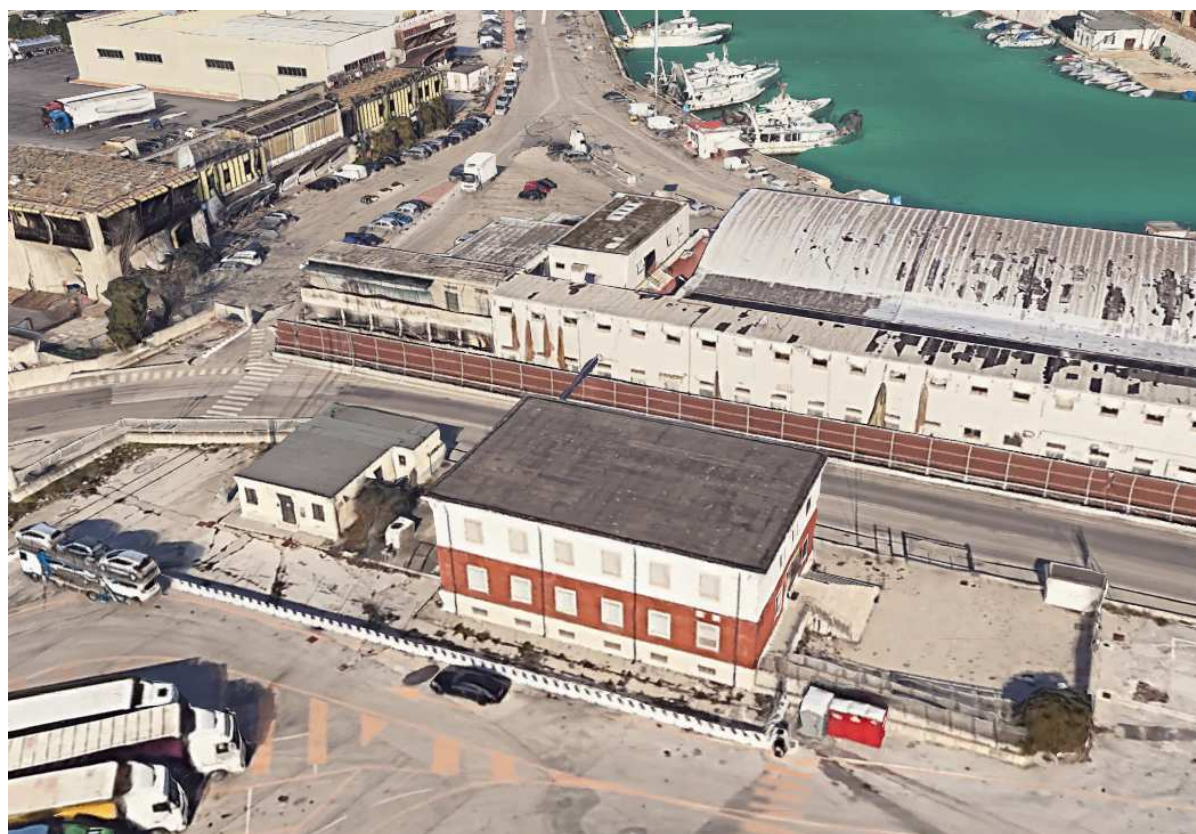

Autorità di Sistema Portuale del Mare Adriatico Centrale

Manutenzione straordinaria degli edifici già di proprietà della “Rete Ferroviaria Italiana s.p.a.” siti nell’area già scalo Marotti presso la zona portuale di Ancona.

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

GUARDIA DI FINANZA



PROGETTISTA:

Dott. Ing. Andrea Piombetti



Studio Associato di Ingegneria Piombetti Camilletti

*Dott. Ing. Andrea Piombetti
Dott. Ing. Anna Maria Camilletti
Dott. Ing. Sara Braccacini
Geom. Anna Barucca*

RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA

RELAZIONE SUI MATERIALI

RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

INTERVENTO LOCALE

**MODIFICA APERTURE
SU EDIFICIO IN MURATURA ESISTENTE**

INDICE

1.	– RELAZIONE TECNICO ILLUSTRATIVA (RTI).....	2
2.	COMBINAZIONI DELLE AZIONI E SCENARI DI CONTINGENZA (P.TO 2.5.3 D.M. 17-01-18).....	6
4.	RELAZIONE SUI MATERIALI (P.TO 4.1.2.1 P.TO 11.2.9 E P.TO 11.3).....	9
5.	MISURA DI SICUREZZA (CS).....	11
6.	RELAZIONE SULLE FONDAZIONI (RF).....	12
7.	ALLEGATI.....	12
8.	BIBLIOGRAFIA E NORMATIVE DI RIFERIMENTO	13

RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA

CALCOLI STRUTTURALI

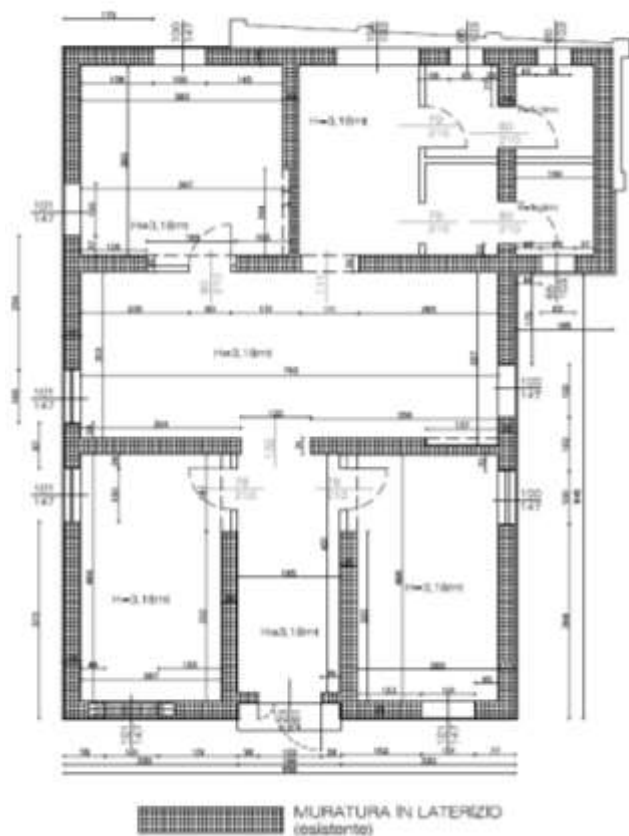
INTERVENTO LOCALE (8.4.1)

MODIFICA DI APERTURE ESISTENTI SU UN EDIFICIO ESISTENTE IN MURATURA

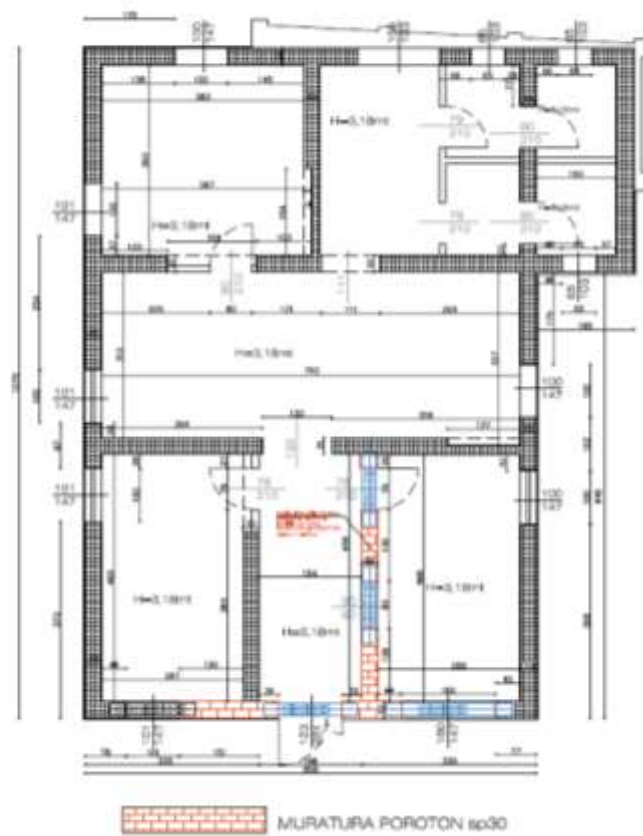
1. – RELAZIONE TECNICO ILLUSTRATIVA

La presente relazione riguarda le verifiche statiche per la modifica di aperture esistenti in due pareti di un edificio esistente in muratura. In particolare si interviene sulla parete esterna frontale e sulla parete interna ortogonale.

pianta STATO DI FATTO



pianta STATO DI PROGETTO

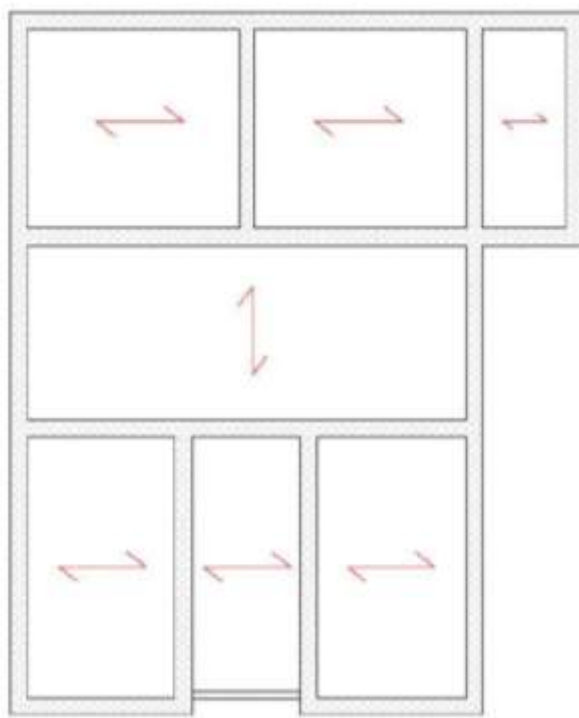


Sulla parete esterna si prevede di modificare la finestra attuale allargandola e allineando la parete dell'ingresso che attualmente è sfalsata.

Sulla parete interna si prevede di aprire un vano tipo finestra.

L'edificio è ad un solo piano, con copertura piana in latero-cemento. Sono presenti dei cordoli in sommità.

Nel seguito si riportano le orditure dei solai di copertura.



Orditura solaio di copertura

Le fondazioni sono realizzate a travi rovesce.

La muratura è a blocchi forati con percentuale di fori superiore a 45%.

È stata condotta una verifica di vulnerabilità sismica che ha classificato l'edificio in classe B. Per le caratteristiche dei materiali si rimanda alla relazione che si allega alla presente, come parte integrante.

L'intervento consiste nel sostituire parte delle murature dove avvengono gli ampliamenti con nuova muratura in laterizio forato con percentuale di foratura inferiore al 45%, avendo cura con gli spessori e con le dimensioni delle aperture di NON determinare una modifica significativa delle rigidezze delle due pareti, si da NON modificare il comportamento sismico dell'edificio.

L'aumento della resistenza delle murature è dato dalle migliori caratteristiche dei materiali introdotti.

I pesi e la massa delle pareti NON viene modificato.

Il solaio di calpestio del piano terra si appoggia direttamente sul terreno e non grava dunque sulle murature e sulle loro fondazioni.

NON vengono effettuati interventi sulle fondazioni.

Tipo di costruzione

In accordo con le richieste della committenza, si è adottato un tempo di vita nominale:

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

Tipo 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

e una classe d'uso IV

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

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

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

*

Destinazione d'uso e sovraccarichi variabili dovuti alle azioni antropiche

Si è concordato con il committente che per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi variabili si farà riferimento alla tabella 3.1. II del D.M. 17.01.2018 in funzione della destinazione d'uso.

In particolare per i carichi accidentali sono stati assunti i seguenti valori:

valori caratteristici	q _k tabella 3.1.II	
	kN/mq	kN/m
Carico neve	1,20	-
Civile abitazione cat. - A	2,0	1

(D.M. 17/01/2018 Testo Unico Cap. 3.1.4. Azioni antropiche : **Tab. 3.1.II** Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni.

2. COMBINAZIONI DELLE AZIONI E SCENARI DI CONTINGENZA (P.TO 2.5.3 D.M. 17-01-18)

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 14.01.2008 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive.

In particolare :

Per gli SLU:

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_p P_k + \gamma_q \cdot \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik}) \right]$$

Per gli SLE

combinazioni rare:

$$F_d = G_k + P_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik})$$

combinazioni frequenti:

$$F_d = G_k + P_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$$

combinazioni quasi permanenti:

$$F_d = G_k + P_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$$

Dove i coefficienti parziali inglobano gli eventuali coefficienti di modello.

Per le combinazioni sismiche per gli SLU ed SLD:

$$\gamma_I \cdot E + G_k + P_k + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

Dalla tabella 2.5.I del **D.M. 17.01.2018** si ricavano i coefficienti ψ^i da considerare , visto che la destinazione d'uso della struttura è quella per Categoria A – **Abitazioni civili** si ha:

Azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Categoria A - abitazioni	0.7	0.5	0.3
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (a quota < 1000 m)	0.5	0.2	0
Variazione Termica	0.6	0.5	0

I coefficienti parziali di sicurezza per le verifiche SLU sono:

	Azioni Permanenti	Azioni Variabili
	γ_g	γ_q
Effetto sfavorevole	1.3	1.5

VARIAZIONE TERMICA (P.TO 3.5.5 AZIONI SUGLI EDIFICI)

Visto che la temperatura non costituisce una azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto, per gli edifici, una variazione della sola componente :

$$\Delta T_u = \pm 15 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Tale variazione non determina sollecitazioni consistenti confrontate con quelle già previste, pertanto tale condizione di carico viene trascurata.

Analisi dei carichi Solaio di copertura

Il carico permanente strutturale è stato calcolato a partire dai seguenti dati:

- Interasse travetti 26 cm;
- Larghezza travetti 6 cm;
- Altezza sezione solaio resistente 20 cm;
- Peso blocchi di laterizio 75 daN/mq;

Si ottiene quindi un carico permanente **G1 pari a 150 daN/mq.**

Carico permanente non strutturale G2

Il carico permanente non strutturale è stato calcolato a partire dai seguenti dati:

- Imperm. con guaina bituminosa 0.8 cm x 1200 daN/mc = 9.6 daN/mq;
- Massetto 10 cm x 1700 daN/mc = 170 daN/mq;
- Intonaco intradosso = 30 daN/mq.

Si ottiene quindi carico permanente non strutturale **G2 pari a 210 daN/mq.**

S1 - ANALISI DEI CARICHI SOLAIO DI COPERTURA IN LATERO CEMENTO

S=0.0	a [m]	b [m]	c [m]	p [Kg/mc]	totale [Kg/mq]
Peso proprio solaio in latero-cemento – G1					150
Peso intonaco intradosso					30
Peso guaina					10
Peso massetto in copertura					170
totale permanente – G2					210

AZIONE DELLA NEVE (P.TO 3.4 D.M. 17-01-18)**Azione della Neve (P 3.4.1.)**

Il carico da Neve sulle coperture sarà valutato secondo la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_T$$

dove :

q_s	carico neve sulla copertura
μ_i	coefficiente di forma della copertura, (3.4.3.)
q_{sk}	valore caratteristico di riferimento del carico da neve al suolo [kN/m ²] 3.4.2.
C_E	coefficiente di esposizione 3.4.4.
C_t	coefficiente termico 3.4.5.

Determinazione del carico da neve al suolo per Zona I - mediterranea

$a_s =$ <5 [m] altezza sul livello del mare

$A_s \leq 200 \text{ m}$	$q_{sk} = 1,50$	[kN/m ²]
$200 \text{ m} \leq a_s$	$q_{sk} = 1,35 * \left[1 + \left(\frac{a_s}{602} \right)^2 \right]$	[kN/m ²]

$q_{sk} =$ **1.50** [kN/m²]

Coefficiente di esposizioni

$C_E =$ **1** Esposizione normale

Carico da neve sulle coperture

$C_t =$ **1**

**Coefficiente di forma della copertura
(copertura piana)**

$\mu_i =$ **0.8**

Determinazione Carico da Neve $q_s =$ **1.20** [kN/m²] **120** [daN/m²]

COME CARICO DELLA NEVE SI È ASSUNTO IL VALORE DI 120 daN/m²

Comune di Ancona (AN)

VERIFICA DI VULNERABILITÀ SISMICA DELL'EX-EDIFICIO UFFICI DI "R.F.I. s.p.a."

sito nella zona portuale di Ancona, in via Guglielmo Marconi

Committente:

Autorità di Sistema Portuale del Mare Adriatico Centrale
molo S. Maria - 60121 Ancona

Contenuto

Relazione tecnico-illustrativa
Rilievo
Relazione sulle fondazioni
Caratterizzazione meccanica dei materiali
Analisi strutturale
Risultati dello studio di vulnerabilità
Interventi suggeriti

Il Tecnico

Indice

RELAZIONE TECNICA-ILLUSTRATIVA	3
Descrizione dell'Opera	3
Descrizione delle attività svolte	4
RILIEVO	6
Rilievo storico	6
Rilievo geometrico.....	6
Rilievo tecnologico costruttivo.....	8
Rilievo dello Stato di Conservazione	12
Pericolosità e storia sismica dell'area	14
RELAZIONE TECNICA SULLE FONDAZIONI	17
Stratigrafia del terreno.....	17
Tipologia delle fondazioni.....	18
Cedimenti differenziali.....	18
Sottoservizi.....	18
Smaltimento acque meteoriche.....	19
Interferenze con edifici limitrofi.....	19
CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI.....	20
Muratura in mattoni pieni.....	20
ANALISI DEI CARICHI.....	22
Solaio di copertura	22
ANALISI STRUTTURALE	25
RISULTATI DELLO STUDIO DI VULNERABILITÀ SISMICA	27
Struttura in muratura	27
Classe di rischio	27
INTERVENTI SUGGERITI	31
Verifica del sistema di raccolta e allontanamento delle acque meteoriche	31
Rifacimento dell'impermeabilizzazione in copertura	31

RELAZIONE TECNICA-ILLUSTRATIVA

Descrizione dell'Opera

Oggetto del presente studio di vulnerabilità sismica è una palazzina uffici retrostante la ex-Scuola Professionale delle R.F.I., ora di proprietà dell'Autorità di Sistema Portuale del Mare Adriatico Centrale, sito nella zona portuale di Ancona in via Guglielmo Marconi.

L'edificio ad oggi non è in utilizzo, nonostante questo le sue condizioni manutentive siano globalmente più che soddisfacenti.

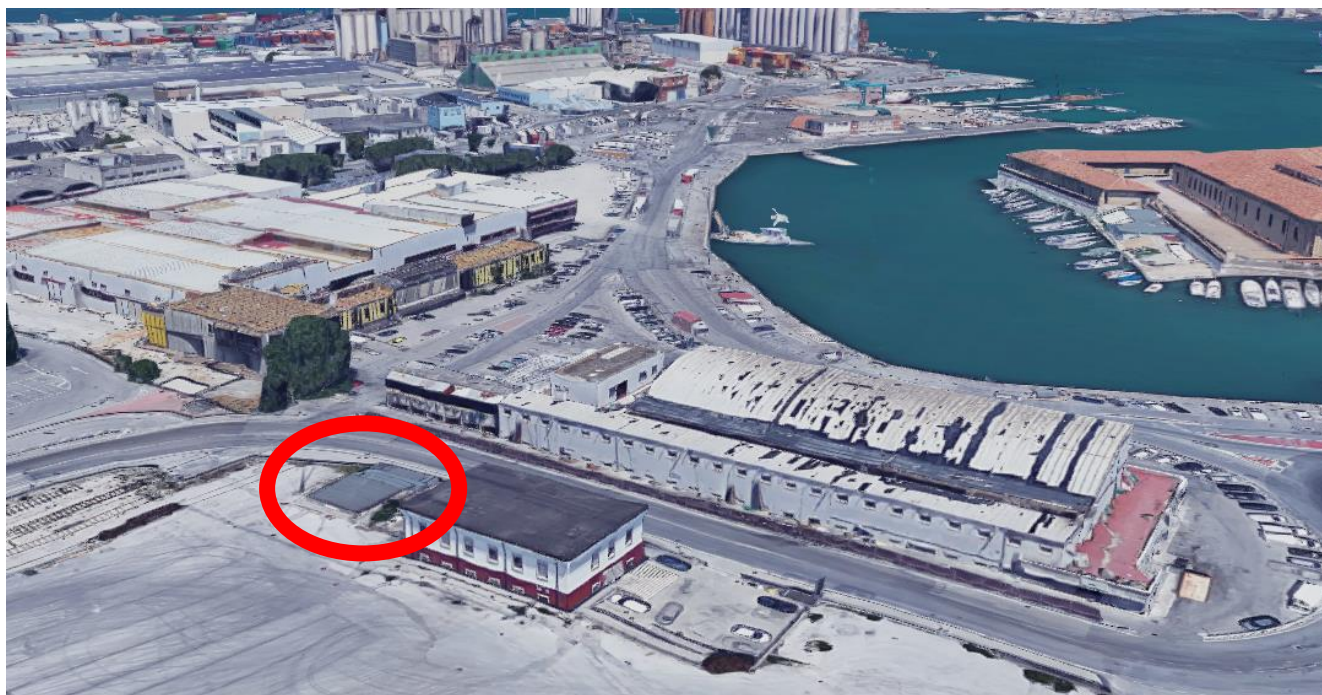


Figura 1 - Individuazione dell'edificio oggetto di studio

Pur non avendo trovato dati precisi che confermino la sua data esatta di edificazione, questa è collocabile intorno al 1940-1950, sia per tecnologia costruttiva che per architettura; inoltre da una ricerca presso il Comune di Ancona, l'immobile era già presente in una fotografia aerea della città del 1957.

Catastalmente l'edificio è censito al foglio 13, particella 858, subalterno 3.

L'edificio ha una pianta rettangolare di dimensione approssimata 12.70x8.55 m, con una piccola sporgenza all'angolo nord-est di larghezza 1.85 m per una lunghezza di 4.25 m.

Il fabbricato si sviluppa in altezza per un solo piano fuori terra, e ha l'unico ingresso sul prospetto sud.

La costruzione è stata realizzata in muratura in forati di laterizio, con solai in laterocemento; nel prospetto nord e per una minima parte del prospetto est, è presente un muro perimetrale in mattoni pieni.



Figura 2 – Vista dall'alto dell'edificio



Figura 3 – Vista frontale dell'edificio

Esternamente l'edificio si presenta intonacato, con al piede una fascia di intonachino a grana grossa e finitura a frattazzo. Le aperture hanno una cornice in marmo perimetrale e una ringhiera in ferro di protezione.

Il tetto è piano, non calpestabile.

L'immobile ospitava uffici delle RFI, e dispone di un totale di 2 bagni.



Figura 4 – Interni dell'edificio



Figura 5 – Interni dell'edificio

Descrizione delle attività svolte

Dopo aver effettuato una ricerca storica sull'edificio si è passati al rilievo geometrico e tecnologico della costruzione, seguito dal rilievo dello stato di conservazione.

Si è proceduto con la realizzazione di prove e saggi per la caratterizzazione dei materiali strutturali e dei particolari costruttivi, fino a raggiungere il livello di conoscenza LC2 previsto dalle NTC2018.

A questo punto si è svolta l'analisi strutturale con differenti metodologie (sia elastica che non-elastica), per individuare quella che maggiormente descrivesse il comportamento dell'edificio.

Sulla scorta delle Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni, allegate al DM n°65 del 07/03/2017 del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti, si è proceduto ad individuare la Classe di Rischio dell'edificio.

In base agli studi e ai risultati raggiunti, si sono individuati degli interventi che possano migliorare le condizioni dell'edificio, sotto l'aspetto strutturale e funzionale.

RILIEVO

Rilievo storico

Come per l'edificio ex-Scuola professionale, a seguito della ricerca documentale effettuata non è stato possibile risalire all'esatto anno di costruzione dell'edificio, ma è stata ritrovata una foto aerea al Comune di Ancona del 1957 in cui era già presente.

La presenza rientranze nei muri suggerisce delle possibili variazioni architettoniche nella divisione interna dei locali dei locali, che si sono susseguite nel corso degli anni

Rilievo geometrico

Si è proceduto con un rilievo geometrico completo del fabbricato, che è possibile visionare in parte di seguito.

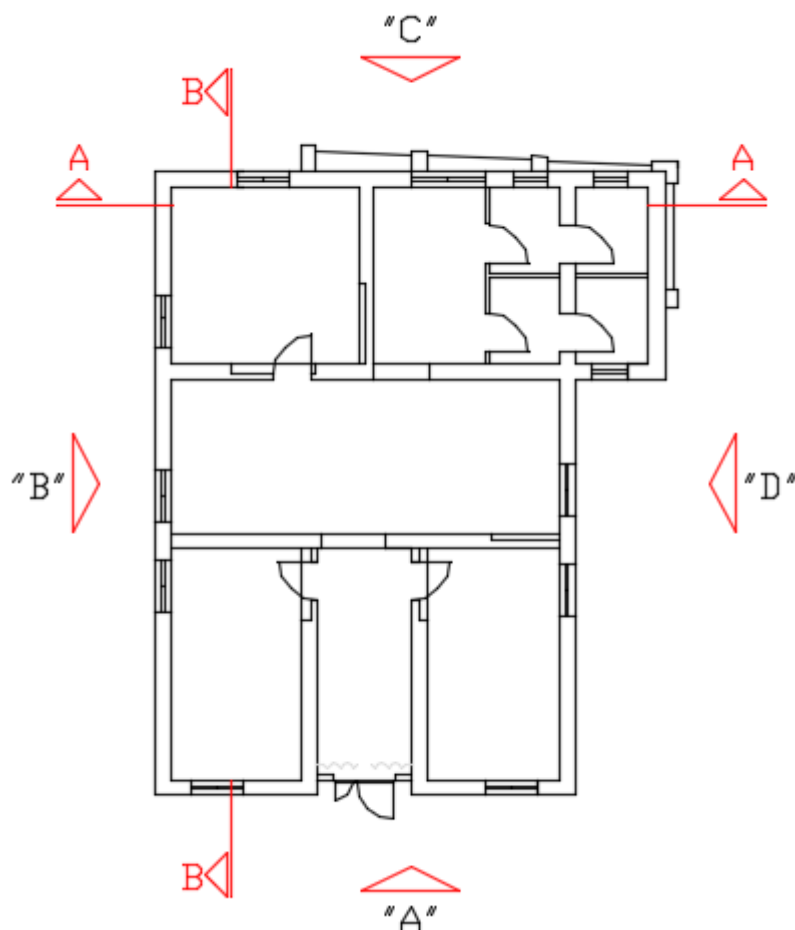


Figura 6 - Pianta

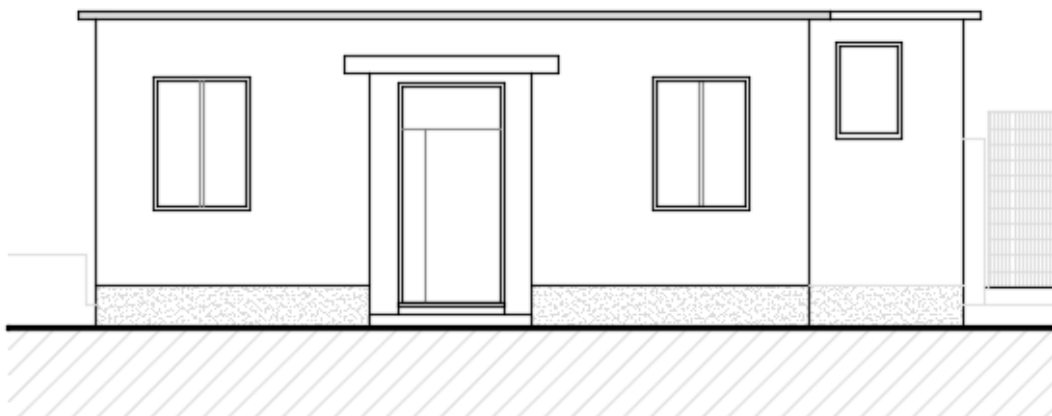


Figura 7 - Prospetto A

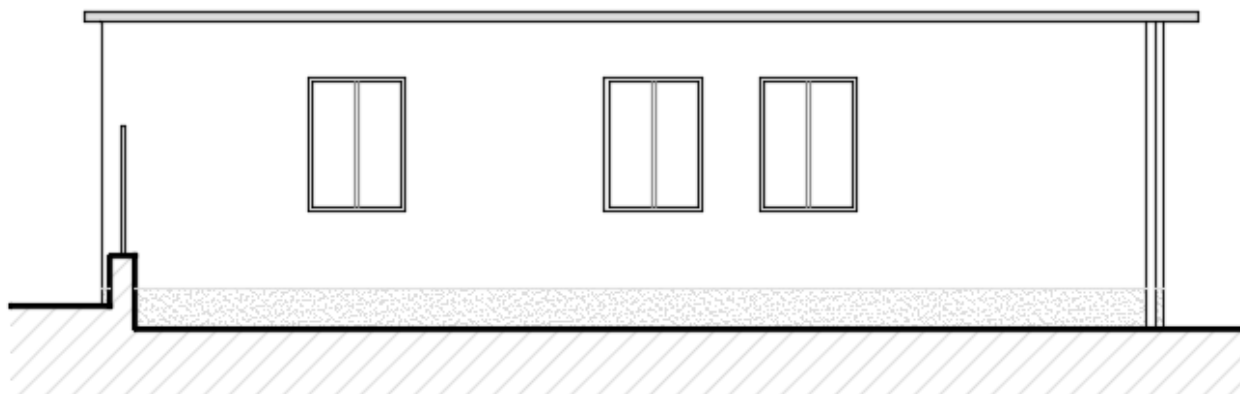


Figura 8 - Prospetto B

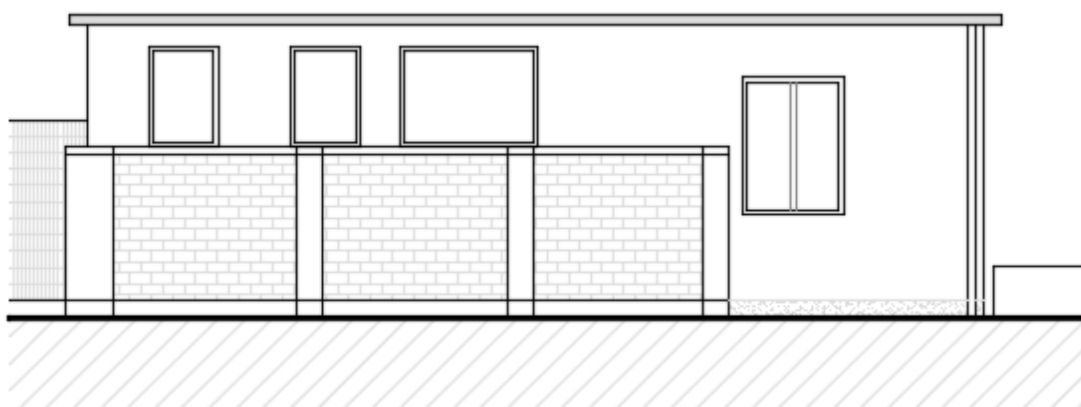


Figura 9 - Prospetto C

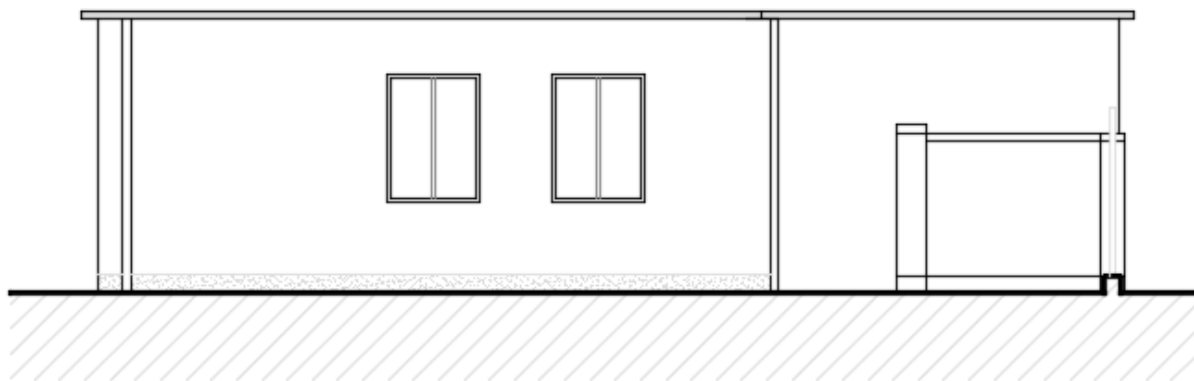


Figura 10 - Prospetto D

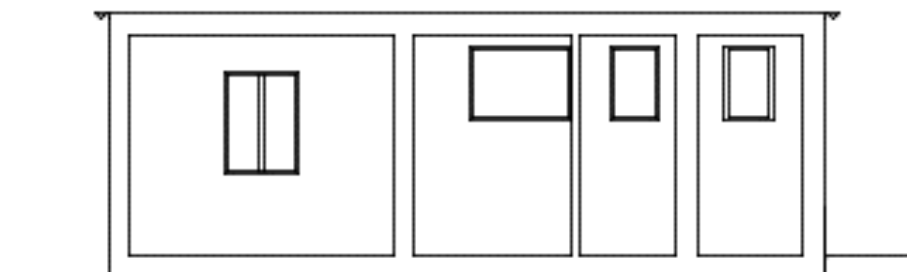


Figura 11 - Sezione AA

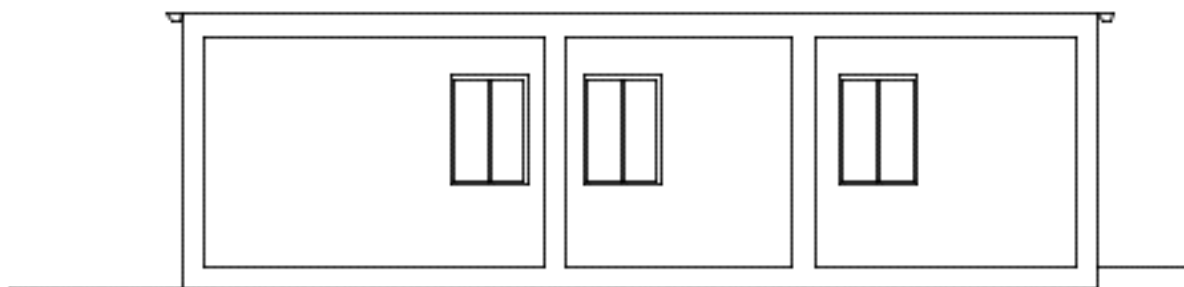


Figura 12 - Sezione BB

Per maggiori dettagli si rimanda elaborati grafici allegati.

Rilievo tecnologico costruttivo

Vista la scarsa quantità di documenti che è stato possibile reperire anche a seguito della ricerca storico-documentale effettuata, non è stato possibile visionare tavole e relazioni dei progetti originali; quindi si è resa

necessaria un'accurata indagine in sito, per individuare le tipologie e tecnologie di costruzione sia delle strutture verticali che di quelle orizzontali, e per consentire una accurata caratterizzazione meccanica dei materiali.

L'edificio presenta una struttura portante in muratura, con orizzontamenti in laterocemento di adeguato spessore e rigidità; la tipologia costruttiva risulta usuale per tipologia di fabbricato e per l'età stimata di edificazione.

Fondazioni

Non è stato possibile reperire elaborati progettuali originali relativi alle fondazioni, di conseguenza si è proceduto effettuando un progetto simulato, partendo dalla tipologia costruttiva e dall'epoca di edificazione.

Si sono quindi considerate fondazioni di tipo continuo superficiale, costituite da un cordolo in cemento armato posto sotto i setti murati.

Non avendo riscontrato evidenze di alcun dissesto attribuibile al sistema fondale, non si è intervenuto con saggi e analisi distruttive per approfondire ulteriormente la conoscenza di questo elemento strutturale, che ad oggi non presenta problematiche di alcun tipo.

Murature

Le murature presenti sono realizzate in mattoni forati di laterizio, con ricorsi solo orizzontali di malta di calce, di spessore pari a circa 30 cm.

Gli studi effettuati sulle murature hanno permesso di raggiungere un livello di conoscenza LC2 conformemente alle indicazioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018.

Infatti, con riferimento sia alla Circolare n. 617/2009 sia alla recente Circolare n. 7/2019, sono state effettuati rilievi geometrici, verifiche in situ estese ed esaustive, e indagini estese sulle proprietà dei materiali.

In particolare, per la caratterizzazione meccanica delle murature, sono state eseguite prove con martinetti piatti e analisi di laboratorio per la caratterizzazione della malta, sia dal punto di vista tipologico che meccanico.



Figura 13 – Saggio eseguito sulla muratura perimetrale



Figura 14 - Prova con martinetto piatto doppio

Lo spessore delle murature è pressoché costante e pari a 30 cm, sono presenti delle nicchie in cui lo spessore si riduce sensibilmente fino ad arrivare a circa 12 cm.



Figura 15 – Figura 16 – Presenza di nicchie sulle murature

Le pareti risultano intonacate sia internamente che esternamente, con uno strato di intonaco di spessore mediamente pari a 2 cm.

All'esterno, lungo il prospetto nord e per parte del prospetto est, è presente un rostro in mattoni pieni, di spessore variabile tra i 15 e i 45 cm circa, con cinque pilastri anch'essi in mattoni che sporgono di 7-8 cm e sono fissati alla struttura principale tramite barre in acciaio di diametro 6 mm.



Figura 17 – Muretto su prospetto Est



Figura 18 – Muretto su prospetto Nord

Pilastrini in cemento armato

È stata rilevata la presenza di alcuni pilastrini in c.a. agli angoli della costruzione; si tratta di 5 elementi strutturali che svolgono una funzione secondaria, in quanto la resistenza sismica della struttura è affidata ai setti in muratura.

Solai

I solai sono realizzati in laterocemento, con pignatte di laterizio e travetti gettati in opera.

All'estradosso non è presente una soletta armata, ma superiormente alle pignatte si trova direttamente in massetto; quindi la sezione resistente del solaio ha un'altezza di 20cm, pari a quella del solo elemento laterizio.



Figura 19 - Estradosso del solaio



Figura 20 - intradosso del solaio

Superiormente è presente un massetto delle pendenze su cui è posata la guaina ardesiata.

All'intradosso il solaio risulta intonaco e non è presente controsoffittatura.

All'intradosso i solai risultano intonacati solo al piano seminterrato, mentre ai piani superiori è presente una controsoffittatura in cartongesso.

Di seguito sono riportate le piante con le orditure dei solai:

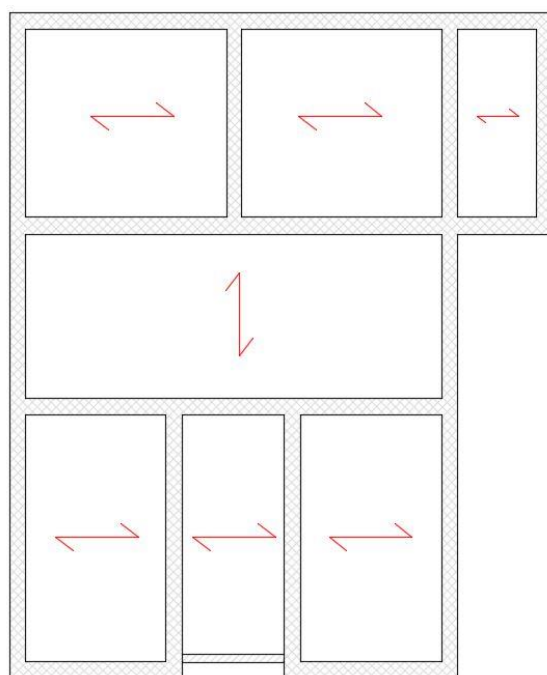


Figura 21 Orditura solaio di copertura

Rilievo dello Stato di Conservazione

L'edificio non è attualmente in uso, e presenta una situazione manutentiva generalmente buona, ma con problemi puntuali dovuti principalmente ad infiltrazioni dalla copertura.

Degrado

Si è potuto osservare un cattivo stato di manutenzione della guaina ardesiata che funge da impermeabilizzazione della copertura.

Questo porta a delle infiltrazioni puntuali nei locali sottostanti con distacco della tinteggiatura e di piccole porzioni di intonaco.



Figura 22 - Lesioni della guaina ardesiata



Figura 23 - Infiltrazioni in corrispondenza alle lesioni della guaina

Oltre alle infiltrazioni in copertura, sono presenti i segni di una presenza abbondante di umidità di risalita, con evidenti distacchi di intonaco e macchie visibili soprattutto dall'esterno.

Questa situazione di degrado risulta particolarmente manifesta nel prospetto ovest, dove le ore di esposizione diretta all'irraggiamento solare sono minori; al piede delle murature, anche sull'intonachino è possibile vedere rigonfiamenti e spaccature.



Figura 24 - Muratura esterna con segni di umidità di risalita

Durante i sopralluoghi effettuati, si è riscontrato che a seguito di piogge intense il piano seminterrato va incontro a fenomeni di allagamento, con un livello dell'acqua che arriva a circa 5-10cm.

Anche la presenza di quest'umidità nella muratura può essere la causa dell'espansione e successiva espulsione dei copriferrì in alcuni dei pilastri in C.A. presenti nella struttura.



Figura 25 - Figura 26 – Espulsione del copriferro nei pilastri in C.A.

Dissesti

A seguito dei sopralluoghi e dei rilievi effettuati, non sono stati identificati segni di dissesti in atto.

L'unica lesione osservata è quella presente tra la muratura e il pilastro d'angolo, e data la presenza del rostro proprio a ridosso di questi setti; la lesione si stima sia dovuta all'interfaccia tra muratura-elemento in C.A., e forse è stata enfatizzata dal rigonfiamento del copriferro del pilastro; non degna preoccupazioni dal punto di vista strutturale, però rappresenta una via d'ingresso per l'umidità e la nebbia salina.



Figura 27 - Figura 28 Lesione all'angolo nord-est

Pericolosità e storia sismica dell'area

La mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale (GdL MPS, 2004; rif. Ordinanza PCM del 28 aprile 2006, n. 3519, All. 1b) è espressa in termini di accelerazione orizzontale del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi ($V_{s30} > 800$ m/s; cat. A, punto 3.2.1 del D.M. 14.09.2005).

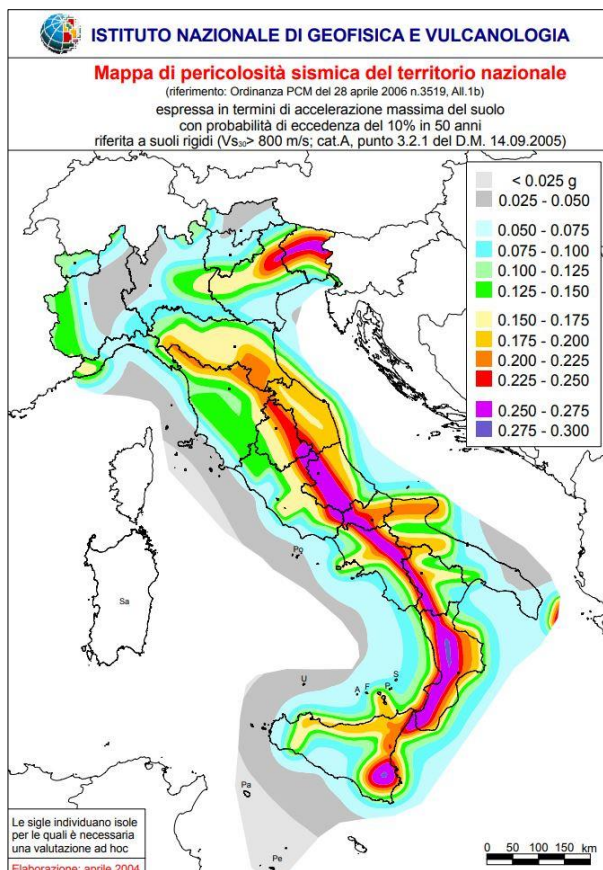


Figura 29 - Pericolosità sismica Regione marche

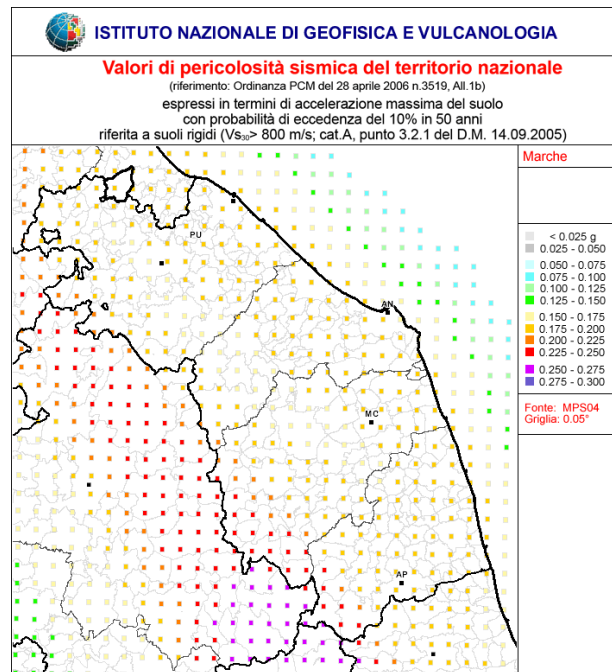


Figura 30 - Mappa pericolosità sismica italiana

Con l'Ordinanza del PCM n. 3519/2006 l'intero territorio nazionale è stato suddiviso in quattro zone sismiche sulla base del valore dell'accelerazione orizzontale massima (a_g) su suolo rigido o pianeggiante, che ha una probabilità del 10% di essere superata in 50 anni; Ancona è stata classificata come ZONA 2, ovvero un'area con pericolosità sismica media, dove possono verificarsi forti terremoti.

Zona sismica	Descrizione	accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni [a_g]	accelerazione orizzontale massima convenzionale (Norme Tecniche) [a_g]
1	Indica la zona più pericolosa, dove possono verificarsi fortissimi terremoti.	$a_g > 0,25$ g	0,35 g
2	Zona dove possono verificarsi forti terremoti.	$0,15 < a_g \leq 0,25$ g	0,25 g
3	Zona che può essere soggetta a forti terremoti ma rari.	$0,05 < a_g \leq 0,15$ g	0,15 g
4	E' la zona meno pericolosa, dove i terremoti sono rari ed è facoltà delle Regioni prescrivere l'obbligo della progettazione antisismica.	$a_g \leq 0,05$ g	0,05 g

La storia sismica del comune di Ancona è desunta dal Database Macrosismico Italiano 2015 DBMI15 (a cura di M. Locati, R. Camassi e M. Stucchi, 2011. Database Macrosismico Italiano Milano, Bologna), utilizzato per la

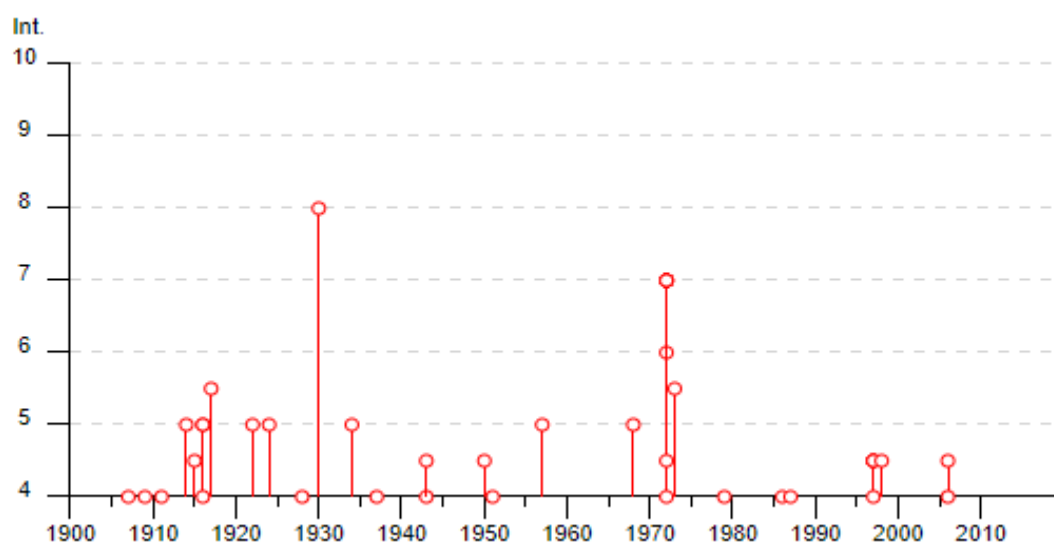
compilazione del catalogo parametrico dei terremoti italiani 2015 CPTI15 (a cura di A. Rovida, R. Camassi, P. Gasperini e M. Stucchi, 2016. Copyright INGV, 2016).

La zona di Ancona è stata interessata direttamente ed indirettamente da numerosi eventi sismici con magnitudo >4.5 , tra i quali si distinguono tra i terremoti moderni l'evento di Ancona del 1972 (con 7° grado della Scala MCS e con magnitudo momento M_w max di 4.86 ± 0.29) e quello di Senigallia nel 1930 (con 8° grado della Scala MCS e con magnitudo momento M_w max di 5.81 ± 0.9).

Tra i terremoti storici si segnalano quello di Ancona del 1870 e quello del fabrianese del 1741.

Oltre quelli citati, presenti nel Database INGV aggiornato al 2015, è di grande rilevanza nella storia sismica della città lo sciame sismico noto legato al terremoto del Centro Italia del 2016.

Di seguito un dettaglio dei terremoti dell'ultimo secolo che hanno avuto un'intensità nel sito (Ancona) superiore a 4.



RELAZIONE TECNICA SULLE FONDAZIONI

Dal punto di vista fisiografico, il sito si sviluppa in corrispondenza della fascia costiera, su un territorio dall'andamento pianeggiante e a quota di circa 2,00 metri sul livello del mare.

I dati geologici utilizzati per l'analisi in oggetto sono stati ricavati da precedenti analisi fornite dall'Autorità di Sistema Portuale del Mare Adriatico Centrale, e nello specifico dalla Relazione Geologica redatta per la verifica di vulnerabilità sismica del Mercato Ittico, che fronteggia a pochi metri a nord l'edificio in esame e quindi presenta un terreno di fondazione con le medesime caratteristiche; la relazione utilizzata è stata stilata dal geologo Marco Lancioni ed è datata il 6 giugno 2017.

Stratigrafia del terreno


La successione stratigrafica è stata desunta dalla relazione del dott. Lancioni, che a sua volta aveva preso in esame diverse indagini eseguite precedentemente sul sito:

- Indagine geologica per la costruzione della sala convegni della Ex Fiera, eseguita dal Dott. Geol. Piergiacomo Beer nel 1988
- Indagine geologica per la realizzazione di un terminal combinato nell'area ferroviaria già Scalo Marotti, eseguita dal Dott. Geol. Luciano Taddei nel 2012
- Indagine geologica relativa la demolizione delle strutture in elevazione costituenti il padiglione espositivo principale dell'ex complesso fieristico, eseguita dal Dott. Geol. Simone Baldi nel 2013.

La stratigrafia ricostruita sulla base delle indagini eseguite in tali studi e dal sondaggio stratigrafico eseguito dal geologo Lancioni, risulta essere la seguente:

- da p.c. a -6.0 mt: terreno di riporto antropico. Il tetto del livello è contraddistinto dalla massicciata stradale nel piazzale della zona portuale, mentre all'interno dell'edificio, dalle pavimentazioni e dal loro sottofondo. A seguire si riscontra il riporto antropico, di natura fortemente eterogenea, costituito da limi sabbiosi con frammisti ghiaie e ciottoli calcarei, messo in posto per la realizzazione delle aree relative l'area portuale di Ancona. È caratterizzato da condizioni di forte plasticità per la porzione limosa e scarso addensamento, per la porzione sabbiosa, oltre ad evidenziare una variabilità estremamente spiccata. Di vario colore (da nocciola a grigio scuro e nerastro, talora marrone o con toni rossastri), è caratterizzato localmente da parametri meccanici scadenti.
- da -6.0 mt. a -9.0 mt: depositi di spiaggia recente costituiti da sabbie grigie, contraddistinte da granulometria media; si presentano sciolte, incoerenti e ben addensate, talora con livelli sottili cementati e presenza di macrofossili;
- da -9.0 mt in poi: formazione pliocenica compatta costituita da argille marnose inalterate con intercalati sottili livelli sabbiosi, rappresentanti il substrato geologico del sito.

Di seguito si riporta la colonna stratigrafica:

PROF.	SEZIONE	DESCRIZIONE	PARAMETRI GEOTECNICI
≈ 6.00		terreno di riporto antropico costituito da limi sabbiosi con frammisti ghiaie e ciottoli calcarei	argille $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$ $\phi = 21^\circ$ $C_u = 0 \text{ t/mq}$ $c' = 0 \text{ t/mq}$
≈ 9.00		depositi di spiaggia recente costituiti da sabbie grigie	$\gamma = 1.9 \text{ t/mc}$ $\phi = 31^\circ$ $c' = 0 \text{ t/mq}$ $C_u = 0 \text{ t/mq}$
		argille marnose di colore grigio-azzurro, molto consistenti della formazione pliocenica inalterata	$\gamma = 2.1 \text{ t/mc}$ $\phi = 24^\circ$ $C_u = 30 \text{ t/mq}$ $c' = 6.0 \text{ t/mq}$

γ = peso di volume naturale; c' = coesione efficace; ϕ = angolo di attrito interno; C_u = coesione non drenata

Figura 31 - Colonna stratigrafica

Tipologia delle fondazioni

Non è stato possibile reperire elaborati progettuali originali relativi alle fondazioni, di conseguenza si è proceduto effettuando un progetto simulato, partendo dalla tipologia costruttiva e dall'epoca di edificazione.

Si sono quindi considerate fondazioni di tipo continuo superficiale, costituite da un cordolo in cemento armato posto sotto i setti murati.

Non avendo riscontrato evidenze di alcun dissesto attribuibile al sistema fondale, non si è intervenuto con saggi e analisi distruttive per approfondire ulteriormente la conoscenza di questo elemento strutturale, che ad oggi non presenta problematiche di alcun tipo.

Cedimenti differenziali

Dai rilievi effettuati non sono stati rilevati cedimenti differenziali passai o in atto.

Sottoservizi

Nell'area in esame è presente una fitta rete di linee elettriche interrato sia della Società Enel che della Società Terna, che interessa il primo sottosuolo e che già durante lo studio del geologo Lancioni aveva reso difficoltoso la realizzazione di un sondaggio stratigrafico.

Smaltimento acque meteoriche

L'impianto di smaltimento delle acque meteoriche potrebbe essere tra le cause dell'abbondante umidità di risalita osservata nell'edificio.

Interferenze con edifici limitrofi

L'edificio risulta essere isolato; nelle vicinanze si hanno un fabbricato (ex Scuola Professionale RFI) della stessa proprietà e la costruzione che ospita il Mercato Ittico.

CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

Muratura in mattoni pieni

La struttura resistente dell'edificio è realizzata in muratura in elementi laterizi dall'alta percentuale di foratura.

Per i parametri meccanici non si è potuto utilizzare quelli presenti nella tabella C8.5.1 della Circolare applicativa n.7/2019 delle NTC2018, in quanto nessuna delle tipologie presenti rispondeva al caso di specie, anche sulla scelta delle prove meccaniche effettuate.

Sono stati quindi ricavati i valori dalle specifiche del capitolo 11.10 delle NTC2018, come suggerito dalla relativa Circolare, considerando una muratura composta da blocchi in laterizio semipieno ad alta foratura e malta cementizia M2.5.

Dagli studi e dalle prove effettuate si ritiene raggiunto il livello di conoscenza LC2, in quanto come dalla recente Circolare applicativa n.7/2019 p.to C8.5.4, sono stati effettuati:

- un'analisi storico-critica del fabbricato
- il rilievo geometrico completo
- indagini estese sui dettagli costruttivi
- prove estese sulle caratteristiche meccaniche dei materiali.

A seguito dei rilievi e saggi effettuati, la muratura è risultata essere di livello scadente, sia sotto il profilo dei materiali utilizzati (laterizi ad alta percentuale di foratura) sia per qualità della posa (forature disposte in orizzontale); questo è stato poi corroborato dalle prove di laboratorio che sono state effettuate, ovvero martinetti doppi piatti e campionatura e analisi della malta, che hanno avuto risultati scadenti.

Di seguito si riporta un estratto dei risultati delle analisi effettuate, mentre le relazioni e i certificati di prova sono allegati alla presente relazione.

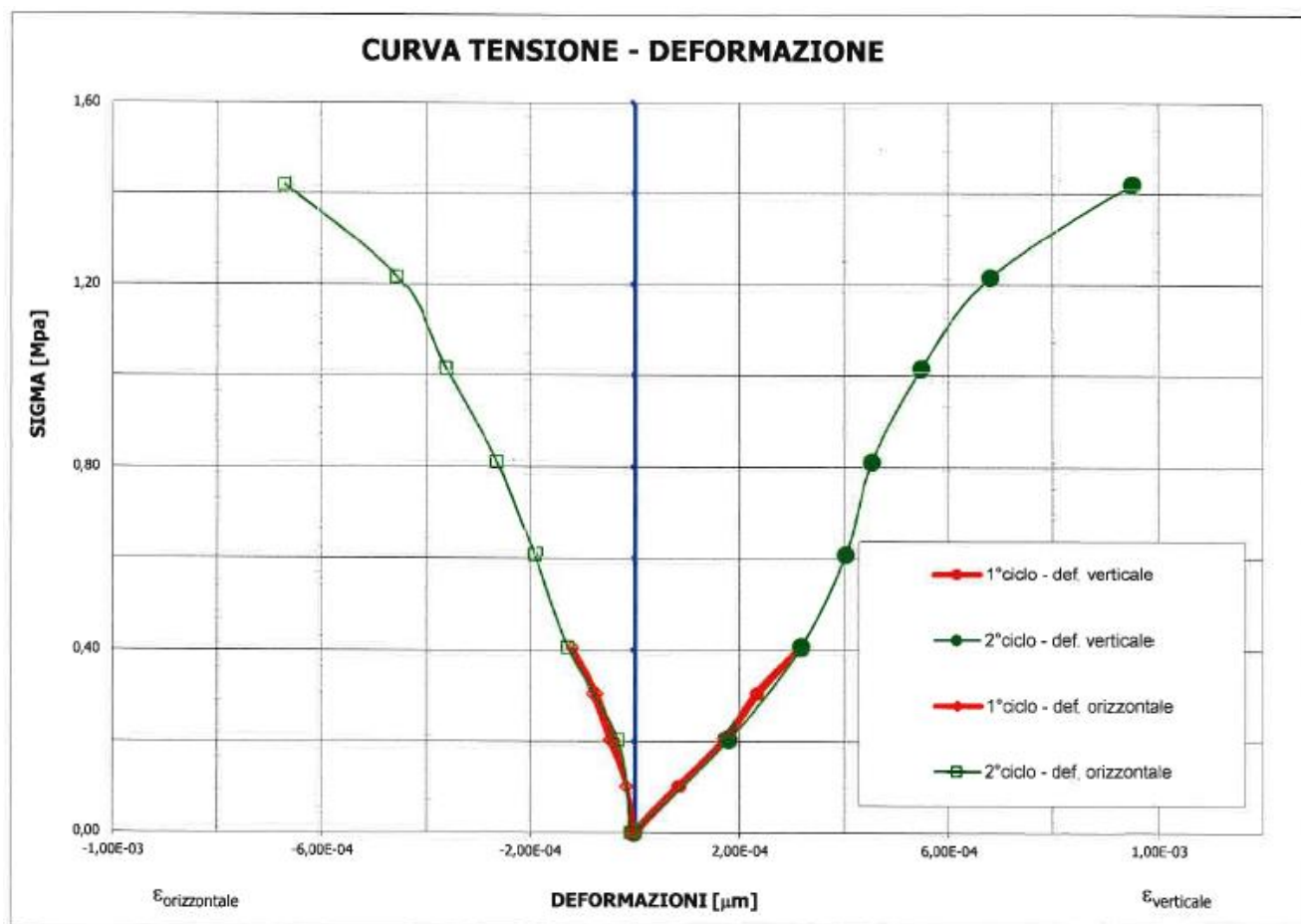


Figura 32 - Comportamento della muratura sottoposta alla prova con martinetti piatti doppi

Tipologia della muratura: **blocchi forati con ricorsi di malta regolari**

Modulo di deformabilità ($E = \Delta p / \Delta \epsilon$) [Mpa]	Tensione max. di prova (σ) [Mpa]	Note:
1277	1,42	Il modulo di deformabilità (E) è stato calcolato tra le pressioni 0 - 0,405 [Mpa] relative al primo ciclo di carico

Figura 33 - Risultati della prova con martinetti piatti doppi

Composizione	MB_VA64/A_2019
Aggregati	Sabbia silico-carbonatica 0/10 mm
Legante	Calce idraulica, dubbia la presenza di cemento al calcare
Rapporto legante/aggregato	1 parte di legante e circa 2,8 parti di aggregato
Porosità	Medio-alta
Stato di conservazione	Buono
Coesione	Tenace
Classificazione NTC 2018 Tab. 11.10.V	Malta equiparabile, anche se con percentuale di legante leggermente superiore, alla malta bastarda/idraulica di classe "M2,5

Figura 34 - Conclusioni del rapporto di prova sulla malta

Avendo raggiunto il livello di conoscenza LC2, il fattore di confidenza FC da utilizzare nelle verifiche della muratura è pari a 1.2.

Di seguito quindi sono riportate le caratteristiche meccaniche dalla muratura utilizzate nell'analisi strutturale

Caratteristiche meccaniche	Da tab. C8.5.I	Fattore di confidenza FC (LC2)	Valore ridotto applicando FC
Resistenza a compressione: f_m	1.20 N/mm ²	1.2	1.00 N/mm ²
Resistenza a taglio: τ_0	0.20 N/mm ²	1.2	0.16 N/mm ²
Modulo di elasticità normale: E	1200 N/mm ²	-	-
Modulo di elasticità tangenziale: G	480 N/mm ²	-	-
Peso specifico: w	13 kN/m ³		

ANALISI DEI CARICHI

Solaio di copertura

Il carico permanente strutturale è stato calcolato a partire dai seguenti dati:

- Interasse travetti 26 cm
- Larghezza travetti 6 cm
- Altezza sezione solaio resistente 20 cm
- Peso blocchi di laterizio 75 daN/mq

Si ottiene quindi un carico permanente G1 pari a 150 daN/mq.

Carico permanente non strutturale G2

Il carico permanente non strutturale è stato calcolato a partire dai seguenti dati:

- Imperm. con guaina bituminosa 0.8 cm x 1200 daN/mc = 9.6 daN/mq
- Massetto 10 cm x 1700 daN/mc = 170 daN/mq

Si ottiene quindi carico permanente non strutturale G2 pari a 180 daN/mq.

Carico della neve sulla copertura q_s

Il carico provocato dalla neve sulle coperture è calcolato secondo l'espressione

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

dove:

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura
- q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento della neve al suolo per un periodo di ritorno di 50 anni
- C_e è il coefficiente di esposizione
- C_t è il coefficiente termico

Calcolo del valore caratteristico q_{sk}

Il carico della neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, le NTC2018 ci forniscono questi valori caratteristici divisi per zone ed altitudine.

<u>Zona I - Mediterranea</u> Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ per $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$ per $a_s > 200 \text{ m}$
--	---

Quindi il valore di q_{sk} risulta essere pari a

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

Calcolo del Coefficiente di Esposizione C_e

Il coefficiente di esposizione può essere utilizzato per modificare il valore del carico della neve in funzione delle caratteristiche topografiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera, nel caso in esame è stato assunto pari a 1.

Topografia	Descrizione	C_e
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0.9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1.1

Calcolo del Coefficiente Termico C_t

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.

Calcolo del Coefficiente di Forma μ_i

Il coefficiente di forma considera la capacità della neve di accumularsi in funzione della pendenza delle falde della copertura, nel nostro caso le NTC2018 ci indicano un valore di μ_i pari a

Coefficiente di forma	$0^\circ < \alpha < 30^\circ$
μ_i	0,8

Carico della Neve sulla Copertura

A questo punto è possibile di ricavare il carico della neve sulla copertura dell'edificio in esame:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_e C_t = 0,8 \times 1,50 \times 1 \times 1 = 1,20 \frac{kN}{m^2}$$

Si ha quindi un carico dovuto alla neve sulla copertura q_k pari a 120 daN/mq.

ANALISI STRUTTURALE

La verifica di vulnerabilità sismica è stata eseguita con riferimento alle normative vigenti e principalmente:

- “Norme Tecniche Per Le Costruzioni” approvate con Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 (pubblicato sulla GU n.42 del 20-02-2018 - Suppl. Ordinario n. 8)
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. (pubblicato sulla GU n.35 del 11-2-2019 – Suppl. Ordinario n. 5);
- O.P.C.M. 3274 del 20 marzo 2003 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica” e s.m.i. (pubblicata nella GU n.108 del 8-05-2003);
- Decreto Ministeriale numero 58 del 28-02-2017, come modificato dal Decreto Ministeriale numero 65 del 07-03-2017, Sisma Bonus - Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni nonché le modalità per l'attestazione, da parte di professionisti abilitati, dell'efficacia degli interventi effettuati.

In una prima fase è stato eseguito il rilievo del fabbricato, svolto attraverso più sopralluoghi sul posto in modo tale da conoscere sia le caratteristiche geometriche, che le tecnologie costruttive.

Il rilievo è stato condotto in modo accurato, realizzando diversi saggi in più punti della struttura, ed ha permesso già da un primo momento di individuare quelle che potevano essere le vulnerabilità della costruzione.

A completare questo stadio conoscitivo dell'edificio, sono state eseguite prove sulle murature, quali una prova a martinetti piatti doppi e un'analisi di laboratorio della malta, che hanno consentito di raggiungere un livello di conoscenza dell'edificio LC2.

Successivamente si è proceduto alla modellazione della struttura sul programma di calcolo (ModeST 8.19 + solutore Xfinest2019) e quindi allo studio del comportamento sotto l'azione sismica mediante analisi sia di tipo lineare che non-lineare.

Tra queste la push-over (analisi statica non-lineare) è quella che descrive più verosimilmente la risposta delle strutture in muratura regolari come quella oggetto di esame; infatti questa tipologia di analisi tiene conto anche del comportamento superato il limite elastico del materiale, e quindi in campo non-lineare.

Per completezza si è svolta in fase di studio anche un'analisi sismica lineare, che quindi tiene in considerazione solamente la struttura in campo elastico, ma i risultati ottenuti sono stati considerati troppo restrittivi e punitivi nei confronti della capacità strutturale dell'edificio, quindi poco rappresentativi.

Sono stati quindi studiati i risultati dell'analisi sismica push-over condotta utilizzando un modello “a maschi murari”, senza prendere in considerazione il contributo dei pilastri isolati in C.A., in quanto del tutto influenti rispetto alla risposta sismica dell'edificio.

Nodi
 Principali
 Aste
 Trave
 Pilastro
 Muri/Bidimensionali
 Maschio valido
 Maschio valido
 Maschio non valido
 Maschio trascurato
 Architrave
 Sottofinestra
 Elemento c.a./acc.
 Solai
 Solai

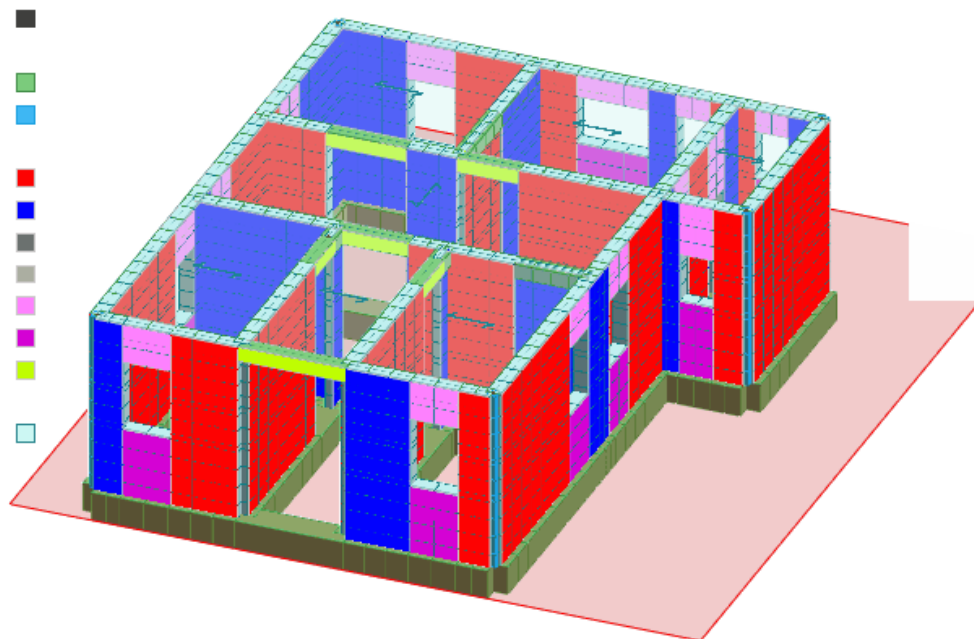


Figura 35 - Modello strutturale dell'edificio

RISULTATI DELLO STUDIO DI VULNERABILITÀ SISMICA

A seguito dello studio di vulnerabilità sismica svolta, i cui dettagli sono consultabili nei tabulati di calcolo allegati, si sono analizzati i risultati e si è arrivato al calcolo degli indici di rischio come indicato nella Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni, allegate al DM n°65 del 07/03/2017 del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti.

Struttura in muratura

La struttura dell'edificio presenta globalmente un buon comportamento al sisma.

Questo è dovuto alla semplicità della struttura, che presenta uno sviluppo di un solo piano, con dei carichi sismici modesti.

Quindi anche se la tipologia di muratura è di cattiva qualità, globalmente la struttura riesce ad avere buoni risultati dal punto di vista della resistenza alle azioni sismiche.

Classe di rischio

Sulla base delle Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni, allegate al DM n°65 del 07/03/2017 del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti, si è provveduto all'attribuzione della classe di rischio sismico dell'edificio.

Le linee guida propongono 2 metodologie di analisi:

- **metodo convenzionale:** applicabile a qualsiasi tipologia di costruzione, basato sull'applicazione dei normali metodi di analisi previsti dalle attuali NTC2018; permette la valutazione della Classe di Rischio della costruzione, sia nello stato di fatto sia nello stato conseguente all'eventuale intervento, consentendo il miglioramento di una o più classi di rischio.
- **metodo semplificato:** basato su classificazione macrosismica dell'edificio, è indicato per una valutazione economica e speditiva (senza specifiche indagini e/o calcoli) della Classe di Rischio; può essere utilizzato sia per una valutazione preliminare indicativa, sia per la determinazione della classe di rischio in relazione all'adozione di interventi di tipo locale, consentendo al massimo il miglioramento di una sola classe di rischio

L'analisi svolta è stata secondo il "metodo tradizionale", e ha permesso di conoscere i seguenti parametri:

- **Classe PAM (Perdita Annuale Media Attesa):** è un parametro prettamente economico, e rappresenta il costo di riparazione dei danni prodotti dagli eventi sismici che si manifesteranno nel corso della vita della costruzione, ripartito annualmente ed espresso come percentuale del costo di ricostruzione. Le classi vanno da A⁺ a G
- **Classe IS-V (Indice di sicurezza):** è un parametro di sicurezza dato dal rapporto tra l'accelerazione di picco al suolo che determina il raggiungimento dello Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e quella prevista, nel sito per un nuovo edificio. Le classi vanno da A⁺ a F
- **Classe di Rischio:** è un indice sintetico che si individua mettendo in relazione i due indici precedenti

Di seguito si riportano i risultati numerici ottenuti

Simbologia:

TSL = Tipo di stato limite
 SLID = Stato limite di inizio danno
 SLO = Stato limite di operatività
 SLD = Stato limite di danno
 SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
 SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
 SLR = Stato limite di ricostruzione
 PV = Capacità di probabilità di superamento dell'azione sismica
 R_c
 $T_{R,C}$ = Periodo di ritorno (capacità)
 λ = Percentuale di frequenza media annua di superamento
 CR = Percentuale del costo di ricostruzione

Caratteristiche dell'opera:

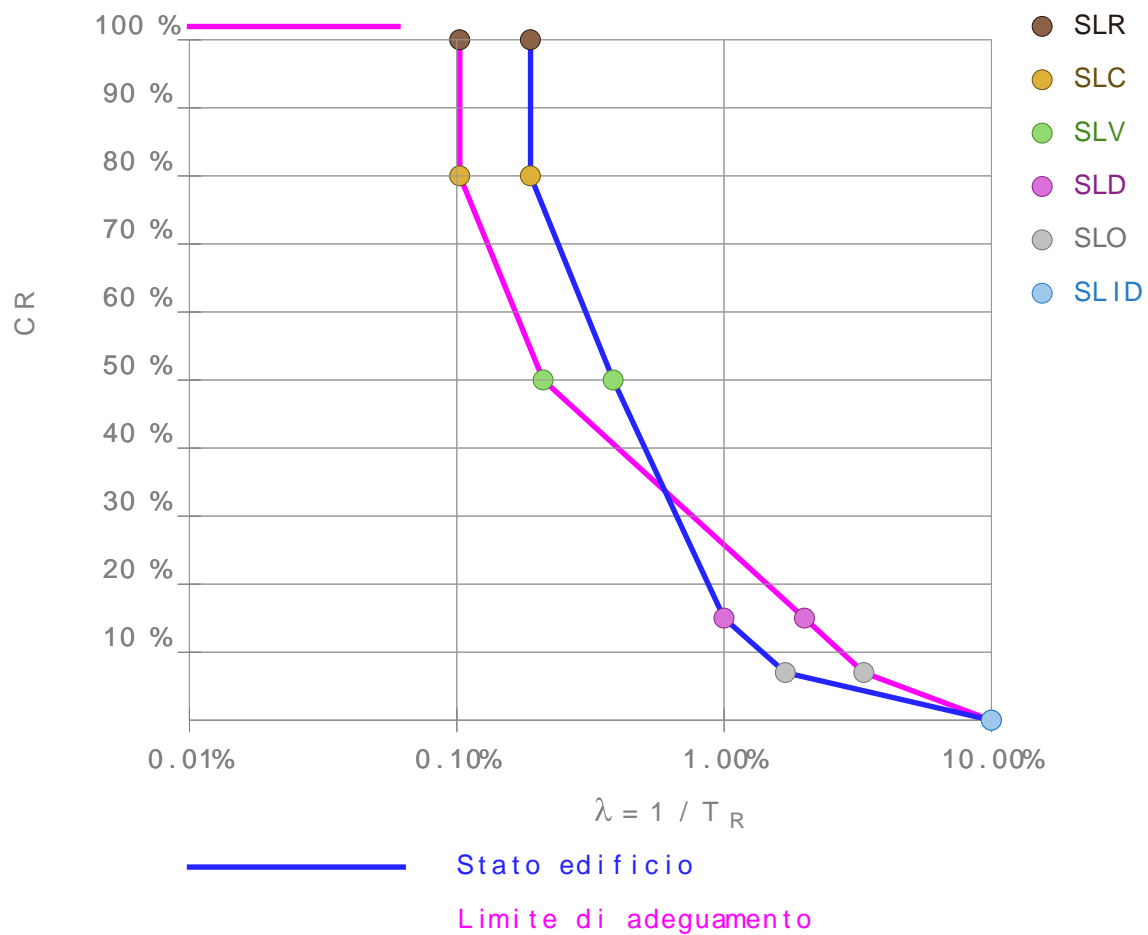
Tipo di opera: Opera ordinaria
 Vita nominale VN: 50.00
 Classe d'uso: Classe II
 Coefficiente d'uso CU: 1.00
 Periodo di riferimento VR: 50.00

Calcolo perdita annua media attesa:

TSL	PVR _c	T _{R,C}	λ	CR
SLR	9.00	530	0.189	100.00
SLC ¹	9.00	530	0.189	80.00
SLV	17.49	260	0.385	50.00
SLD	39.35	100	1.000	15.00
SLO ¹	57.15	59	1.695	7.00
SLID	99.33	10	10.000	0.00

1) Dati non presenti nel calcolo e desunti ai sensi delle linee guida.

Perdita annua media attesa PAM: 0.88%
 Classe di rischio PAM: A



Calcolo indice di sicurezza

Accelerazione al suolo (domanda) PGA_D :	0.2514 <g>
Accelerazione al suolo (capacità) PGA_C :	0.1966 <g>
Indice di sicurezza :	78.21%
Classe di rischio IS-V:	B

Classe di rischio: B

Minore rischio sismico



Maggiore rischio sismico

La Classe di Rischio B, per un edificio esistente in muratura rappresenta un ottimo risultato, e si colloca sopra la media degli edifici esistenti oggi presenti sul territorio nazionale.

Questo è dovuto alla semplicità dell'edificio oggetto di studio, e ai carichi in gioco molto limitati.

INTERVENTI SUGGERITI

Lo studio di vulnerabilità sismica dell'edificio ha dato risultati buoni, con una Classe di Rischio "B".

Quindi globalmente l'edificio ha un buon comportamento sotto l'azione sismica, e non si ritiene siano giustificati interventi di miglioramento sismico.

Infatti l'aspetto su cui si potrebbe consigliare di intervenire è la qualità della muratura, ma questo si configurerebbe come un intervento molto invasivo, generalizzato e costoso, che a questo punto suggerirebbe la demolizione e ricostruzione dell'intero edificio.

Verifica del sistema di raccolta e allontanamento delle acque meteoriche

Come detto in precedenza, si è notata la presenza di forti risalite di acqua nelle murature.

Sebbene questo possa essere dovuto a condizioni intrinseche della muratura e del sistema fondale, si consiglia una verifica del corretto funzionamento del sistema di raccolta e allontanamento delle acque meteoriche, per scongiurare che un suo malfunzionamento possa provocare o peggiorare la situazione di umidità riscontrata nell'edificio.

Rifacimento dell'impermeabilizzazione in copertura

Durante i rilievi si è evidenziata la presenza di infiltrazioni dalla copertura, ed infatti anche a vista la guaina risulta in cattive condizioni.

Si consiglia quindi il suo totale rifacimento, consigliabile con prodotti riflettenti per avere anche un apporto positivo sotto l'aspetto energetico dell'edificio.

**ASSEVERAZIONE AI SENSI DELL'ART. 4 COMMA 1 DEL DECRETO MINISTERIALE 65 DEL
07/03/2017**

CLASSIFICAZIONE SISMICA DELLA COSTRUZIONE

situata nel COMUNE DI ANCONA, al seguente indirizzo VIA GUGLIELMO MARCONI

riportata al catasto al Foglio n. 13 Particella n. 858 sub. n. 3

Coordinate geografiche di due spigoli opposti della costruzione (WGS 84 - gradi decimali - fuso 32-33)			
Spigolo 1	Lat. _ _ 4_ 3_ _ _ 6_ 1_ 2_ 6_ 1_ 6_ _ _	Lon. _ _ 1_ 3_ _ _ 5_ 0_ 1_ 3_ 2_ 3_ _ _	Fuso 3_ 3_
Spigolo 2	Lat. _ _ 4_ 3_ _ _ 6_ 1_ 2_ 4_ 8_ 6_ _ _	Lon. _ _ 1_ 3_ _ _ 5_ 0_ 1_ 3_ 6_ 5_ _ _	Fuso 3_ 3_

- - - - -

Il sottoscritto ING. FABIO BARCHIESI nato a JESI (AN) residente a JESI (AN) in CORSO MATTEOTTI n. 68
C.F. BRCFBA86A30E388R iscritto all'Ordine INGEGNERI della Prov. di ANCONA n. iscriz. A3667
consapevole delle responsabilità penali e disciplinari in caso di mendaci dichiarazioni,

PREMESSO

- che è in possesso dei requisiti richiesti dall'art. 3 del Decreto Ministeriale n. 65 del 07/03/2017,
- che opera nella qualità di tecnico incaricato di effettuare ⁽¹⁾:



la Classificazione del Rischio Sismico dello stato di fatto della costruzione sopra individuata;



il progetto per la riduzione del Rischio sismico della costruzione sopra indicata e la relativa Classificazione del Rischio Sismico conseguente l'intervento progettato;

ASSEVERA

LA SEGUENTE DICHIARAZIONE

Dalle analisi della costruzione emerge quanto segue:

STATO DI FATTO (prima dell'intervento):

⁽¹⁾ Barrare la casella, o le caselle, di interesse.

- Classe di Rischio della costruzione ⁽²⁾: A+ ☐ A ☐ B ☒ C ☐ D ☐ E ☐ F ☐ G ☐
- Valore dell'indice di sicurezza strutturale (IS-V)⁽³⁾ : 78,21 %
- Valore della Perdita Annuale Media (PAM)⁽³⁾ : 0,88 %
- Linea Guida, utilizzata come base di riferimento per le valutazioni, approvata con D.M. n. 58 del 28/02/2017; successivi aggiornamenti del 07/03/2017;
- classe di rischio attribuita utilizzando il metodo: convenzionale ☒ semplificato ☐
- si allega la relazione illustrativa dell'attività conoscitiva svolta e dei risultati raggiunti;

STATO CONSEGUENTE L'INTERVENTO PROGETTATO⁽⁴⁾

- Classe di Rischio della costruzione ⁽²⁾: A+ ☐ A ☐ B ☐ C ☐ D ☐ E ☐ F ☐ G ☐
- Valore dell'indice di sicurezza strutturale (IS-V)⁽³⁾ : _____ %
- Valore della Perdita Annuale Media (PAM)⁽³⁾ : _____ %
- Linea Guida, utilizzata come base di riferimento per le valutazioni, approvata con D.M. n. ____ del ____/____/20____; successivi aggiornamenti del ____/____/20____;
- classe di rischio attribuita utilizzando il metodo: convenzionale ☐ semplificato ☐
- estremi del Deposito/Autorizzazione al Genio Civile, ai sensi delle autorizzazioni in zona sismica, n. _____ del ____/____/20____;
- si allega la relazione illustrativa dell'attività conoscitiva svolta e dei risultati raggiunti, inerenti la valutazione relativa alla situazione post- intervento.

EFFETTO DELLA MITIGAZIONE DEL RISCHIO CONSEGUITO MEDIANTE L'INTERVENTO PROGETTATO⁽⁴⁾

Gli interventi strutturali progettati consentono una riduzione del Rischio Sismico della costruzione ed il passaggio di un numero di Classi di Rischio, rispetto alla situazione ante opera, pari a: n. 1 classe ☐ n. 2 o più classi ☐

Data

Timbro e firma

12/04/2019

⁽²⁾ Alla lettera che identifica la Classe di Rischio aggiungere il simbolo (*) se attribuita con il metodo semplificato.

⁽³⁾ Da omettere per attribuzioni effettuate con il metodo semplificato.

⁽⁴⁾ Sezione da compilare quando si attribuisce la Classe di Rischio in conseguenza della redazione di un progetto di intervento strutturale.

4. RELAZIONE SUI MATERIALI (P.TO 4.1.2.1 P.TO 11.2.9 E P.TO 11.3)

Per quanto riguarda la caratterizzazione dei materiali esistenti si rimanda alla relazione di vulnerabilità sismica, dove sono riportati i risultati delle indagini sui materiali in opera.

Nel seguito si riporta una tabella riepilogativa dei materiali che sono poi utilizzati nelle verifiche.

Caratteristiche meccaniche	Da tab. C8.5.I	Fattore di confidenza FC (LC2)	Valore ridotto applicando FC
Resistenza a compressione: f_m	1.20 N/mm ²	1.2	1.00 N/mm ²
Resistenza a taglio: τ_0	0.20 N/mm ²	1.2	0.16 N/mm ²
Modulo di elasticità normale: E	1200 N/mm ²	-	-
Modulo di elasticità tangenziale: G	480 N/mm ²	-	-
Peso specifico: w	13 kN/m ³		

MURATURA NUOVA IN BLOCCHI FORATI PORTANTI CON PERCENTUALE DI FORATURA INFERIORE AL 45%

- la malta della muratura è definita bastarda a base cemento **M5** (tab. 11.10.V).
 - la resistenza caratteristica a compressione **f_{bk}** dell'elemento artificiale = **20 N/mm²**;
 - la resistenza caratteristica a compressione della muratura in elementi artificiali semipieni è assunta dalla tabella (tab. 11.10.VI) pari a **$f_k = 7,0 \text{ N/mm}^2$** ;
 - la resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali tabella (tab. 11.10.VIII) è assunta pari a **$f_{vk0} = 0,20 \text{ N/mm}^2 = 2,0 \text{ daN/cm}^2$**
 - La resistenza caratteristica a taglio in presenza di azioni assiali (11.10.3.3-4.5.4) è assunta pari a **$f_{vk} = f_{vk0} + 0,40 \sigma_n$** ;
- limitata dalla resistenza della malta M5.
- Modulo di elasticità normale secante (11.10.3.4) **$E = 1000 f_k$**
 - Modulo di elasticità tangenziale secante (11.10.3.4) **$G = 0,4 E$**

Le indagini eseguite ha raggiunto un livello di conoscenza LC2.

Il corrispondente fattore di confidenza per livello di conoscenza LC2 è

$$F_C = 1.20$$

Resistenze di progetto

Le resistenze di progetto da impiegare nel calcolo sono :

La resistenza di progetto a compressione della muratura in elementi artificiali pieni è pari a

$$f_d = f_k / (F_C \times \gamma_M) = 7,0 / (1,20 \times 3,0) = 1,94 \text{ N/mm}^2 = (19,4 \text{ Kg/cm}^2) \quad \text{per combinazioni statiche}$$

$$f_d = f_k / (F_C \times \gamma_M) = 7,0 / (1,20 \times 2,0) = 2,91 \text{ N/mm}^2 = (29,1 \text{ Kg/cm}^2) \quad \text{per combinazioni sismiche}$$

La resistenza di progetto a taglio è pari a

$$f_{vd} = f_{vk} / (F_C \times \gamma_M) = (f_{vk0} + 0,40 \sigma_n) / (F_C \times \gamma_M) ;$$

Relazione di Calcolo

5. MISURA DI SICUREZZA (CS)

Il metodo di verifica della sicurezza adottato è quello degli Stati Limite (SL) che prevede due insiemi di verifiche rispettivamente per gli stati limite ultimi SLU (SLV) e gli stati limite di esercizio SLE (SLD).

La sicurezza è quindi garantita progettando i vari elementi resistenti in modo da assicurare che la loro resistenza di calcolo sia sempre maggiore delle corrispondente domanda in termini di azioni di calcolo.

Per ogni stato limite deve essere rispettata la condizione:

$$E_d < R_d$$

Dove E_d è il valore di progetto dell'azione mentre R_d è il valore di progetto della resistenza.

Per la determinazione del modello e dei relativi coefficienti è stato seguito l'*Approccio 2*.

Nel seguito si riportano le verifiche per dimostrare che l'aumento della rigidezza delle pareti oggetto di intervento non è superiore al 15% della rigidezza iniziale.

PROGETTO E VERIFICA DI APERTURE IN MURI PORTANTI IN ZONA SISMICA

Progetto:	Edificio FINANZA
------------------	------------------

Committente:	AUTORITA' PORTUALE ANCONA
---------------------	---------------------------

Località:	PORTO DI ANCONA
------------------	-----------------

Comune:	AUTORITA' PORTUALE ANCONA
----------------	---------------------------

PARETE N°	2 ESTERNA
------------------	-----------

PIANO:	TERRA
---------------	-------

PIANO: TERRA

PARETE N° 2 ESTERNA

ANALISI DEI CARICHI

Solaio in legno - copertura

Elementi strutturali (G_1)					KN/m ²
travi in legno	i (m)=	0,9	p (KN/m)=	0,24	0,27
tavelle e filetti					0,60
	s (m)=	0,17	γ (KN/m ³)=	0	0,00
G₁ =					0,87

Elementi non strutturali (G_2)					KN/m ²
coppi					0,80
isolamento termico e impermeabilizzazione					0,10
intonaco					
tegole					
G₂ =					0,90

Carichi variabili (Q)					KN/m ²
carico di esercizio (q_k)					1,50
q_k =					1,50

Coefficienti parziali (γ_F) per le azioni (verifica SLU)

	(favorevole)	(sfavorevole)
$\gamma_{G1} =$	1	1,30
$\gamma_{G2} =$	1	1,50
$\gamma_Q =$	0	1,50

Combinazione fondamentale (SLU)

$$q_1 = G_1 \times \gamma_{G1} + G_2 \times \gamma_{G2} + q_k \times \gamma_Q$$

	(favorevole)	(sfavorevole)	
$G_1 \times \gamma_{G1} =$	0,87	1,13	KN/m ²
$G_2 \times \gamma_{G2} =$	0,90	1,35	KN/m ²
$q_k \times \gamma_Q =$	0,00	2,25	KN/m ²
q₁ =	1,77	4,73	KN/m²

Solaio in profilati di acciaio e tavelloni - calpestio piano sottotetto

Elementi strutturali (G_1)					KN/m ²
travetti	i (m)=	0,6	p (KN/m)=	0,22	0,37
tavelloni					0,35
soletta cls alleggerito	s (m)=	0,17	γ (KN/m ³)=	10	1,70
G₁ =					2,42

Elementi non strutturali (G_2)					KN/m ²
pavimento					0,00
isolamento termico e impermeabilizzazione					0,00
intonaco					0,30
incidenza tramezzi					0,00
G₂ =					0,30

Carichi variabili (Q)					KN/m ²
carico di esercizio (q_k)					2,00
q_k =					2,00

	(favorevole)	(sfavorevole)
Coefficienti parziali (γ_F) per le azioni (verifica SLU)		
$\gamma_{G1} =$	1	1,30
$\gamma_{G2} =$	1	1,50
$\gamma_Q =$	0	1,50

Combinazione fondamentale (SLU)

$$q_1 = G_1 \times \gamma_{G1} + G_2 \times \gamma_{G2} + q_k \times \gamma_Q$$

	(favorevole)	(sfavorevole)	
$G_1 \times \gamma_{G1} =$	2,42	3,14	KN/m ²
$G_2 \times \gamma_{G2} =$	0,30	0,45	KN/m ²
$q_k \times \gamma_Q =$	0,00	3,00	KN/m ²
q₁ =	2,72	6,59	KN/m²

Solaio in latero-cemento - copertura

Elementi strutturali (G_1)						KN/m ²
peso proprio (travetti, pignatte, soletta)						1,50
G₁ =						1,50

Elementi non strutturali (G_2)						KN/m ²
massetto						1,70
isolamento termico e impermeabilizzazione						0,10
intonaco						0,30
G₂ =						2,10

Carichi variabili (Q)						KN/m ²
carico di esercizio (q_k)						1,20
q_k =						1,20

Coefficienti parziali (γ_F) per le azioni (verifica SLU)

	(favorevole)	(sfavorevole)
$\gamma_{G1} =$	1	1,30
$\gamma_{G2} =$	1	1,50
$\gamma_Q =$	0	1,50

Combinazione fondamentale (SLU)

$$q_1 = G_1 \times \gamma_{G1} + G_2 \times \gamma_{G2} + q_k \times \gamma_Q$$

	(favorevole)	(sfavorevole)	
$G_1 \times \gamma_{G1} =$	1,500	1,95	KN/m ²
$G_2 \times \gamma_{G2} =$	2,100	3,15	KN/m ²
$q_k \times \gamma_Q =$	0,000	1,80	KN/m ²
q₁ =	3,600	6,90	KN/m²

PIANO:	TERRA
--------	-------

PARETE N°	2 ESTERNA
-----------	-----------

CARICHI SULLA PARETE

Carico agente in sommità della parete dovuto alla porzione di muro sovrastante

coefficiente parziale di sicurezza

$\gamma_{G2} =$	1
-----------------	---

	H (m)	t (m)	w (KN/m ³)	p (KN/m)
muro sovrastante	0,1	0,3	18	0,54
				0,00
				0,00
				0,00
				0,00

Carico agente in sommità della parete dovuto all'incidenza dei solai

	L(dx)	L(sx)	q _l (dx)	q _l (sx)	p (KN/m)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²	
solaio di copertura	0	0	6,90	6,90	0,00
solaio sottotetto	0	0	2,92	2,92	0,00
solaio p.1	0	0	3,30	6,50	0,00
					0,00
					0,00
					0,00
					0,00
					0,00

Totale carico distribuito (KN/m)	0,54
----------------------------------	------

H = altezza del muro sovrastante (spessore t)

L(dx), L(sx) = luce del solaio a destra e a sinistra

p = carico

PIANO: TERRA

PARETE N° 2 ESTERNA

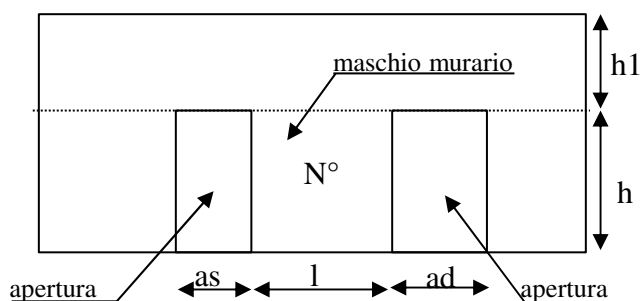
STATO ATTUALE

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DEI MASCHI MURARI

numero di maschi murari 4

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h ₁ (m)	t (m)	Tipol.	Descrizione	i (m)
1	0	0,5	2,62	0,78	0,56	0,3	8	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura <45%)	1,03
2	0,5	0,98	2,62	1,51	0,56	0,3	8	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura <45%)	2,25
3	0,98	0,5	2,62	1,52	0,56	0,3	8	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura <45%)	2,26
4	0,5	0	2,62	0,77	0,56	0,3	8	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura <45%)	1,02
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00

Simbologia



as= apertura a sinistra

ad= apertura a destra

l = lunghezza maschio murario

h = altezza maschio murario

t = spessore maschio murario

h₁ = altezza fascia di piano

i = interasse maschio murario

$i = l + as/2 + ad/2$

Tipol. = tipologia della muratura tab C8A.2.1
circolare 617/2009

Presenza o meno di caratteristiche diverse da quelle standar di cui alla tab. C8A.2.1. circ. 617/2009[illegible]

s = presenza della caratteristica

MB= malta buona

GS= giunti sottili (<10mm)

RL= ricorsi o listature

CT= connessione trasversale

NSA=nucleo scadente e/o ampio

IML= iniezioni di miscele leganti

IA= intonaco armato

sp= spessore complessivo sulle due facce dell' intonaco armato

γ = peso specifico intonaco armato

Valori dei parametri meccanici standard della muratura (tabella C8A.2.1 - circ. 617/2009)[illegible]

Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (tab. C8A.2.2 circ. 617/2009)

[illegible]

Coefficienti correttivi da usare nel calcolo

N°	Descrizione	cod.	MB	GS	RL	CT	NSA	IML	IA	coeff
1	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratur	8	1	1	1	1	1	1	1	1
2	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratur	8	1	1	1	1	1	1	1	1
3	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratur	8	1	1	1	1	1	1	1	1
4	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratur	8	1	1	1	1	1	1	1	1
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								

Parametri meccanici corretti secondo i coeff. di tab. C8A.2.2 circ. 617/2009

N°	Tipol.	f_m N/cm ²	τ_o N/cm ²	E N/mm ²	G N/mm ²	w KN/m ³	σ_o KN/m ²
1	8	100	16,00	1200,00	480,00	13,00	29,02
2	8	100	16,00	1200,00	480,00	13,00	30,56
3	8	100	16,00	1200,00	480,00	13,00	30,53
4	8	100	16,00	1200,00	480,00	13,00	29,06
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00

f_m = resistenza media a compressione della muratura

τ_o = resistenza media a taglio della muratura

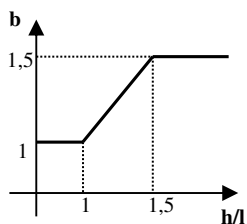
E= modulo di elasticità normale

G= modulo di elasticità tangenziale

w= peso specifico (anche con eventuale intonaco armato)

Individuazione del coefficiente “b”

N°	h/l	b
1	3,359	1,500
2	1,735	1,500
3	1,724	1,500
4	3,403	1,500
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000



Calcolo rigidezza della parete

	G	t	l	h	A	E	K
	N/mm ²	m	m	m	m ²	N/mm ²	KN/m
1	480	0,3	0,78	2,62	0,234	1200	7503,9
2	480	0,3	1,51	2,62	0,453	1200	34519,3
3	480	0,3	1,52	2,62	0,456	1200	34977,7
4	480	0,3	0,77	2,62	0,231	1200	7257,8
0							
0							
0							
0							
0							
0							
RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)							84258,7

Calcolo resistenza dei singoli maschi murari

Inserire il codice per il calcolo dello spostamento al limite ultimo: 1: spostamento al limite ultimo pari a quello massimo previsto dalla normativa 2: spostamento al limite ultimo pari a quello elastico moltiplicato per il coeff. di duttilità	2
---	----------

	τ_o	f_d	σ_o	V_t	V_{pf}	V_u	δ_e	tipo di rottura	μ	δ_u	$\delta_{u,max}$
	N/cm ²	N/cm ²	KN/m ²	KN	KN	KN	mm			mm	mm
1	16,00	100	29,02	39,64	1,95	1,95	0,260	pressoflessione	1,5	0,39	15,72
2	16,00	100	30,56	76,96	7,69	7,69	0,223	pressoflessione	1,5	0,33	15,72
3	16,00	100	30,53	77,46	7,79	7,79	0,223	pressoflessione	1,5	0,33	15,72
4	16,00	100	29,06	39,13	1,91	1,91	0,263	pressoflessione	1,5	0,39	15,72
0											
0											
0											
0											
0											
0											

τ_o = resistenza a taglio della muratura

f_d = resistenza a compressione della muratura

σ_o = tensione media verticale nella muratura

V_t = resistenza a taglio per trazione (fessurazione diagonale)

V_{pf} = resistenza a taglio per pressoflessione

V_u = resistenza a taglio del maschio murario (minimo valore tra V_t e V_{pf})

δ_e = spostamento del maschio murario al limite elastico

δ_u = spostamento del maschio murario al limite ultimo

$\delta_{u,max}$ = valore max = 0,4%*h nel caso di rottura a taglio e 0,6%*h nel caso di rottura per pressoflessione

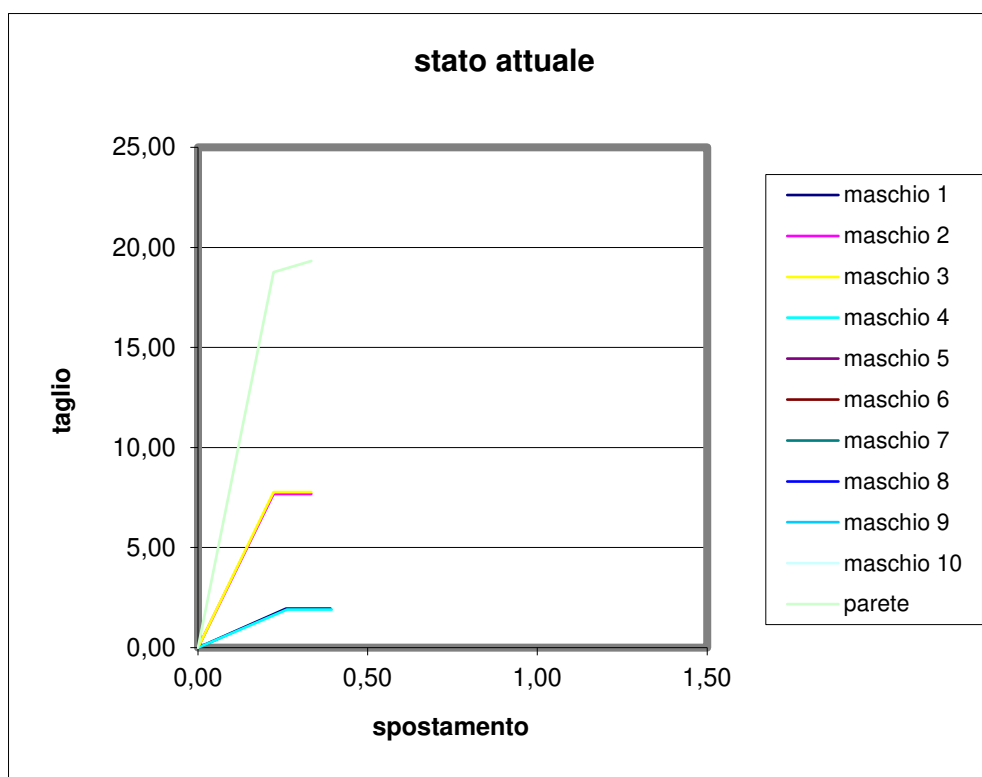
Calcolo resistenza della parete

Spostamento della parete al limite di rottura	mm	0,33
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	1,95
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 2	KN	7,69
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 3	KN	7,79
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 4	KN	1,91
TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE	KN	19,34

Lo spostamento finale della parete è calcolato tenendo conto del coefficiente di duttilità di ogni singolo maschio murario

Grafico del comportamento della parete nello stato attuale

	V _t (KN)	δ (mm)
1	0,00	0,00
	1,95	0,26
	1,95	0,39
2	0,00	0,00
	7,69	0,22
	7,69	0,33
3	0,00	0,00
	7,79	0,22
	7,79	0,33
4	0,00	0,00
	1,91	0,26
	1,91	0,39
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
Parete	0,00	0,00
	18,76	0,22
	19,34	0,33



PIANO: TERRA

PARETE N° 2 ESTERNA

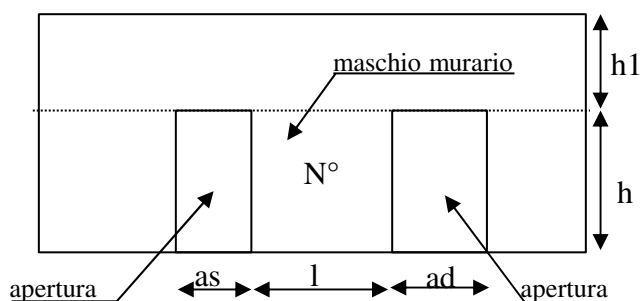
STATO MODIFICATO

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DEI MASCHI MURARI

numero di maschi murari 4

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h _l (m)	t (m)	Tipol.	Descrizione	i (m)
1	0	0,5	2,62	0,78	0,56	0,3	8	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura <45%)	1,03
2	0,5	0,62	2,62	1,9	0,56	0,3	8	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura <45%)	2,46
3	0,62	0,9	2,32	1,1	0,86	0,3	8	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura <45%)	1,86
4	0,9	0	2,32	0,77	0,86	0,3	8	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura <45%)	1,22
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00

Simbologia



as= apertura a sinistra

ad= apertura a destra

l = lunghezza maschio murario

h = altezza maschio murario

t = spessore maschio murario

h_l = altezza fascia di piano

i = interasse maschio murario

$i = l + as/2 + ad/2$

Tipol. = tipologia della muratura tab C8A.2.1
circolare 617/2009

Presenza o meno di caratteristiche diverse da quelle standar di cui alla tab. C8A.2.1. circ. 617/2009

N°	Descrizione	cod.	MB	GS	RL	CT	NSA	IML	IA	intonaco armato	
										sp cm	γ KN/m ³
1	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura <45%)	8								0	0
2	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura <45%)	8								0	0
3	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura <45%)	8									
4	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura <45%)	8									

s = presenza della caratteristica

MB= malta buona

GS= giunti sottili (<10mm)

RL= ricorsi o listature

CT= connessione trasversale

NSA=nucleo scadente e/o ampio

IML= iniezioni di miscele leganti

IA= intonaco armato

sp= spessore complessivo sulle due facce dell' intonaco armato

γ = peso specifico intonaco armato

Valori dei parametri meccanici standard della muratura (tabella C8A.2.1 - circ. 617/2009)

riduzione percentuale moduli elastici	50	%	valori delle resistenze	1	1 minimo
					2 medio
					3 massimo

N°	Tipol.	f_m	τ_o	E	G	w	σ_o
		N/cm ²	N/cm ²	N/mm ²	N/mm ²	KN/m ³	KN/m ²
1	8	100	16	1200	480	13	29,02
2	8	100	16	1200	480	13	28,79
3	8	100	16	1200	480	13	37,03
4	8	100	16	1200	480	13	35,65
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00

Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (tab. C8A.2.2 circ. 617/2009)

N°	Descrizione	cod.	MB	GS	RL	CT	NSA	IML	IA
1	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura <45%)	8	1	1	1	1	1	1	1
2	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura <45%)	8	1	1	1	1	1	1	1
3	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura <45%)	8	1	1	1	1	1	1	1
4	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura <45%)	8	1	1	1	1	1	1	1
0		0							
0		0							
0		0							
0		0							
0		0							
0		0							

Coefficienti correttivi da usare nel calcolo

N°	Descrizione	cod.	MB	GS	RL	CT	NSA	IML	IA	coeff
1	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratur	8	1	1	1	1	1	1	1	1
2	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratur	8	1	1	1	1	1	1	1	1
3	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratur	8	1	1	1	1	1	1	1	1
4	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratur	8	1	1	1	1	1	1	1	1
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								

Parametri meccanici corretti secondo i coeff. di tab. C8A.2.2 circ. 617/2009

N°	Tipol.	f_m N/cm ²	τ_o N/cm ²	E N/mm ²	G N/mm ²	w KN/m ³	σ_o KN/m ²
1	8	100	16,00	1200,00	480,00	13,00	29,02
2	8	100	16,00	1200,00	480,00	13,00	28,79
3	8	100	16,00	1200,00	480,00	13,00	37,03
4	8	100	16,00	1200,00	480,00	13,00	35,65
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00

f_m = resistenza media a compressione della muratura

τ_o = resistenza media a taglio della muratura

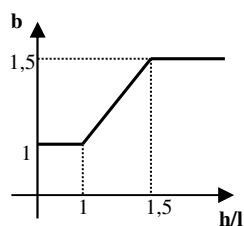
E= modulo di elasticità normale

G= modulo di elasticità tangenziale

w= peso specifico (anche con eventuale intonaco armato)

Individuazione del coefficiente “b”

N°	h/l	b
1	3,359	1,500
2	1,379	1,379
3	2,109	1,500
4	3,013	1,500
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000



Calcolo rigidezza della parete

	G	t	l	h	A	E	K
	N/mm ²	m	m	m	m ²	N/mm ²	KN/m
1	480	0,3	0,78	2,62	0,234	1200	7503,9
2	480	0,3	1,9	2,62	0,57	1200	53263,1
3	480	0,3	1,1	2,32	0,33	1200	22916,7
4	480	0,3	0,77	2,32	0,231	1200	9892,5
0							
0							
0							
0							
0							
0							
RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)							93576,2

Calcolo resistenza dei singoli maschi murari

Codice per il calcolo dello spostamento al limite ultimo: 1: spostamento al limite ultimo pari a quello massimo previsto dalla normativa 2: spostamento al limite ultimo pari a quello elastico moltiplicato per il coeff. di duttilità		2
---	--	---

	τ_o	f_d	σ_o	V_t	V_{pf}	V_u	δ_e	tipo di rottura	μ	δ_u	$\delta_{u,max}$
	N/cm ²	N/cm ²	KN/m ²	KN	KN	KN	mm			mm	mm
1	16,00	100	29,02	39,64	1,95	1,95	0,260	pressoflessione	1,5	0,39	15,72
2	16,00	100	28,79	104,99	11,50	11,50	0,216	pressoflessione	1,6	0,35	15,72
3	16,00	100	37,03	56,73	5,54	5,54	0,242	pressoflessione	1,6	0,39	13,92
4	16,00	100	35,65	39,61	2,62	2,62	0,265	pressoflessione	1,5	0,40	13,92
0											
0											
0											
0											
0											
0											

τ_o = resistenza a taglio della muratura

f_d = resistenza a compressione della muratura

σ_o = tensione media verticale nella muratura

V_t = resistenza a taglio per trazione (fessurazione diagonale)

V_{pf} = resistenza a taglio per pressoflessione

V_u = resistenza a taglio del maschio murario (minimo valore tra V_t e V_{pf})

δ_e = spostamento del maschio murario al limite elastico

δ_u = spostamento del maschio murario al limite ultimo

$\delta_{u,max}$ = valore max = 0,4%*h nel caso di rottura a taglio e 0,6%*h nel caso di rottura per pressoflessione

Calcolo resistenza della parete

Spostamento della parete al limite di rottura	mm	0,35
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	1,95
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 2	KN	11,50
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 3	KN	5,54
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 4	KN	2,62
TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE	KN	21,61

Lo spostamento finale della parete è calcolato tenendo conto del coefficiente di duttilità di ogni singolo maschio murario

VERIFICHE

a) La rigidezza finale della parete non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale

Max decremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale) 15 %

Max incremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale) 15 %

K_{in} (KN/m)	84258,70291
K_{fin} (KN/m)	93576,2

variazione percentuale:	11,058 %
-------------------------	-----------------

La verifica risulta pertanto soddisfatta

b) La resistenza finale della parete non deve essere inferiore a quella iniziale

$V_{t,in}$ (KN)	19,34
$V_{t,fin}$ (KN)	21,61

La verifica risulta pertanto soddisfatta

c) Lo spostamento ultimo della parete nello stato finale non deve essere inferiore a quello nello stato iniziale

$\delta_{u,in}$ (mm)	0,33
$\delta_{u,fin}$ (mm)	0,35

La verifica risulta pertanto soddisfatta

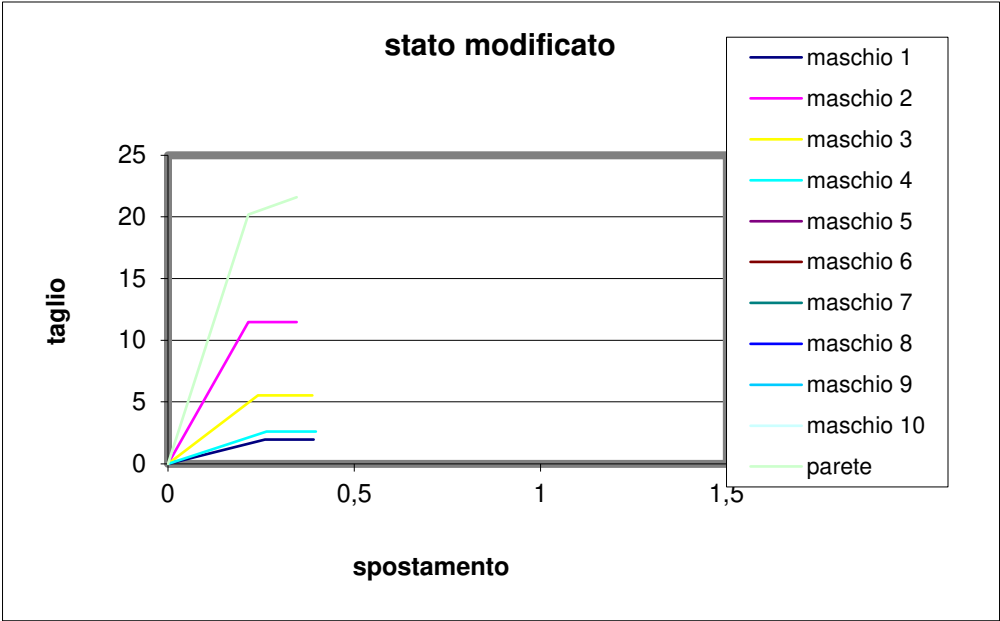
Riepilogo delle verifiche

VERIFICA DELLA RIGIDEZZA	S
VERIFICA DELLA RESISTENZA	S
VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO	S

PARERE VERIFICATA	SI
-------------------	-----------

Grafico del comportamento della parete nello stato modificato

	V _t (KN)	δ (mm)
1	0	0
	2,0	0,26
	2,0	0,39
2	0	0
	11,5	0,22
	11,5	0,35
3	0	0
	5,5	0,24
	5,5	0,39
4	0	0
	2,6	0,26
	2,6	0,40
0	0	0
0	0	0
0	0	0
0	0	0
parete	0	0
	20,2	0,22
	21,6	0,35



PROGETTO E VERIFICA DI APERTURE IN MURI PORTANTI IN ZONA SISMICA

Progetto:	Edificio FINANZA
------------------	------------------

Committente:	AUTORITA' PORTUALE ANCONA
---------------------	---------------------------

Località:	PORTO DI ANCONA
------------------	-----------------

Comune:	AUTORITA' PORTUALE ANCONA
----------------	---------------------------

PARETE N°	1
------------------	---

PIANO:	TERRA
---------------	-------

Solaio in latero-cemento - copertura

Elementi strutturali (G_1)						KN/m ²
peso proprio (travetti, pignatte, soletta)						1,50
G₁ =						1,50

Elementi non strutturali (G_2)						KN/m ²
massetto						1,70
isolamento termico e impermeabilizzazione						0,10
intonaco						0,30
G₂ =						2,10

Carichi variabili (Q)						KN/m ²
carico di esercizio (q_k)						1,20
q_k =						1,20

Coefficienti parziali (γ_F) per le azioni (verifica SLU)

	(favorevole)	(sfavorevole)
$\gamma_{G1} =$	1	1,30
$\gamma_{G2} =$	1	1,50
$\gamma_Q =$	0	1,50

Combinazione fondamentale (SLU)

$$q_1 = G_1 \times \gamma_{G1} + G_2 \times \gamma_{G2} + q_k \times \gamma_Q$$

	(favorevole)	(sfavorevole)	
$G_1 \times \gamma_{G1} =$	1,500	1,95	KN/m ²
$G_2 \times \gamma_{G2} =$	2,100	3,15	KN/m ²
$q_k \times \gamma_Q =$	0,000	1,80	KN/m ²
q₁ =	3,600	6,90	KN/m²

PIANO:	TERRA
--------	-------

PARETE N°	1
-----------	---

CARICHI SULLA PARETE

Carico agente in sommità della parete dovuto alla porzione di muro sovrastante

coefficiente parziale di sicurezza

$\gamma_{G2} =$	1
-----------------	---

	H (m)	t (m)	w (KN/m ³)	p (KN/m)
muro sovrastante	0	0,3	18	0,00
				0,00
				0,00
				0,00
				0,00

Carico agente in sommità della parete dovuto all'incidenza dei solai

	L(dx)	L(sx)	q _l (dx)	q _l (sx)	p (KN/m)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²	
solaio di copertura	1,345	0,975	6,90	6,90	8,00
solaio sottotetto	0	0	2,92	2,92	0,00
solaio p.1	0	0	3,30	6,50	0,00
					0,00
					0,00
					0,00
					0,00
					0,00

Totale carico distribuito (KN/m)	8,00
----------------------------------	------

H = altezza del muro sovrastante (spessore t)

L(dx), L(sx) = luce del solaio a destra e a sinistra

p = carico

PIANO: TERRA

PARETE N° 1

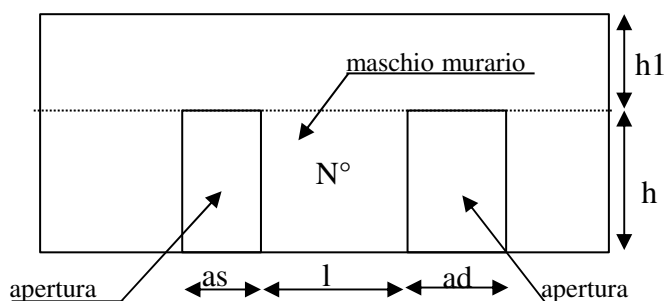
STATO ATTUALE

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DEI MASCHI MURARI

numero di maschi murari 3

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h ₁ (m)	t (m)	Tipol.	Descrizione	i (m)
1	0	0,39	2,1	0,27	1,08	0,12	8	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura <45%)	0,47
2	0,39	0	2,1	0,41	1,08	0,12	8	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura <45%)	0,61
3	0	0	2,1	3,22	1,08	0,31	8	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura <45%)	3,22
0	0,5	0	2,62	0,77	0,56	0,3	8		0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00

Simbologia



as= apertura a sinistra

ad= apertura a destra

l = lunghezza maschio murario

h = altezza maschio murario

t = spessore maschio murario

h₁ = altezza fascia di piano

i = interasse maschio murario

$i = l + as/2 + ad/2$

Tipol. = tipologia della muratura tab C8A.2.1
circolare 617/2009

Presenza o meno di caratteristiche diverse da quelle standar di cui alla tab. C8A.2.1. circ. 617/2009[illegible]

s = presenza della caratteristica

MB= malta buona

GS= giunti sottili (<10mm)

RL= ricorsi o listature

CT= connessione trasversale

NSA=nucleo scadente e/o ampio

IML= iniezioni di miscele leganti

IA= intonaco armato

sp= spessore complessivo sulle due facce dell'intonaco armato

γ = peso specifico intonaco armato

Valori dei parametri meccanici standard della muratura (tabella C8A.2.1 - circ. 617/2009)

riduzione percentuale moduli elastici			50	%	valori delle resistenze			1
								2 medio
								3 massimo

		f_m	τ_o	E	G	w	σ_o
N°	Tipol.	N/cm ²	N/cm ²	N/mm ²	N/mm ²	KN/m ³	KN/m ²
1	8	100	16	1200	480	13	152,70
2	8	100	16	1200	480	13	132,79
3	8	100	16	1200	480	13	53,51
0		100	16	1200	480	13	0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00

Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (tab. C8A.2.2 circ. 617/2009)

[illegible]

Coefficienti correttivi da usare nel calcolo

N°	Descrizione	cod.	MB	GS	RL	CT	NSA	IML	IA	coeff
1	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura	8	1	1	1	1	1	1	1	1
2	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura	8	1	1	1	1	1	1	1	1
3	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura	8	1	1	1	1	1	1	1	1
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								

Parametri meccanici corretti secondo i coeff. di tab. C8A.2.2 circ. 617/2009

N°	Tipol.	f_m N/cm ²	τ_o N/cm ²	E N/mm ²	G N/mm ²	w KN/m ³	σ_o KN/m ²
1	8	100	16,00	1200,00	480,00	13,00	152,70
2	8	100	16,00	1200,00	480,00	13,00	132,79
3	8	100	16,00	1200,00	480,00	13,00	53,51
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00

f_m = resistenza media a compressione della muratura

τ_o = resistenza media a taglio della muratura

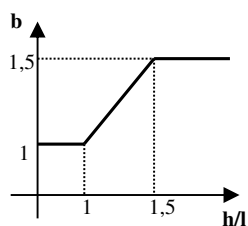
E= modulo di elasticità normale

G= modulo di elasticità tangenziale

w= peso specifico (anche con eventuale intonaco armato)

Individuazione del coefficiente “b”

N°	h/l	b
1	7,77778	1,500
2	5,12195	1,500
3	0,65217	1,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000



Calcolo rigidezza della parete

	G	t	l	h	A	E	K
	N/mm ²	m	m	m	m ²	N/mm ²	KN/m
1	480	0,12	0,27	2,1	0,0324	1200	291,6
2	480	0,12	0,41	2,1	0,0492	1200	961,7
3	480	0,31	3,22	2,1	0,9982	1200	166524,1
0							
0							
0							
0							
0							
0							
0							
0							
RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)							167777,3

Calcolo resistenza dei singoli maschi murari

Inserire il codice per il calcolo dello spostamento al limite ultimo: 1: spostamento al limite ultimo pari a quello massimo previsto dalla normativa 2: spostamento al limite ultimo pari a quello elastico moltiplicato per il coeff. di duttilità	2
---	----------

	τ_o	f_d	σ_o	V_t	V_{pf}	V_u	δ_e	tipo di rottura	μ	δ_u	$\delta_{u,max}$
	N/cm ²	N/cm ²	KN/m ²	KN	KN	KN	mm			mm	mm
1	16,00	100	152,70	6,63	0,52	0,52	1,790	pressoflessione	1	1,79	12,60
2	16,00	100	132,79	9,81	1,08	1,08	1,119	pressoflessione	1	1,12	12,60
3	16,00	100	53,51	264,93	76,74	76,74	0,461	pressoflessione	1	0,46	12,60
0									1,5		
0											
0											
0											
0											
0											
0											
0											

τ_o = resistenza a taglio della muratura

f_d = resistenza a compressione della muratura

σ_o = tensione media verticale nella muratura

V_t = resistenza a taglio per trazione (fessurazione diagonale)

V_{pf} = resistenza a taglio per pressoflessione

V_u = resistenza a taglio del maschio murario (minimo valore tra V_t e V_{pf})

δ_e = spostamento del maschio murario al limite elastico

δ_u = spostamento del maschio murario al limite ultimo

$\delta_{u,max}$ = valore max = 0,4%*h nel caso di rottura a taglio e 0,6%*h nel caso di rottura per pressoflessione

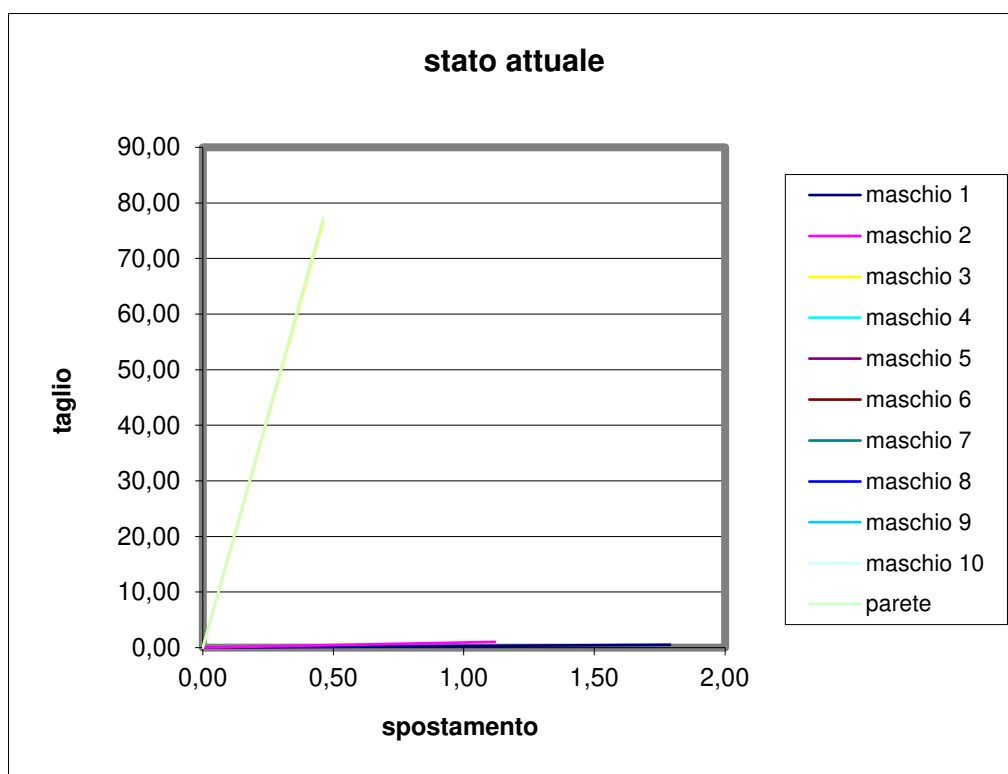
Calcolo resistenza della parete

Spostamento della parete al limite di rottura	mm	0,46
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	0,13
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 2	KN	0,44
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 3	KN	76,74
TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE	KN	77,32

Lo spostamento finale della parete è calcolato tenendo conto del coefficiente di duttilità di ogni singolo maschio murario

Grafico del comportamento della parete nello stato attuale

	V _t (KN)	δ (mm)
1	0,00	0,00
	0,52	1,79
	0,52	1,79
2	0,00	0,00
	1,08	1,12
	1,08	1,12
3	0,00	0,00
	76,74	0,46
	76,74	0,46
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
Parete	0,00	0,00
	77,32	0,46
	77,32	0,46



PIANO: TERRA

PARETE N° 1

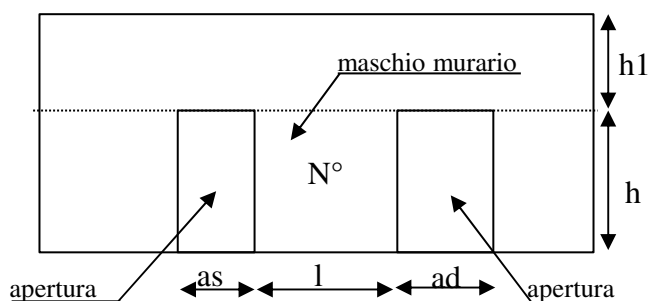
STATO MODIFICATO

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DEI MASCHI MURARI

numero di maschi murari 3

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h ₁ (m)	t (m)	Tipol.	Descrizione	i (m)
1	0	0,39	2,1	0,26	1,08	0,2	8	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura <45%)	0,46
2	0,39	0,45	2,1	1,36	1,08	0,2	8	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura <45%)	1,78
3	0,45	0	2,1	1,38	1,08	0,2	8	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura <45%)	1,61
0	0,9	0	2,32	0,77	0,86	0,2	8		0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00

Simbologia



as= apertura a sinistra

ad= apertura a destra

l = lunghezza maschio murario

h = altezza maschio murario

t = spessore maschio murario

h₁ = altezza fascia di piano

i = interasse maschio murario

$i = l + as/2 + ad/2$

Tipol. = tipologia della muratura tab C8A.2.1
circolare 617/2009

Presenza o meno di caratteristiche diverse da quelle standar di cui alla tab. C8A.2.1. circ. 617/2009

N°	Descrizione	cod.	MB	GS	RL	CT	NSA	IML	IA	intonaco armato	
										sp cm	γ KN/m ³
1	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura <45%)	8								0	0
2	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura <45%)	8								0	0
3	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura <45%)	8									

s = presenza della caratteristica

MB= malta buona

GS= giunti sottili (<10mm)

RL= ricorsi o listature

CT= connessione trasversale

NSA=nucleo scadente e/o ampio

IML= iniezioni di miscele leganti

IA= intonaco armato

sp= spessore complessivo sulle due facce dell' intonaco armato

γ = peso specifico intonaco armato

Valori dei parametri meccanici standard della muratura (tabella C8A.2.1 - circ. 617/2009)

riduzione percentuale moduli elastici	50	%	valori delle resistenze	2	1 minimo
					2 medio
					3 massimo

N°	Tipol.	f_m	τ_o	E	G	w	σ_o
		N/cm ²	N/cm ²	N/mm ²	N/mm ²	KN/m ³	KN/m ²
1	8	600	40	4500	1350	18	122,96
2	8	600	40	4500	1350	18	96,72
3	8	600	40	4500	1350	18	88,05
0		400	40	4500	1350	18	0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00

Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (tab. C8A.2.2 circ. 617/2009)

N°	Descrizione	cod.	MB	GS	RL	CT	NSA	IML	IA
1	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura <45%)	8	1	1	1	1	1	1	1
2	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura <45%)	8	1	1	1	1	1	1	1
3	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura <45%)	8	1	1	1	1	1	1	1
0		0							
0		0							
0		0							
0		0							
0		0							
0		0							
0		0							

Coefficienti correttivi da usare nel calcolo

N°	Descrizione	cod.	MB	GS	RL	CT	NSA	IML	IA	coeff
1	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratur	8	1	1	1	1	1	1	1	1
2	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratur	8	1	1	1	1	1	1	1	1
3	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratur	8	1	1	1	1	1	1	1	1
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								

Parametri meccanici corretti secondo i coeff. di tab. C8A.2.2 circ. 617/2009

N°	Tipol.	f_m N/cm ²	τ_o N/cm ²	E N/mm ²	G N/mm ²	w KN/m ³	σ_o KN/m ²
1	8	600	40,00	4500,00	1350,00	18,00	122,96
2	8	600	40,00	4500,00	1350,00	18,00	96,72
3	8	600	40,00	4500,00	1350,00	18,00	88,05
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00

f_m = resistenza media a compressione della muratura

τ_o = resistenza media a taglio della muratura

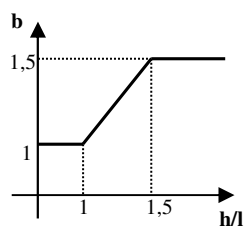
E= modulo di elasticità normale

G= modulo di elasticità tangenziale

w= peso specifico (anche con eventuale intonaco armato)

Individuazione del coefficiente “b”

N°	h/l	b
1	8,0769	1,500
2	1,5441	1,500
3	1,5217	1,500
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000



Calcolo rigidezza della parete

	G	t	l	h	A	E	K
	N/mm ²	m	m	m	m ²	N/mm ²	KN/m
1	1350	0,2	0,26	2,1	0,052	4500	1609,4
2	1350	0,2	1,36	2,1	0,272	4500	91295,4
3	1350	0,2	1,38	2,1	0,276	4500	93644,3
0							
0							
0							
0							
0							
0							
0							
RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)							186549,1

Calcolo resistenza dei singoli maschi murari

Codice per il calcolo dello spostamento al limite ultimo: 1: spostamento al limite ultimo pari a quello massimo previsto dalla normativa 2: spostamento al limite ultimo pari a quello elastico moltiplicato per il coeff. di duttilità		2
---	--	---

	τ_o	f_d	σ_o	V_t	V_{pf}	V_u	δ_e	tipo di rottura	μ	δ_u	$\delta_{u,max}$
	N/cm ²	N/cm ²	KN/m ²	KN	KN	KN	mm			mm	mm
1	40,00	600	122,96	22,83	0,77	0,77	0,480	pressoflessione	3	1,44	12,60
2	40,00	600	96,72	117,24	16,71	16,71	0,183	pressoflessione	3	0,55	12,60
3	40,00	600	88,05	118,22	15,69	15,69	0,168	pressoflessione	3	0,50	12,60
0									3		
0											
0											
0											
0											
0											
0											

τ_o = resistenza a taglio della muratura

f_d = resistenza a compressione della muratura

σ_o = tensione media verticale nella muratura

V_t = resistenza a taglio per trazione (fessurazione diagonale)

V_{pf} = resistenza a taglio per pressoflessione

V_u = resistenza a taglio del maschio murario (minimo valore tra V_t e V_{pf})

δ_e = spostamento del maschio murario al limite elastico

δ_u = spostamento del maschio murario al limite ultimo

$\delta_{u,max}$ = valore max = 0,4%*h nel caso di rottura a taglio e 0,6%*h nel caso di rottura per pressoflessione

Calcolo resistenza della parete

Spostamento della parete al limite di rottura	mm	0,50
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	0,77
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 2	KN	16,71
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 3	KN	15,69
TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE	KN	33,18

Lo spostamento finale della parete è calcolato tenendo conto del coefficiente di duttilità di ogni singolo maschio murario

VERIFICHE

a) La rigidezza finale della parete non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale

Max decremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale) 15 %

Max incremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale) 15 %

K_{in} (KN/m)	167777,3393
K_{fin} (KN/m)	186549,1

variazione percentuale:	11,189 %
-------------------------	-----------------

La verifica risulta pertanto soddisfatta

b) La resistenza finale della parete non deve essere inferiore a quella iniziale

$V_{t,in}$ (KN)	77,32
$V_{t,fin}$ (KN)	33,18

La verifica non è soddisfatta pertanto occorre un intervento di rinforzo

c) Lo spostamento ultimo della parete nello stato finale non deve essere inferiore a quello nello stato iniziale

$\delta_{u,in}$ (mm)	0,46
$\delta_{u,fin}$ (mm)	0,50

La verifica risulta pertanto soddisfatta

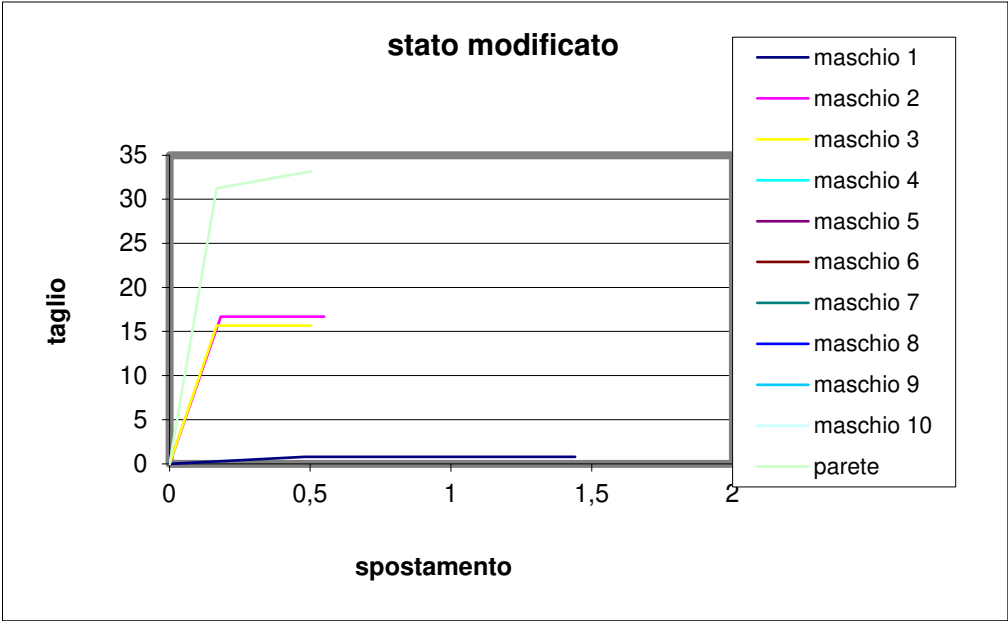
Riepilogo delle verifiche

VERIFICA DELLA RIGIDEZZA	S
VERIFICA DELLA RESISTENZA	N
VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO	S

PARERE VERIFICATA	NO
-------------------	-----------

Grafico del comportamento della parete nello stato modificato

	V _t	δ
	(KN)	(mm)
1	0	0
	0,8	0,48
	0,8	1,44
2	0	0
	16,7	0,18
	16,7	0,55
3	0	0
	15,7	0,17
	15,7	0,50
0	0	0
0	0	0
0	0	0
0	0	0
0	0	0
0	0	0
parete	0	0
	31,3	0,17
	33,2	0,50



6. RELAZIONE SULLE FONDAZIONI (RF)

(RF) - RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI (P.TO 6.2.4.1 DEL D.M.17-01-18)

Per ogni stato limite deve essere rispettata la condizione:

$$E_d < R_d$$

Dove E_d è il valore di progetto dell'azione mentre R_d è il valore di progetto della resistenza.

Per le verifiche è stato utilizzato l'Approccio 2 con la combinazione 1 ($A_1 - M_1 - R_3$).

AZIONI (P.TO 6.2.4.1.11 DEL D.M.17-01-18)

I coefficienti parziali di sicurezza per le azioni sono stati desunti dalla tabella 6.2.I – A_2 .

RESISTENZE (P.TO 6.2.4.1.2 DEL D.M.17-01-18)

Il valore di progetto della resistenza è stato determinato da metodi analitici con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici. I coefficienti parziali di sicurezza per i parametri geotecnici del terreno sono stati desunti dalla tabella 6.2.II (M_1).

Le fondazioni in oggetto sono costituite da travi rovesce – cordoli in c.a..

Sono intestate nel terreno di fondazione ad una profondità adeguata.

A seguito degli interventi i carichi trasmessi in fondazione non sono incrementati.

Le tensioni indotte sul terreno non subiscono sostanziale modifica.

Non vengono effettuati interventi alle fondazioni.

7. ALLEGATI

Negli elaborati grafici sono riportati i dettagli dell'intervento.

8. BIBLIOGRAFIA E NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- **LEGGE NR. 1086 DEL 05/11/1971.**
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **ISTRUZIONI CNR 10024/86 ANALISI MEDIANTE ELABORATORE: IMPOSTAZIONE E REDAZIONE DELLE RELAZIONI DI CALCOLO**
- **LEGGE NR. 64 DEL 02/02/1974.**
PROVVEDIMENTI PER LE COSTRUZIONI CON PARTICOLARI PRESCRIZIONI PER LE ZONE SISMICHE.
- **D.M. 9 GENNAIO 1996**
NORME TECNICHE PER IL CALCOLO, L' ESECUZIONE ED IL COLLAUDO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO E PER LE STRUTTURE METALLICHE
- **D.M. 16 GENNAIO 1996**
NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI IN ZONE SISMICHE
- **D.M. 16 GENNAIO 1996**
NORME TECNICHE RELATIVE AI 'CRITERI GENERALI PER LA VERIFICA DI SICUREZZA DELLE COSTRUZIONI E DEI CARICHI E SOVRACCARICHI'
- **ISTRUZIONI CNR 10024/86**
ANALISI MEDIANTE ELABORATORE: IMPOSTAZIONE E REDAZIONE DELLE RELAZIONI DI CALCOLO
- **CIRCOLARE MINISTERO LL.PP. 15 OTTOBRE 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.**
ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NORME TECNICHE DI CUI AL D.M. 9 GENNAIO 1996
- **CIRCOLARE MINISTERO LL.PP. 10 APRILE 1997 N. 65/AA.GG.**
- **ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI IN ZONE SISMICHE DI CUI AL D.M. 16 GENNAIO 1996**
- **D.M. 14/09/05 NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**
- **O. P.C.M. 3274/2003 e s.m.i. come Norma di Dettaglio per le azioni sismiche**
- **D.M. 17/01/18 NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**
- **CIRCOLARE 21 gennaio 2019 , n. 7 C.S.LL.PP.**