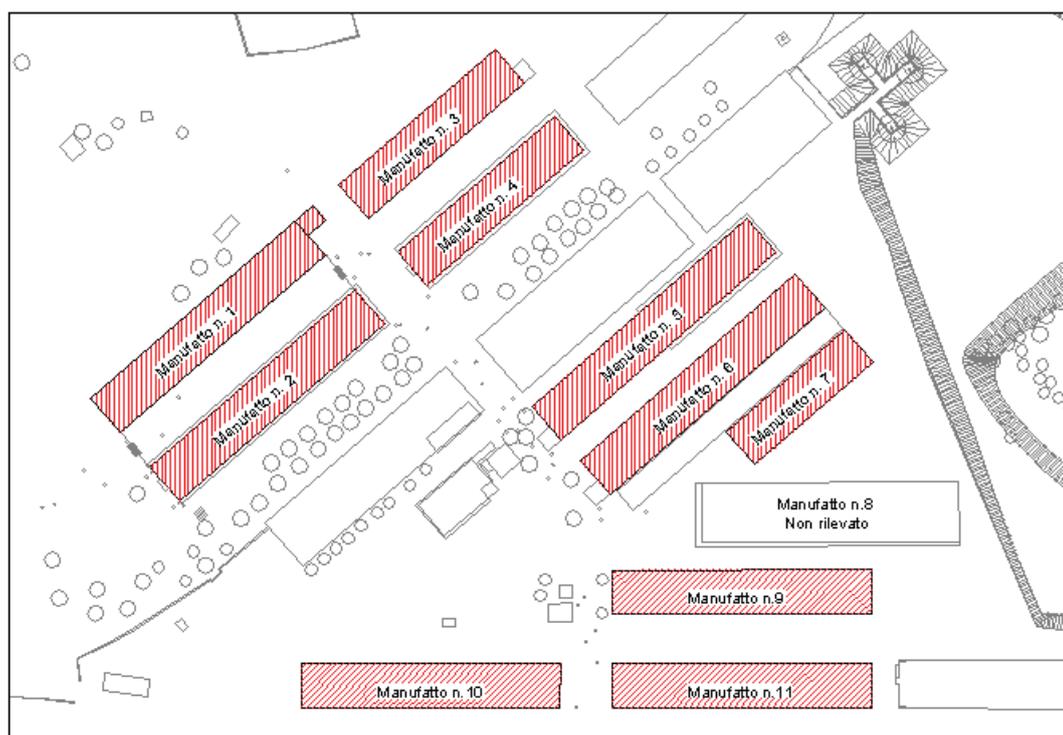


Fig. 3.1 – Planimetria con indicazione dei manufatti rilevati

Nel presente capitolo sono state affrontate e analizzate le tematiche inerenti la caratterizzazione sismica e geotecnica del sito, il rilievo tipologico e tecnologico delle opere di fondazione e l'analisi dell'interazione, allo stato attuale, del complesso fondazione–terreno per il *Manufatto N.1* oggetto di studio.

3.1 Indagini dirette sulle fondazioni esistenti

Per quanto attiene al rilievo delle fondazioni esistenti, è stata predisposta una campagna di indagini volta ad individuare le caratteristiche tipologiche e tecnologiche delle fondazioni del *Manufatto N.1* oggetto di analisi strutturale [Fig.3.1]; sono stati eseguiti n.3 saggi diretti mediante la realizzazione di trincee di ispezione, denominate S1-S2-S3 [cfr. Tav. ST.01 e Fig. 3.2], al fine di rilevare la tipologia delle opere di fondazione e l'individuazione del relativo piano di posa.

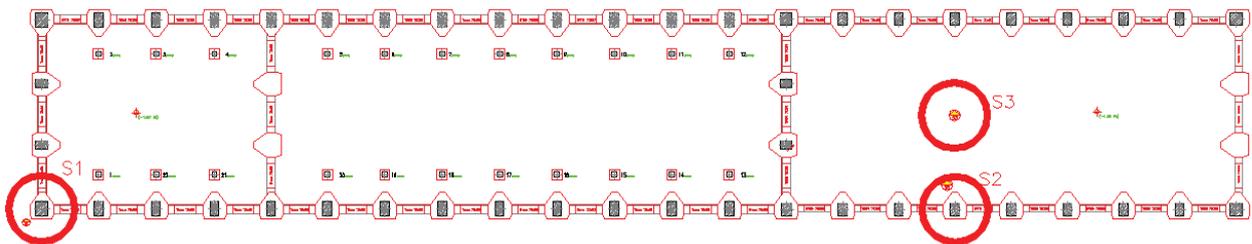


Fig. 3.2 – Localizzazione delle indagini dirette sulle fondazioni – *Manufatto N.1*

Si riportano di seguito gli esiti dei rilievi diretti eseguiti sulle opere di fondazione esistenti:

1) Trincea di ispezione S1

La trincea di ispezione S1 è stata realizzata al piede del pilastro d'angolo posto a Sud-Est del manufatto; si riportano di seguito alcune immagini rappresentative dei rilievi svolti.



Fig. 3.3 – Plinto al piede del pilastro Sud-Est



Fig. 3.4 – Trave di collegamento tra plinti perimetrali – Angolo Sud-Est

2) *Trincea di ispezione S2*

La trincea di ispezione S2 è stata realizzata al piede di un pilastro perimetrale posto sul lato Est del manufatto; si riportano di seguito alcune immagini rappresentative dei rilievi svolti.



Fig. 3.5 – Plinto al piede del pilastro perimetrale – Lato Est



Fig. 3.6 – Trave di collegamento tra plinti perimetrali – Lato Est

3) *Trincea di ispezione S2*

La trincea di ispezione S3 è stata realizzata all'interno del manufatto per verificare l'esistenza di eventuali collegamenti trasversali in fondazione.



Fig. 3.7 – Trincea S3



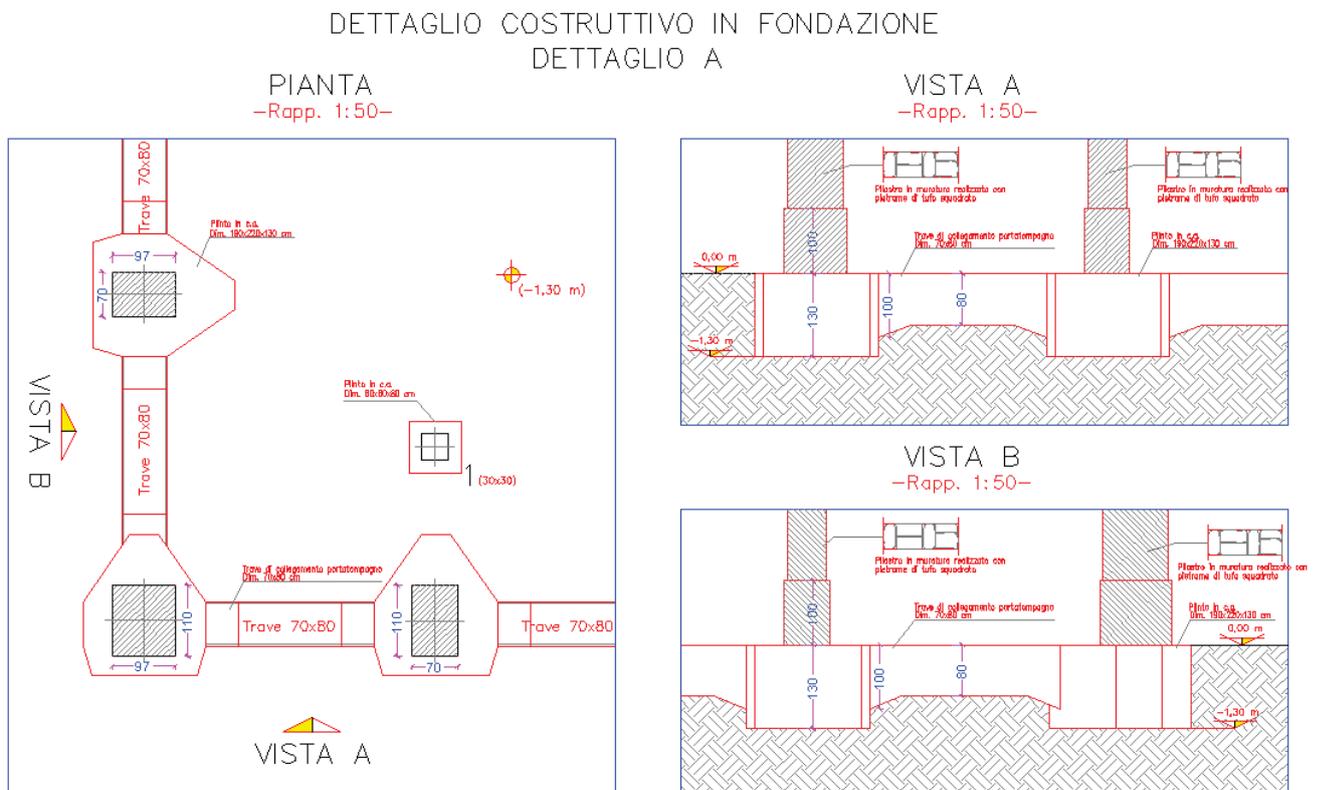
Fig. 3.8 – Trincea S3

3.2 Risultati del rilievo tipologico sulle fondazione esistenti

Gli esiti delle indagini dirette descritte nel paragrafo precedente hanno consentito di rilevare le caratteristiche tipologiche e tecnologiche delle fondazioni del fabbricato in esame; esse risultano del tipo diretto e più in particolare costituite da plinti in c.a. a pianta pseudo-triangolare, di dimensioni caratteristiche 165x220 cm, di altezza pari a 130 cm e aventi piano di posa a circa -130 cm dal piano campagna [cfr. Trincee di ispezione S1-S2].

E' stato rilevato, inoltre, che perimetralmente all'edificio, i plinti sono collegati da travi in c.a., sulle quali poggiano i tompagni in muratura di tufo, aventi sezione rettangolare 70x80 cm [cfr. Trincee di ispezione S1-S2]; infine è stata rilevata l'assenza di collegamenti trasversali in fondazione [cfr. Trincea di ispezione S3]. Inoltre, dal rilievo geometrico e tipologico, si evince che le travi di collegamento non sono state realizzate a contatto con il terreno ma gettate entro casseforme e successivamente rinterrate.

Per una migliore comprensione di quanto sopra esposto si riporta di seguito un dettaglio grafico delle fondazioni rilevate [cf. Tav. ST.01 – Fig. 3.9]:



4. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area in esame, che ricade nell'Ambito 43.1 della variante al P.R.G. di Napoli, è situata nell'estremità nord-occidentale del Comune di Napoli in via Botteghelle, al confine con il Comune di Casoria, nel quartiere di Ponticelli; inoltre l'area ricade nelle Tav. n. 56-57 della Carta Aerofotogrammetrica di Napoli.

Zona sismica: Zona 2

Comune di Napoli – Via Botteghelle

Coordinate geografiche: **LON. 14.31501 LAT. 40.87573**

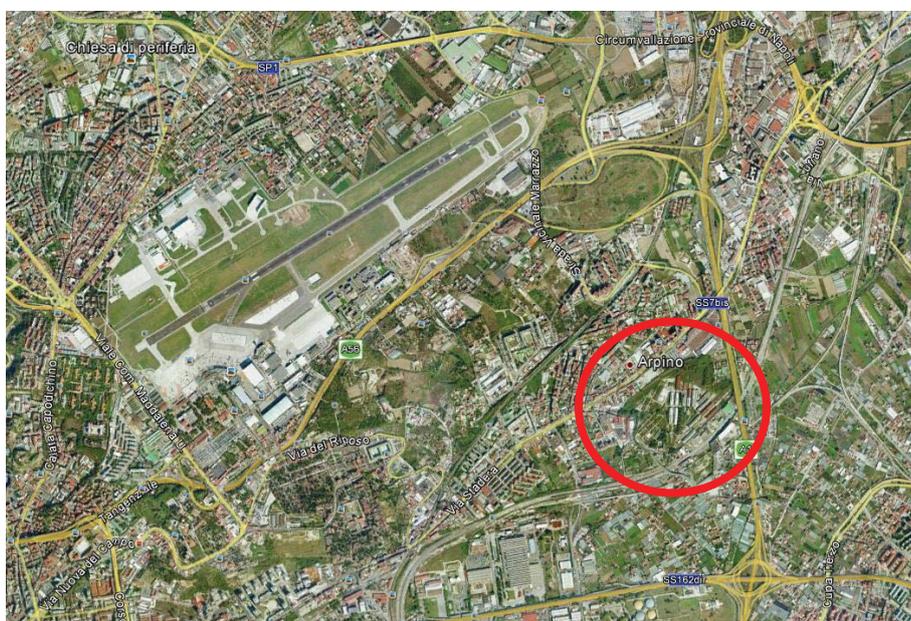


Fig. 4.1 – Individuazione dell'area in oggetto

5. INDAGINI GEOTECNICHE E SISMICHE

Per definire la stratigrafia dei terreni costituenti il sito e per acquisirne i parametri fisico-meccanici è stato predisposto un apposito piano delle indagini consistente in:

- a) n.15 prove Penetrometriche Statiche Continue (CPT);
- b) n.5 sondaggi a carotaggio L=30 m condizionato con piezometro ATA 2'' (LFV=Prove Le Franc);
- c) n.5 sondaggi a carotaggio L=35 m condizionato con tubi in PVC 3'' per prove sismiche di tipo Down Hole;
- d) n.3 sondaggi a carotaggio L=30;
- e) Prelievo di campioni e analisi di laboratorio (analisi granulometrica, prova di compressione edometrica, prova di taglio diretto).

L'ubicazione delle prove geognostiche e geotecniche è mostrata nella seguente planimetria:

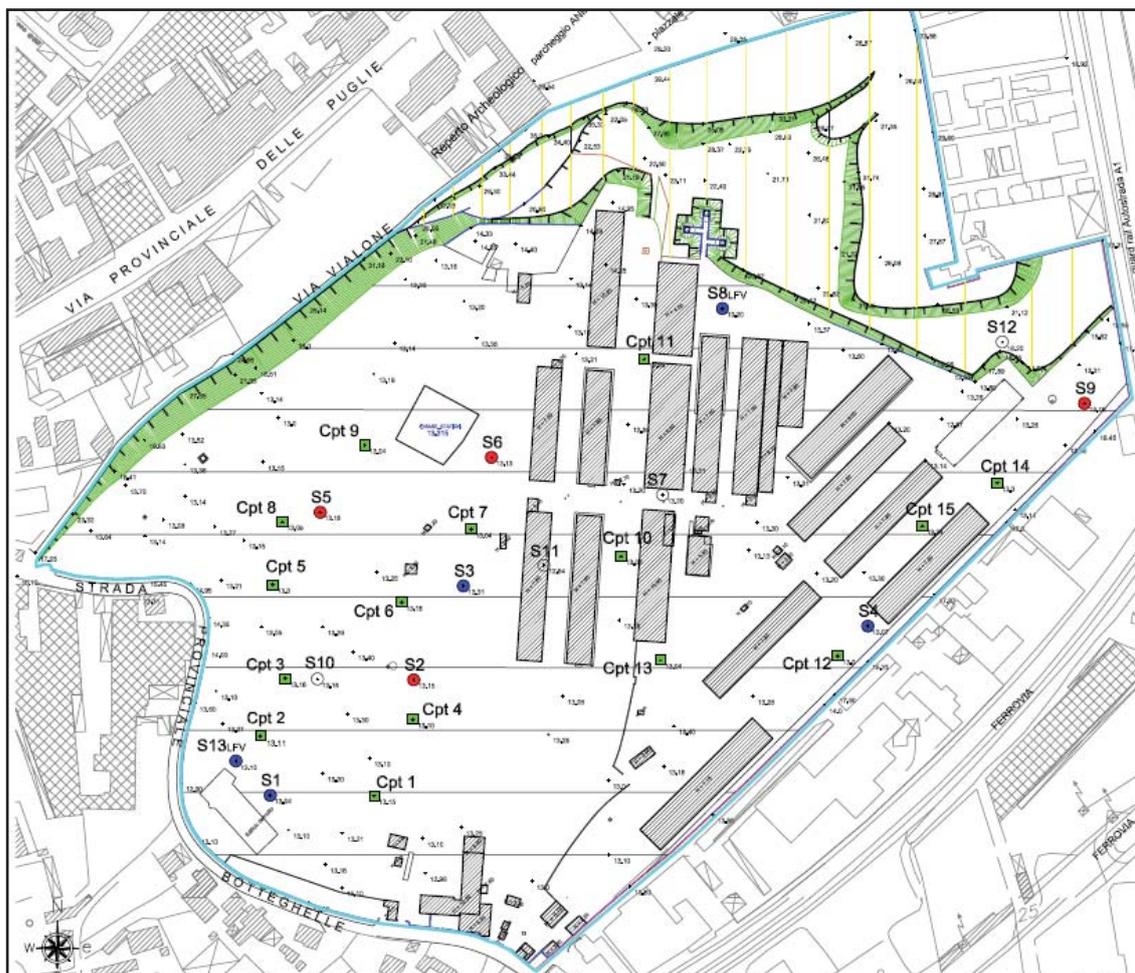


Fig. 5.1 – Ubicazione delle prove

Si riporta di seguito la legenda relativa alla simbologia utilizzata:

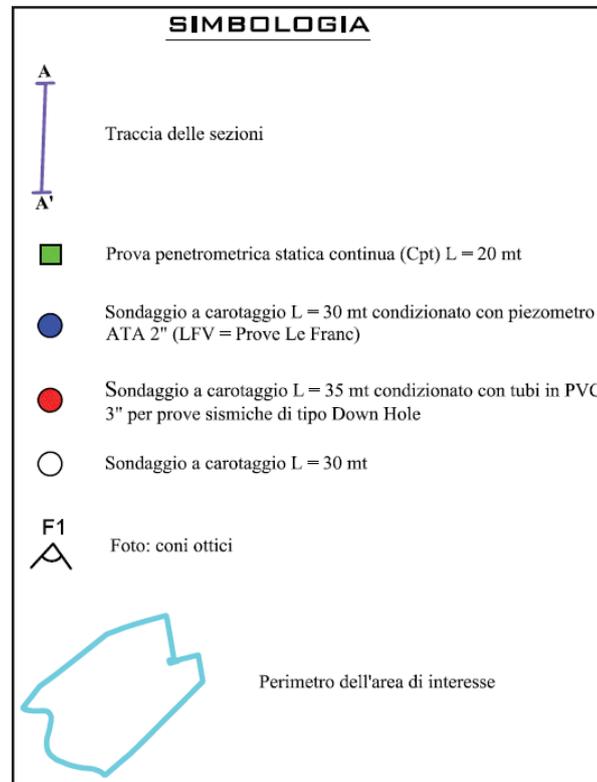


Fig. 5.2 – Legenda simbologia

Tuttavia per ulteriori approfondimenti relativamente alla descrizione delle prove geotecniche eseguite, sulle attrezzature impiegate, sugli standard di riferimento e sui risultati delle prove e misure eseguite si rimanda alla specifica relazione geologico-tecnica.

5.2 Cavità

Dai rilievi condotti in sito **non si rileva la presenza di cavità** interagenti con il volume significativo delle fondazioni rilevate del *Manufatto N.1* oggetto di analisi strutturale.

6. CARATTERI GEOLOGICI ED UNITA' LITOLOGICHE

Per ciò che riguarda l'aspetto geologico, dall'analisi dei dati stratigrafici dei sondaggi effettuati e dal confronto dei dati relativi al rilievo di superficie, il sottosuolo del sito è costituito da quattro litotipi:

- **P – Piroclastiti recenti**

Costituiscono la struttura degli attuali relitti antropici (cava) collinari;

- **PRa – Piroclastiti rimaneggiate (spessore da 1,70 m a 2,30 m);**

Provenienti dai suddetti relitti sono costituite talvolta da sabbie limose con inclusi pomicei millimetrici e scorie arrotondate (PRa) e talvolta da ghiaia sabbiosa con inclusi pomicei subcentimetrici a spigoli vivi e lapilli millimetrici a spigoli arrotondati (PRb)

- **PRb – Breccia vulcanica (spessore da 3,30 m a 8,50 m);**

Costituita da lapilli scoriacei e pomicei e proietti con diametro massimo di 50 cm, in matrice sabbioso-limosa e/o sabbioso-ghiaiosa.

- **BrV - Prodotti piroclastici indifferenziati (spessore da 7,50 m a 18,00 m);**

Costituiti da cineriti fini, da sabbie limose con lapilli millimetrici e cineriti medio-grosse, da sabbie ghiaiose con lapilli e pomici centimetriche provenienti dai campi Flegrei, da sabbie e ghiaie di facies fluviale passante a facies probabilmente marina, tufiti di estuario.

• **FALDA**

Dalle analisi effettuate, come riportato nella relazione geologica-tecnica, la falda è stata misurata ad una quota variabile tra i 10,80 m s.l.m. e 11,20 m s.l.m. Atteso che la quota del piano campagna è posta a 13,20 m s.l.m, il pelo libero della falda è posto ad una profondità di circa 2,00÷2,50 m.

Si riporta di seguito la carta geologica del sito:

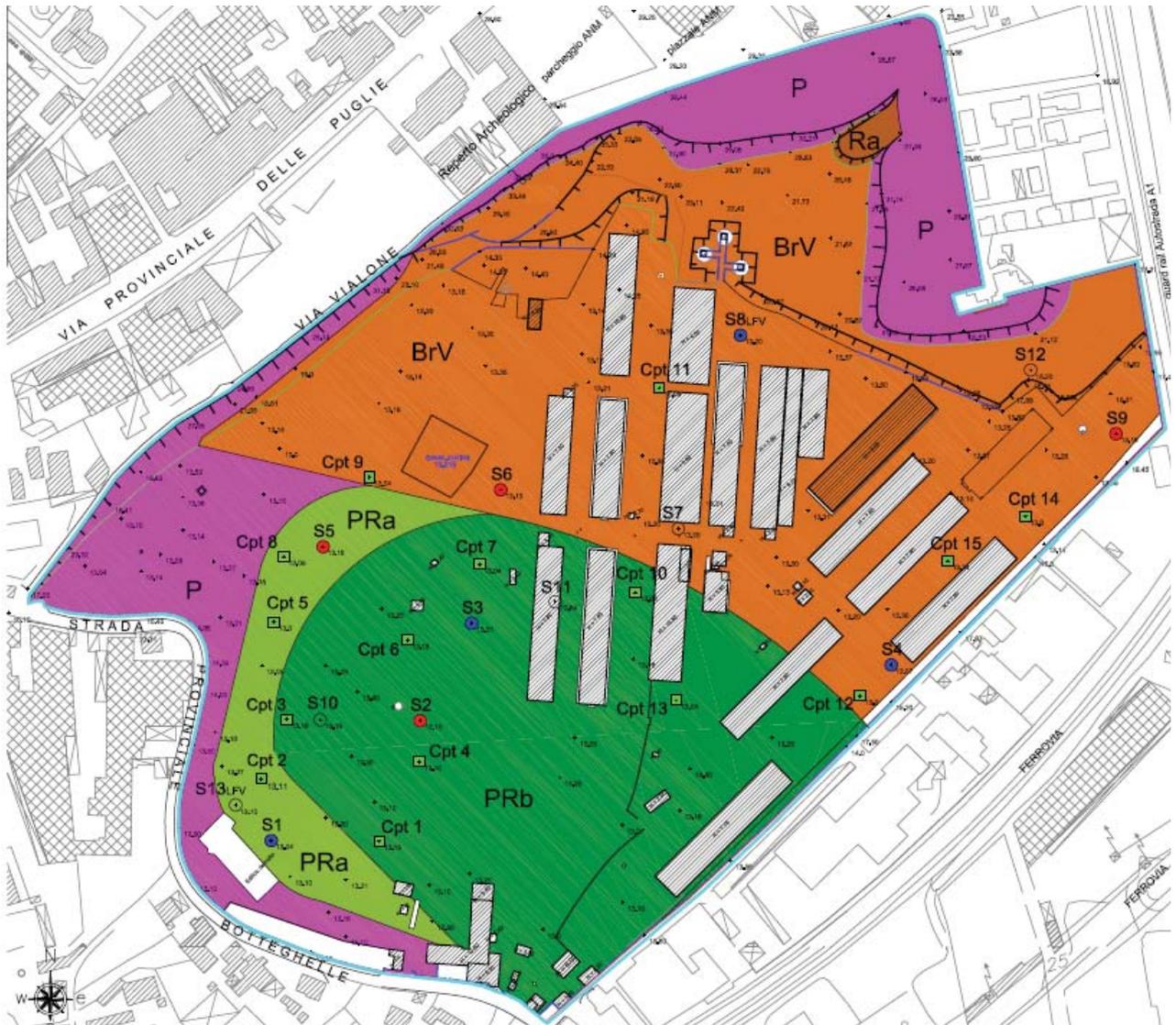


Fig. 6.1 – Carta geologica del sito

7. MODELLO SISMICO DEL SITO

Confrontando i dati dedotti dalle indagini sismiche con i dati stratigrafici relativi alle prove Down Hole, è stato possibile effettuare una caratterizzazione geosismica degli strati litologici significativi costituenti il sito in oggetto.

L'elaborazione dei dati sopra menzionati, confrontata con la stratigrafia scaturita dalle analisi dirette eseguite in loco, ha permesso quindi di effettuare una caratterizzazione del sito in oggetto dal punto di vista della risposta sismica.

In particolare, con riferimento alla carta geologica [Fig. 6.1] e ai risultati delle indagini sismiche, i terreni costituenti l'area subpianeggiante interessata agli interventi edilizi di risanamento, ristrutturazione e nuova costruzione possono essere suddivisi in due zone specifiche:

- **Zona 1** caratterizzata dalla presenza del litotipo *BrV* di "**Categoria B**";

Ai sensi del D.M. 14.01.2008 tale terreno appartiene alla tipologia delle "*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)*".

- **Zona 2** caratterizzata dalla presenza dei litotipi *P*, *PRa* e *PRb* di "**Categoria C**".

Ai sensi del D.M. 14.01.2008 tale terreno appartiene alla tipologia dei "*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)*".

7.1 Risposta sismica locale

Secondo il § 7.11.3.1 il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Alla scala della singola opera o del singolo sistema geotecnico, la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di cat.A, definito al § 3.2.2).

Ai sensi del § 7.11.3.2 l'influenza del profilo stratigrafico sulla risposta sismica locale è stata valutata in prima approssimazione con riferimento alle categorie di sottosuolo di cui al § 3.2.2. Il moto sismico alla superficie di un sito, associato a ciascuna categoria di sottosuolo, è stato definito mediante l'accelerazione massima (a_{max}) attesa in superficie ed una forma spettrale ancorata ad essa. Il valore di a_{max} è stato ricavato dalla relazione $a_{max} = S_s \cdot a_g$ dove a_g è l'accelerazione massima su sito di riferimento rigido ed S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica.

Ai sensi del § 7.11.3.3 la progettazione o la verifica di opere e sistemi geotecnici realizzati su versanti e l'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii, necessita della valutazione dell'amplificazione topografica che può essere effettuata mediante analisi di risposta sismica locale o utilizzando il coefficiente di amplificazione topografica S_T . Il parametro S_T è applicato nel caso di configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, di altezza superiore a 30 m. Gli effetti topografici possono essere trascurati per pendii con inclinazione media inferiore a 15° , altrimenti si applicano i criteri indicati nel § 3.2.2.

Per le verifiche sismiche delle fondazioni dell'opera in oggetto si è fatto riferimento alle sopraccitate indicazioni del D.M. 14 gennaio 2008, utilizzando i dati di seguito riportati:

T_{CC}	T_R	A_g	F_o	T_C^*
SLD	50	0.0605	2.34	0.31
SLV	475	0.1691	2.38	0.34

Sono stati presi a riferimento i seguenti caratteri relativi al sito:

Zona 1 (Litotipo BrV)

- **Categoria di sottosuolo "B"** (cifr.Tab. 3.2.II NTC): "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)".

- **Amplificazione stratigrafica $S_s=1,20$ - $C_c=1,365$** (cifr.Tab. 3.2.V NTC):

Tabella 3.2.V - Espressioni di S_s e C_c

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

- **Amplificazione topografica $S_T = 1,00$** e **Categoria topografica T_1** : Superficie pianeggiante (cifr.Tab. 3.2.VI NTC):

Tabella 3.2.VI – Valori del coefficiente di amplificazione topografica S_T

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

- **Parametro del sito per le componenti orizzontali del sisma S** (cfr. formula 3.2.5 - §3.2.3.2.1 NTC):

$$S = S_s \times S_T = 1,20 \times 1,00 = 1,20$$

Zona 2 (Litotipi P, PRa e PRb)

- **Categoria di sottosuolo "C"** (cifr.Tab. 3.2.II NTC): "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)".

- **Amplificazione stratigrafica $S_s=1,46$ - $C_c=1,499$** (cifr.Tab. 3.2.V NTC):

Tabella 3.2.V - Espressioni di S_s e C_c

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

- **Amplificazione topografica $S_T = 1,00$** e **Categoria topografica T_1** : Superficie pianeggiante (cifr.Tab. 3.2.VI NTC):

Tabella 3.2.VI – Valori del coefficiente di amplificazione topografica S_T

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

- **Parametro del sito per le componenti orizzontali del sisma S** (cfr. formula 3.2.5 - §3.2.3.2.1 NTC):

$$S = S_s \times S_T = 1,46 \times 1,00 = 1,46$$

Per quanto attiene alle caratteristiche del *Manufatto N.1* oggetto di analisi strutturale sono stati considerati i seguenti caratteri:

- **Vita nominale della costruzione $V_N \geq 50$ anni:** Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale (cfr.Tab. 2.4.I):

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

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

- **Classe d'uso della costruzione Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza.

- **Coefficiente d'uso e Vita Nominale:** $C_U = 1 \rightarrow VR = V_N * C_U = 50$ anni (cfr.Tab. 2.4.II):

Tabella 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

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

7.2 Stabilità del sito nei confronti della liquefazione

Il fenomeno della liquefazione dei terreni durante i terremoti, interessa in genere i depositi sabbiosi e/o sabbioso limosi sciolti, a granulometria uniforme, normalmente consolidati e saturi. Durante una sollecitazione sismica, infatti, le sollecitazioni indotte nel terreno, possono determinare un aumento delle pressioni interstiziali fino ad eguagliare la pressione litostatica annullando la resistenza al taglio e inducendo fenomeni di fluidificazione.

Pertanto ai sensi del § 7.11.3.4 del D.M. 14.01.2008, atteso che la falda è stata intercettata ad una profondità di circa 2,00÷2,50 m dal piano campagna, per la verificata relativa alla stabilità del sito nei confronti della liquefazione si rimanda alla relazione geologica.

8. PARAMETRI DI PROGETTO – MODELLO GEOTECNICO

Sulla base delle considerazioni esposte nei paragrafi precedenti circa le indagini svolte per la caratterizzazione meccanica dei terreni costituenti il sito oggetto di studio, limitatamente al volume significativo delle fondazioni esistenti del *Manufatto N.1*, si riportano di seguito i valori delle caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione e la rappresentazione del modello geotecnico di sottosuolo [cfr. Sezione B-B' - Relazione geologica].

MODELLO GEOLOGICO				MODELLO GEOTECNICO													
Scala	Spessore m	Prof. m	LITOLOGIA	N.S.L.P. M.s.l.s.	ϕ	γ	γ_d	γ_s	c'	w	n	e	Dr	M	γ_{th}	Sr	P
					°	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³	kPa	%	/	/	%	MPa	MPa	/	/
	0.70	0.70	R	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
1.00																	
2.00																	
3.00																	
4.00																	
5.00	8.30		PRb	12	/	17	12.1	26	/	0.40	0.53	1.15	35	10.7 MPa (147-294 kPa) 19 MPa (294-588 kPa) 31.4 MPa (588-1176 kPa)	210	0.92	0.44
6.00																	
7.00																	
8.00														9.3 MPa (147-294 kPa) 15 MPa (294-588 kPa) 24.7 MPa (588-1176 kPa)	200	1.00	0.44
9.00	9.00			14	33	18	13.3	25.9	86	0.35	0.48	0.94	39	14 MPa (147-294 kPa) 21.3 MPa (294-588 kPa) 18.1 MPa (588-1176 kPa) 52.1 MPa (1176-2431)	720	0.77	0.42
10.00				15	/	15	10.2	23.3	/	0.45	0.60	1.25	40				
11.00																	
12.00																	
13.00	8.00		BrV	18	44	12	10.5	25.9	39	0.43	0.53	1.14	44	/	1130	1.00	0.40
14.00																	
15.00																	
16.00																	
17.00		17.00															

Fig. 8.1 – Modello geotecnico di sottosuolo

Per una esaustiva descrizione delle caratteristiche litologiche, idrologiche, sismiche e geotecniche globali del sito oggetto di studio si rimanda alla relazione geologico-tecnica.

8.1 Definizione del volume significativo delle fondazioni esistenti

Con riferimento agli esiti delle indagini dirette condotte in situ sulle fondazioni esistenti del *Manufatto N.1* oggetto di analisi strutturale, è stato rilevato che le fondazioni sono di tipo diretto e in particolare sono costituite da plinti pseudo-triangolari delle dimensioni caratteristiche in pianta pari a 165x220 cm e di altezza pari a 130 cm; i predetti plinti sono collegati tra loro, lungo il perimetro del manufatto, da travi di collegamento delle dimensioni 70x80 cm.

Ai sensi del § 3.2.2 per volume significativo di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso.

Attese le caratteristiche delle opere fondali esistenti rilevate del *Manufatto N.1*, nel caso trattasi di fondazioni superficiali di tipo diretto, il volume significativo si estende, al di sotto del piano di posa della fondazione, per una profondità pari circa $1 \div 2 B$, dove B è la dimensione minore della fondazione stessa.

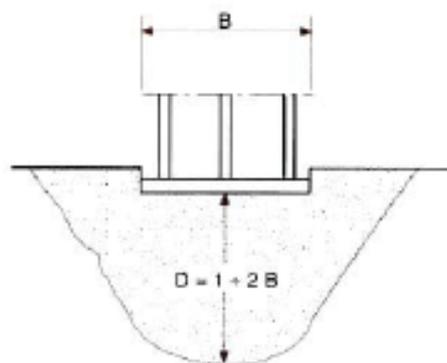


Fig. 8.2 – Volume significativo di fondazioni superficiali

Atteso che il piano di posa delle fondazioni esistenti del *Manufatto N.1* è posto ad una profondità di circa -1,30 m dal piano campagna, il volume significativo delle stesse si estenderà al di sotto di esso per una profondità di circa 2,60 m, cioè fino ad una profondità di -3,90 m dal piano campagna attuale.

9. VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI INDOTTI DALL'INTERVENTO SULLE COSTRUZIONI CONTIGUE ESISTENTI

Il *Manufatto N.1*, oggetto di studio, e più in generale tutti i manufatti rilevati sono caratterizzati in elevazione da una configurazione strutturale di tipo isolata; inoltre, essi sono siti in un contesto edilizio per il quale non si ravvisano problemi connessi ad effetti indotti sulle costruzioni esistenti limitrofe.

10. FONDAZIONI

Ai sensi dei §§ 6.4 e 6.4.1 le scelte operate ai fini delle verifiche delle opere di fondazione esistenti sono state effettuate contestualmente e congruentemente con quelle delle strutture in elevazione. Per le strutture di fondazione sono state condotte verifiche agli stati limite ultimi.

Attesa la tipologia delle strutture di fondazione esistenti, le indagini geotecniche condotte sono state dirette anche ad accertare l'idoneità della stessa in relazione alle caratteristiche dei terreni e delle acque del sottosuolo.

Ai sensi del § 7.11.5.1 la verifica delle fondazioni ha richiesto preliminarmente la valutazione della risposta sismica locale del sito e la valutazione della sicurezza del sito nei confronti della liquefazione; per tali verifiche si rimanda ai contenuti degli specifici paragrafi.

10.1 Fondazioni superficiali

Il piano di fondazione, nella fattispecie posto a -1,30 m dal piano campagna, è sovrastato dalla coltre di terreno di riporto superficiale e da un'analisi morfologica e idrogeologica del sito non sono ritenuti possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale.

Con riferimento ai §§ 6.4.2, 6.4.2.1 del D.M. 14/01/2008 e al § C6.4.2 della Circolare n.617 del 02/02/2009 è stata condotta la sola verifica SLU non sismico a carico limite verticale del complesso fondazione-terreno.

10.1.1 Verifiche agli SLU

Nelle verifiche di tipo GEO è stato preso in considerazione il solo meccanismo di collasso per carico limite verticale secondo il § 6.4.2.1.

Gli stati limite ultimi di tipo GEO delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno.

Le verifiche sono state effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, secondo l'Approccio 2:

– Combinazione (A1+M1+R3)

Nelle verifiche effettuate, le azioni di progetto in fondazione sono state calcolate mediante un'analisi strutturale svolta impiegando i coefficienti parziali del gruppo A1.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO), è stato considerato lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la fondazione.

Nell'analisi condotta con la Combinazione (A1+M1+R3), i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono stati assunti unitari e la resistenza globale del sistema è stata ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R3.

Tali coefficienti sono stati applicati alla sola resistenza globale del terreno, che è costituita dalla forza normale alla fondazione che produce il collasso per carico limite. Essi sono stati utilizzati solo nell'analisi degli stati limite GEO.

I coefficienti parziali utilizzati per le azioni o per l'effetto delle azioni sono i seguenti

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

I coefficienti parziali utilizzati per i parametri geotecnici dei terreni che partecipano all'azione stabilizzante (resistente) ed instabilizzante (spingente) sono i seguenti:

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Il valore di progetto R_d della resistenza è stato ottenuto a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della

Tabella 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

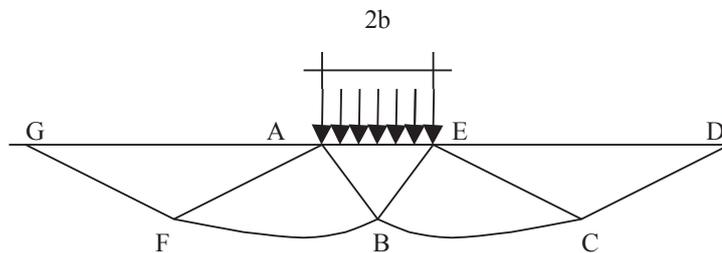
VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Nella verifica a SLU di collasso per carico limite, le azioni sono state valutate mediante l'analisi della struttura in elevazione come specificato al § 7.2.5, mentre per le resistenze sono stati considerati i valori limite che producono il collasso del complesso fondazione-terreno, tenendo anche conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle azioni in fondazione.

10.2. Calcolo del carico limite del sistema terreno-fondazione superficiale

Formula di Meyerhof (1963)

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura, oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo.



Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di *Terzaghi*; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma. Egli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q , fattori di profondità d_i e di pendenza i_i per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da *Meyerhof* ipotizzando vari archi di prova BF , mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

I fattori di forma tratti da *Meyerhof* sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula per

- *Carico verticale*

$$q_{lim} = c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_{\gamma} \times s_{\gamma} \times d_{\gamma}$$

- *Carico inclinato*

$$q_{lim} = c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_{\gamma} \times i_{\gamma} \times d_{\gamma}$$

con

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2(45 + \varphi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi)$$

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{k_p} \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{k_p} \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi = 0$$

inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove :

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

θ = Inclinazione della risultante sulla verticale.

10.3. Risultati delle verifiche geotecniche sulle fondazioni esistenti

10.3.1 Calcolo del carico limite del sistema terreno-fondazione

Si procede al calcolo del carico limite del sistema fondazione-terreno utilizzando la *formula di Meyerhof*. Come descritto nei paragrafi precedenti le fondazioni esistenti sono del tipo diretto e più in particolare costituite da plinti in c.a. a pianta pseudo-triangolare, di dimensioni caratteristiche 165x220 cm, di altezza pari a 130 cm; il piano di posa e la superficie del terreno sono orizzontali. Il terreno di riporto compreso fra il piano di posa della fondazione ($D=-1,30$ m) e la superficie orizzontale esterna viene considerato come un mero sovraccarico pari a γD , dove D è l'approfondimento della fondazione.

Il terreno sottostante al piano di posa, coerentemente a quanto esposto nella Relazione Geologico-Tecnica, è l'Unità litologica "PRb" per la quale si assumono i parametri riportati al precedente paragrafo 8.

Per il sistema fondazione-terreno è stato calcolato il valore del carico limite, per un plinto tipo, considerando la condizione di carico allo SLU non sismico per soli carichi verticali; incrementando le azioni con i coefficienti γ_F [cfr. Tab. 6.2.I D.M. 14/01/2008].

Inoltre, attesa la forma irregolare del plinto tipo, si precisa che il carico limite del complesso fondazione terreno è stato valutato relativamente ad un plinto equivalente, a pianta rettangolare di dimensioni 165x200 cm, avente quindi medesima dimensione caratteristica B del plinto tipo.

In tal senso, si riportano di seguito la rappresentazione del modello geotecnico di calcolo e una sintesi dei risultati delle verifiche GEO.

Verifica a carico limite del complesso fondazione-terreno:

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (kN/m ²)	Resistenza di progetto [Rd] (kN/m ²)	Tensione [Ed] (kN/m ²)	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]
A1+M1+R3 [SLU - CC5]						
*	MEYERHOF	625,66	272,03	268,18	2,33	Verificata

E' stato calcolato quindi che il valore del carico limite del complesso fondazione-terreno assume i seguenti valori:

Carico limite (condizione statica):

$$Q_{lim,v,statico}[R_d] = 272,03 \text{ kN/m}^2$$

e della tensione di progetto

E_d (condizione statica):

$$[E_d] = 268,18 \text{ kN/m}^2$$

Alla luce della verifica condotta si può affermare che la tensione [E_d] trasferita dal plinto all'interfaccia fondazione-terreno, allo SLU per soli carichi verticali, allo stato attuale è compatibile con la capacità portante del sistema fondazione-terreno in quanto verifica la condizione di cui al §6.2.3.1

$$E_d \leq R_d$$

Sebbene in considerazione dell'ulteriore eccentricità dello sforzo normale agente sul plinto di fondazione per effetto delle azioni dinamiche, si abbia un carico limite del complesso fondazione-terreno inferiore rispetto alla condizione in assenza di sisma, le tensioni all'interfaccia terreno-fondazione risultano per SLV inferiori al caso statico (ciò in considerazione dei coefficienti amplificativi che si hanno per le condizioni di carico allo SLU), quindi si omettono per brevità le valutazioni numeriche.

Si riportano di seguito i tabulati di calcolo delle verifiche GEO del complesso terreno-fondazione considerato.

TABULATO DI CALCOLO DELLA VERIFICA A CARICO LIMITE DEL PLINTO TIPO

DATI GENERALI

Larghezza fondazione	1,65 m
Lunghezza fondazione	2,0 m
Profondità piano di posa	1,3 m
Altezza di incastro	1,3 m
Profondità falda	2,0

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

STRATIGRAFIA TERRENO

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione;

DH [m]	Gam [kN/m ³]	Gams [kN/m ³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [kN/m ²]
0,7	12,0	17,0	30,0	30	0,0
4,3	12,1	17,0	30,0	30	0,0
3,5	13,3	18,0	33,0	33	86,0
1,5	10,2	15,0	44,0	44	0,0
7,0	10,5	12,0	44,0	44	39,0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3 [SLU - CC5]	0,00	630,00	85,00	0,00	0,00	0,00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3 [SLU - CC5] - Autore: MEYERHOF (1963)

Carico limite [Qult]	625,66 kN/m ²
Resistenza di progetto [Rd]	272,03 kN/m ²
Tensione [Ed]	268,18 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	2,33
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

A1+M1+R3 [SLU - CC5]

Fattore [Nq]	18,4
Fattore [Nc]	30,14
Fattore [Ng]	15,67
Fattore forma [Sc]	1,57
Fattore profondità [Dc]	1,27
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,29
Fattore profondità [Dq]	1,14
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,29
Fattore profondità [Dg]	1,14
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	625,66 kN/m ²
Resistenza di progetto	272,03 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

11. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE DI TIPO GEOTECNICO

Nella prima parte del presente capitolo sono state analizzate le caratteristiche meccaniche, geotecniche e sismiche dei terreni al fine di verificare la stabilità del sito e di costruire un appropriato modello geotecnico di sottosuolo; successivamente, partendo dalle considerazioni preliminari circa il modello geotecnico e le indagini dirette finalizzate al rilievo geometrico e tipologico delle fondazioni esistenti, sono state eseguite le verifiche di tipo GEO ai sensi del D.M 14/01/2008 e della Circolare n.617 del 02/02/2009.

Sebbene l'area in oggetto sia caratterizzata dalla presenza di più manufatti edilizi di tipo industriale di diverse tipologie costruttive, nel presente capitolo sono state affrontate le tematiche del rilievo tipologico e tecnologico delle opere di fondazione, nonché l'analisi dell'interazione, allo stato attuale, del complesso fondazione-terreno solo per il *Manufatto N.1* oggetto di analisi strutturale.

Le verifiche GEO sul plinto tipo sono state condotte considerando la condizione di carico allo SLU non sismico per soli carichi verticali incrementando le azioni per i coefficienti γ_F [cfr. Tab. 6.2.I D.M. 14/01/2008].

Tutto ciò premesso si riportano sinteticamente i risultati delle indagini e delle verifiche eseguite.

Risultanze delle indagini dirette di tipo geometrico e tipologico sulle fondazioni esistenti

- Le fondazioni esistenti sono costituite da plinti in c.a. a pianta pseudo-triangolare, di dimensioni caratteristiche 165x220 cm, di altezza pari a 130 cm e aventi piano di posa posto a circa -130 cm dal piano campagna (unità litologica "PRb");
- il volume significativo delle fondazioni esistenti si estende al di sotto del piano di posa per una profondità di circa 2,60 m, cioè fino ad una profondità di -3,90 m dal piano campagna attuale,
- perimetralmente al manufatto, i suddetti plinti sono collegati da travi in c.a., sui quali poggiano i compagni in muratura di tufo, aventi sezione rettangolare 70x80 cm; inoltre, esse non sono state realizzate a contatto con il terreno ma gettate entro casseforme e successivamente rinterrate;
- è stata rilevata l'assenza di collegamenti trasversali in fondazione.

Risultanze delle indagini di tipo geologico e geotecnico

- il sottosuolo del sito è costituito da quattro litotipi P (Piroclastiti recenti), PRa (Piroclastiti rimaneggiate), PRb (Breccia vulcanica), BrV (Prodotti piroclastici indifferenziati);
- il pelo libero della falda è stato intercettato ad una profondità di circa 2,00÷2,50 m;
- il sottosuolo costituente il volume significativo delle fondazioni esistenti per il manufatto esaminato risulta di "Categoria C";
- il modello geotecnico di sottosuolo è descritto nel Par. 8.

Risultanze delle verifiche di tipo GEO condotte sulle fondazioni esistenti

- nella verifica di tipo GEO, condotta secondo l'Approccio 2: Combinazione (A1+M1+R3), è stato preso in considerazione il solo meccanismo di collasso per carico limite verticale;
- il carico limite verticale del complesso fondazione-terreno è stato calcolato considerando la sola condizione di carico allo SLU non sismico per carichi verticali, per la quale le azioni sono state incrementate per i coefficienti γ_F ;

- il valore del carico limite del complesso fondazione-terreno, in condizione statica, è pari a $Q_{lim,v,statico}[R_d] = 272,03 \text{ kN/m}^2$, mentre la tensione di progetto è pari a $[E_d] = 268,18 \text{ kN/m}^2$.

CONCLUSIONI

CONCLUSIONI

Lo studio condotto sul manufatto tipo ha consentito di definire le principali carenze strutturali della tipologia esaminata. In particolare, note le caratteristiche meccaniche dei materiali di cui alla campagna di indagini in situ, le verifiche globali sull'edificio hanno permesso di stabilire che il fabbricato esaminato presenta particolari carenze nei confronti della crisi per fessurazione diagonale e per pressoflessione ortogonale. Con riferimento ai meccanismi locali è stata evidenziata una particolare vulnerabilità dei maschi murari continui dalle fondazioni alla quota d'imposta della copertura per il meccanismo di ribaltamento alla base. La capriata tipo analizzata, relativamente ai carichi attualmente gravanti su di essa, non denota particolari deficienze strutturali.

In relazione ai meccanismi globali di crisi per fessurazione diagonale sarebbe opportuno creare giunti sismici in maniera tale da rendere la pianta della singola porzione di capannone maggiormente compatta, sezionando il manufatto in più corpi strutturali ed allo stesso tempo introducendo delle pareti trasversali tali da rendere la struttura dei singoli corpi di tipo scatolare. Ovviamente in conseguenza delle nuove esigenze progettuali che possono introdurre delle variazioni di classe d'uso, nonché di conformazione geometrica degli involucri edilizi, saranno da valutare opportune opere di rinforzo strutturale sui maschi murari.

Con riferimento ai meccanismi di ribaltamento si suggerisce di introdurre vincoli intermedi ai vari paramenti murari al fine di ridurre la luce di inflessione. Tali vincoli possono essere realizzati ancorando, ove possibile, i maschi murari ai solai intermedi secondo le nuove esigenze progettuali in maniera tale da indirizzare la crisi verso un cinematismo più favorevole.

Per quanto riguarda le capriate metalliche l'eventuale rinforzo va valutato con riferimento ai nuovi sovraccarichi derivanti dalle scelte di progetto ed in particolare con riferimento ai pesi del pacchetto di copertura, eventuali controsoffitti ed impianti.

Ovviamente agli interventi succitati in aggiunta a quelli tradizionali nel rispetto dei caratteri tipologici e costruttivi dei manufatti, saranno tesi al conseguimento dell'adeguamento sismico ai sensi del punto 8.4.1 - NTC 2008.

Per quanto attiene alle opere di fondazione si evidenzia che, allo stato attuale, sebbene la tensione trasferita all'interfaccia fondazione-terreno sia compatibile con la capacità portante, la futura configurazione progettuale e le modifiche alla classe d'uso dei manufatti potrebbero

comportere la necessità di operare interventi di consolidamento delle fondazioni esistenti.
Pertanto sarebbe auspicabile la realizzazione di strutture interne ai manufatti esistenti con sistemi fondazionali indipendenti da quelli preesistenti.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- ✓ **Legge 5 novembre 1971 n.1086 (G.U. 21 dicembre 1971 n.321)** - *"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"*;
- ✓ **Decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n.380** - *"Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia"*;
- ✓ **Legge 2 febbraio 1974 n.64 (G.U. 21 marzo 1974 n.76)** - *"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"*;
- ✓ **LEGGE REGIONALE 7 gennaio 1983, n.9 - REGIONE CAMPANIA (B.U.R.C. n.80 del 29.12.2009)** - *"Norme per l' esercizio delle funzioni regionali in materia di difesa del territorio dal rischio sismico"* (Testo aggiornato con le modifiche ex art.10 Legge Reg. 28.12.2009, n.19);
- ✓ **D.M. Infrastrutture e Trasporti 14 gennaio 2008 (G.U. 04.02.2008 n.29 - Suppl. Ord.)** - *"Norme tecniche per le costruzioni"*;
- ✓ **Circolare 2 febbraio 2009 n.617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n.27 – Suppl. Ord.)** - *"Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008"*.

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione delle norme precedenti e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzati i seguenti documenti che costituiscono ai sensi del Cap.12 NTC riferimenti di comprovata validità:

- ✓ **Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN**, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali o, in mancanza di esse, nella forma internazionale EN;
- ✓ **Norme UNI EN** armonizzate i cui riferimenti siano pubblicati sulla Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea;

- ✓ **Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;**

- ✓ **Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;**

- ✓ **Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche;**

- ✓ **CNR-DT 200/2004: "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati;**

- ✓ **Materiale di letteratura messo a disposizione da ReLUIs (Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica);**

- ✓ **AA.VV., 2007. *Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura.* Parte Seconda - Modelli cinematici per l'analisi strutturale degli edifici in muratura. Sisma Marche 1997 - Decreto del Commissario Delegato per gli interventi di Protezione Civile n. 28 del 10 aprile 2002. Tipografia Grafiche Scarponi s.r.l., Osimo (AN);**

- ✓ **AA. VV., 2008. *Sisma Molise 2002: Dall'emergenza alla ricostruzione. Edifici in Muratura.* Cap.6 - Meccanismi di collasso locali: Analisi cinematica lineare. DEI – Tipografia del Genio Civile, Roma.**