

CONVENZIONE TRA IL COMUNE DI GENOVA ED IRE S.P.A. PER LO SVOLGIMENTO DELLE ATTIVITÀ DI PROGETTAZIONE DELL'INTERVENTO DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA CON RIQUALIFICAZIONE ENERGETICA DELL'IMMOBILE SITO IN VIA BROCCHI 12A E B E VIA PEDRINI 26 A GENOVA.

Attività:

PROGETTO ESECUTIVO - 2° LOTTO

MANUTENZIONE STRAORDINARIA E RIQUALIFICAZIONE ENERGETICA DELL'INTERO IMMOBILE

Oggetto:

PROGETTO OPERE EDILI

Titolo:

RELAZIONE TECNICO SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

Doc. n: A0560\AMMESE\EDL\R002

Timbro e firma



Rev.	Data	Sez.	Pag.	Redatto	Controllato	Approvato	Descrizione
1	25/07/18		61	GZ	EG		

SOMMARIO

1	DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO.....	5
1.1	DESCRIZIONE GENERALE	5
1.1.1	Premessa	5
1.1.2	Note storiche	5
1.2	DESCRIZIONE TIPOLOGICA.....	5
1.2.1	Morfologia generale	5
1.2.2	conformazione dei due blocchi	6
2	DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA.....	7
2.1	STRUTTURE DI PREPARAZIONE AREA E FONDAZIONI	7
2.1.1	opere di preparazione dell'area.....	7
2.1.2	fondazioni del fabbricato.....	7
2.2	STRUTTURE IN ELEVAZIONE.....	8
2.2.1	strutture verticali	8
2.2.2	strutture orizzontali	8
3	SITUAZIONE ATTUALE DELLA STRUTTURA.....	10
3.1	PREMESSA	10
3.1.1	Ricerche documentali eseguite	10
3.1.2	Contenuto della denuncia opere strutturali.....	10
3.2	STATO DI CONSERVAZIONE DELLE STRUTTURE	11
3.2.1	ispezioni visive eseguite	11
3.2.2	stato generale della struttura e degradi riscontrati	12
4	INDAGINI ESEGUITE IN SITO E CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI	14
4.1	PREMESSA	14
4.2	UBICAZIONE DELLE PROVE SCLEROMETRICHE.....	14
4.3	METODOLOGIA DI CALCOLO	14
4.3.1	Numero dei valori maggiori di 6	15
4.3.2	Pecentuale dei valori minori di 6	15
4.3.3	Risultato finale	15
4.4	ESECUZIONE DELLE MISURAZIONI	16
4.4.1	Curve di correlazione	17
4.4.2	Tabelle riepilogative	18

4.4.3	Valore caratteristico del calcestruzzo.....	19
4.5	ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO	19
4.6	COEFFICIENTI PARZIALI SICUREZZA RESISTENZE MATERIALI $\gamma_M (M1)$...	20
4.7	CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI.....	20
4.7.1	Calcestruzzo per strutture esistenti.....	20
4.7.2	Acciaio per Calcestruzzo armato esistente	20
4.7.3	Calcestruzzo per strutture nuove	21
4.7.4	Acciaio in barre e reti per calcestruzzo armato nuovo.....	21
4.7.5	Acciaio in profilati per strutture nuove	22
5	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	23
6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	24
6.1	VITA NOMINALE	24
6.2	CLASSE D'USO.....	24
6.3	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA	24
6.4	AZIONE SISMICA	24
6.4.1	Stati limite.....	25
6.4.2	Parametri sismici	25
6.4.3	categoria di sottosuolo e condizioni topografiche.....	26
7	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI IN PROGETTO E LORO INTERAZIONE CON LE STRUTTURE ESISTENTI.....	27
7.1	PRINCIPALI INTERVENTI PREVISTI	27
7.1.1	Interventi privi di rilevanza strutturale.....	27
7.1.2	Interventi con rilevanza strutturale	28
8	VERIFICHE DI SICUREZZA RELATIVE ALLE OPERE IN PROGETTO IN RELAZIONE ALLE STRUTTURE ESISTENTI	29
8.1	PREMESSA	29
8.2	RIFERIMENTO NORMATIVO	29
8.3	INTERVENTO SUL SETTO DEL FILO 3.....	29
8.3.1	Natura e tipologia	29
8.3.2	materiali.....	30
8.3.4	metodi di calcolo – stati limite	30
8.3.5	Approccio progettuale.....	31
8.3.6	Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni $\gamma_F (A1)$	31

8.3.7	Coeff. parziali di sicurezza resistenze materiali γ_M (M1)	31
8.3.8	Azioni sulla costruzione	31
8.3.9	Combinazioni di carico.....	33
8.3.10	Verifica del setto	34
8.4	INTERVENTI SUI SETTI DEI VANI SCALA/ASCENSORE	53
8.4.1	Natura e tipologia	53
8.4.2	Verifica del setto	53
8.5	INTERVENTI SU ELEMENTI SECONDARI	54
8.5.1	Natura e tipologia	54
8.5.2	Azioni sulla costruzione	55
8.5.3	Verifiche numeriche	55
8.5.4	Parapeti in lastre prefabbricate in c.a.....	55
8.5.5	Ringhiere in ferro	56
8.5.6	Parapetti in lamiera di alluminio	56
8.5.7	Rivestimento di facciata ventilata.....	56
8.5.8	Frangisole mobili	56
8.5.9	Tamponamenti perimetrali blocchetti di cls intonacati	56
8.5.10	Balconi in c.a.	56
8.5.11	Solaio di piano	56
8.5.12	Setti in c.a.	57
8.5.13	Confronto dei pesi	57
8.5.14	Considerazioni tecniche.....	57
9	CONSIDERAZIONI FINALI E PRESCRIZIONI TECNICHE.....	59
9.1	CONSIDERAZIONI FINALI SULLE OPERE IN PROGETTO CON RILEVANZA STRUTTURALE	59
9.2	CONSIDERAZIONI FINALI SULLE OPERE IN PROGETTO PRIVE DI RILEVANZA STRUTTURALE	59
9.3	PRESCRIZIONI TECNICO-REALIZZATIVE PER GLI INTERVENTI IN PROGETTO.....	60

1 DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

1.1 DESCRIZIONE GENERALE

1.1.1 PREMESSA

Il fabbricato per civile abitazione in esame si trova in comune di Genova, in località Begato, Via V. Brocchi civv. 12A e 12B e Via C. Pedrini civ. 26; fa parte di un vasto comprensorio immobiliare realizzato dal consorzio CI.GE. nel corso degli anni '80, in attuazione del PEEP ex-lege 167/62 di Genova-Begato / S. Giovanni Battista, del quale costituisce l'edificio 9B2 del settore 9.

1.1.2 NOTE STORICHE

La costruzione dell'edificio è stata realizzata dalla società S.C.I. S.p.A. di Genova, su progetto architettonico della SEICOM di Genova, a firma Arch. Alfredo Armanino. A seguito di tale progettazione (pratica edilizia n°41/1980), il Comune di Genova ha rilasciato la concessione edilizia n°789 in data 09.09.1981.

La progettazione delle strutture è stata curata dall'Ing. Elio Montaldo ed è stata regolarmente denunciata all'Ufficio del Genio Civile (Denuncia n° 5224) con dichiarazione datata 11.03.1982, ma in effetti i lavori sono iniziati solo nel maggio 1983.

I lavori strutturali sono stati ultimati in data 20.09.1984, come risulta dalla relazione finale del Direttore dei Lavori delle Strutture, Ing. Carlo Battaglia, redatta in data 22.10.1984.

In seguito la struttura è stata collaudata dall'Ing. Alessandro Gherardi, con deposito in data 03.09.1985.

1.2 DESCRIZIONE TIPOLOGICA

1.2.1 MORFOLOGIA GENERALE

L'edificio è costituito da un unico monolite isolato, formato da due blocchi affiancati lungo il lato minore, aventi forma di parallelepipedo con altezze differenti.

L'ingombro totale in pianta dei piani tipo è di circa 13,00x73,00 metri; l'altezza del blocco principale (lato est) è di circa 35,00 metri dal seminterrato inferiore, sino alla copertura piana; l'altezza del blocco secondario (lato ovest) è di circa 17,50 metri dal seminterrato superiore, sino alla copertura piana. La superficie totale del piano tipo è pari a circa 950 mq.

1.2.2 CONFORMAZIONE DEI DUE BLOCCHI

Il blocco principale, occupato dai due civici 12A e 12B di Via V. Brocchi, è composto da:

- un piano seminterrato a livello inferiore che non si estende per tutta la superficie del fabbricato, occupato dalla centrale termica, dalle vasche per riserva idrica e da n°11 boxes;
- un piano seminterrato a livello superiore che si estende per tutta la superficie del blocco, occupato da n°26 boxes e relative corsie di manovra;
- un piano terra occupato da un alloggio, n°68 cantine, oltre agli atri dei portoni con relativi ascensori e vani scale;
- nove piani soprastanti occupati da n°6 alloggi per piano con relativi balconi;
- copertura piana non praticabile.

Il blocco secondario, occupato dal civico 26 di Via C. Pedrini, è composto da:

- un piano seminterrato a livello superiore che si estende per quasi tutta la superficie del blocco (salvo una zona porticata all'estremità occidentale), occupato da n°8 boxes e relative corsie di manovra;
- un piano terra occupato da n°3 alloggi, oltre all'atrio del portoni con relativo ascensore e vano scala;
- quattro piani soprastanti occupati da n°3 alloggi per piano con relativi balconi;
- copertura piana non praticabile.

2 DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA

2.1 STRUTTURE DI PREPARAZIONE AREA E FONDAZIONI

2.1.1 OPERE DI PREPARAZIONE DELL'AREA

Preventivamente alla costruzione dell'edificio sono state realizzate opere strutturali di preparazione dell'area, costituite da muri di sostegno in c.a. con fondazioni dirette, aventi duplice funzione di sostenere i terrapieni circostanti all'edificio, delimitare le intercapedini perimetrali e, contestualmente, fornire supporto per le rampe di scale ed i relativi percorsi di accesso all'edificio dall'esterno.

I muri di sostegno presentano altezze variabili, sino ad un massimo di circa 6,30 m e fondazioni di larghezza variabile, sino ad un massimo di circa 2,60 m.

2.1.2 FONDAZIONI DEL FABBRICATO

Le fondazioni del fabbricato in esame sono costituite da plinti e travi continue in c.a., realizzate su micropali; in corrispondenza dei vani scale, dei corpi degli ascensori e delle vasche per riserva idrica seminterrate, i suddetti elementi si allargano a formare platee continue, sempre su micropali; in direzione trasversale ai corpi di fabbrica le travi sono collegate tra loro da cordoli in c.a. con funzione di puntoni ed appoggio per i solai del primo livello. Le opere di sottofondazione (micropali a rotopercolazione) sono stati realizzati dalla Ditta GEOFORO S.r.l. di Genova.

Occorre precisare che, già a livello delle fondazioni, l'edificio è stato strutturalmente suddiviso in tre comparti tra loro separati da giunti di dilatazione che proseguono sino alla copertura. Un comparto è costituito dal civ. 26 di Via Pedrini, di altezza inferiore agli altri; gli altri due comparti suddividono tra loro i civici 12A e 12B di Via Brocchi.

Come si evince dai disegni esecutivi allegati alla denuncia delle opere strutturali depositata all'Ufficio del Genio Civile, le fondazioni dell'edificio sono state realizzate come nel dettaglio di seguito indicato.

- Comparto Via Pedrini 26 da ovest ad est: n°8 plinti isolati dim. 150x150x60 cm, ciascuno realizzato su n°4 micropali a rotopercolazione Ø220 mm, armati con tubo in acciaio Ø114

mm; trave continua su tutta la lunghezza trasversale del fabbricato di sezione corrente 123x60 cm su n°20 micropali a rotopercolazione Ø220 mm, armati con tubo in acciaio Ø114 mm; travi/cordoli in c.a. (sezione 125x60 cm lato nord e 135x60 lato sud), ciascuna su n°8÷10 micropali a rotopercolazione Ø220 mm, armati con tubo in acciaio Ø114 mm ed uniti trasversalmente tra loro da puntoni in c.a. di sezione 25x50 cm; platea per il corpo scale-ascensore.

- Comparto Via Brocchi 12B: n°8+8 travi/cordoli in c.a. (sezione 135x60 cm), ciascuna su n°10 micropali a rotopercolazione Ø220 mm, armati con tubo in acciaio Ø114 mm ed uniti trasversalmente tra loro da puntoni in c.a. di sezione 25x50 cm; platea per il corpo scale-ascensore.
- Comparto Via Brocchi 12A: n°8+8 travi/cordoli in c.a. (sezione 135x60 cm), ciascuna su n°10 micropali a rotopercolazione Ø220 mm, armati con tubo in acciaio Ø114 mm ed uniti trasversalmente tra loro da puntoni in c.a. di sezione 25x50 cm; platea per il corpo scale-ascensore.

2.2 STRUTTURE IN ELEVAZIONE

2.2.1 STRUTTURE VERTICALI

La struttura portante verticale dell'edificio è costituita da setti pieni in c.a. dello spessore di 15 cm, disposti in senso trasversale rispetto alla sagoma dell'edificio (lungo il lato inferiore in direzione nord-sud). L'interasse tra i setti è pari a 345 cm.

I setti non sono continui per tutta la larghezza dell'edificio, ma presentano una discontinuità nella zona centrale di circa 5 m. Anche i corpi scale ed i vani corsa degli ascensori sono costituiti da setti verticali da 15 cm di spessore a perimetro completo.

2.2.2 STRUTTURE ORIZZONTALI

Le strutture portanti orizzontali di piano e di copertura sono costituite da solette monolitiche in c.a. dello spessore di 15 cm, realizzate con lastre prefabbricate alleggerite completate con getti in opera, fornite dalla Ditta STATICA di Strevi (AL). I solai di piano, lungo i prospetti principali (nord e sud), presentano balconi costituiti da mensole in c.a. gettate in opera di lunghezza pari a 150 cm, completate da parapetti in c.a. prefabbricati dello spessore di circa 10 cm.

I campi di solaio presentano le seguenti caratteristiche:

- altezza interpiano 290 cm;
- luce netta teorica 345 cm;
- lunghezza netta utile (da setto a setto) 330 cm;
- peso proprio 300 kg/mq;
- sovraccarico permanente 100 kg/mq;
- sovraccarico accidentale utile 250 kg/mq.

I solai presentano le seguenti quote:

- q.ta 147,10 m piano seminterrato inferiore (boxes e riserva idrica)
- q.ta 150,00 m piano seminterrato superiore (boxes)
- q.ta 152,90 m piano terra (atrii portoni e cantine)
- q.ta 155,80 m piano primo (alloggi)
- q.ta 158,70 m piano secondo (alloggi)
- q.ta 161,70 m piano terzo (alloggi)
- q.ta 164,50 m piano quarto (alloggi)
- q.ta 167,40 m piano quinto (alloggi e copertura Via Pedrini civ. 26)
- q.ta 170,30 m piano sesto (alloggi solo civici Via Brocchi)
- q.ta 173,20 m piano settimo (alloggi solo civici Via Brocchi)
- q.ta 176,10 m piano ottavo (alloggi solo civici Via Brocchi)
- q.ta 179,00 m piano nono (alloggi solo civici Via Brocchi)
- q.ta 181,90 m copertura civici di Via Brocchi

3 SITUAZIONE ATTUALE DELLA STRUTTURA

3.1 PREMESSA

3.1.1 Ricerche documentali eseguite

Preventivamente all'esecuzione di tutte le verifiche e le indagini in sito sulle strutture che compongono il fabbricato si è ritenuto necessario procedere al reperimento dei progetti originari dell'edificio per poterne verificare la congruità con le opere effettivamente eseguite e conoscere, per quanto possibile, la natura e tipologia delle strutture portanti.

A tal fine si è provveduto ad effettuare una minuziosa ricerca documentale nell'archivio del Genio Civile, oggi divenuto archivio dell'Ufficio Gestione Cemento Armato e Zone Sismiche della Città Metropolitana di Genova.

I progetti architettonico e strutturale sono stati reperiti all'interno della denuncia opere strutturali n°5224 del 11.03.1982; purtroppo, mentre il progetto architettonico depositato è completo, quello strutturale è limitato alle sole opere di preparazione dell'area ed alle fondazioni del fabbricato, mancando tutta la struttura in elevazione del palazzo; inoltre la denuncia è priva di relazioni di calcolo.

Nonostante nel collaudo statico venga citata unicamente la pratica n°5224, si è proceduto a visionare tutte le pratiche simili (per localizzazione, impresa esecutrice e progettista) presenti in archivio, ma la ricerca non ha portato ad alcun risultato; pertanto la struttura in elevazione è verificabile unicamente dal contenuto delle tavole di progetto delle fondazioni, dal contenuto del collaudo statico e da alcune informazioni reperite nelle pratiche depositate per edifici del medesimo comparto, realizzati dagli stessi soggetti.

3.1.2 CONTENUTO DELLA DENUNCIA OPERE STRUTTURALI

La denuncia delle opere strutturali n°5224 contiene i seguenti documenti:

1. modulo di denuncia del costruttore SCI S.p.A. datato 11.03.1982;
2. relazione illustrativa delle strutture a firma Ing. Elio Montaldo datata 11.03.1982;
3. copia della concessione edilizia n°5805/81 rilasciata da Comune di Genova;
4. modulo di richiesta terna collaudatori all'Ordine degli Ingegneri di Genova datato 25.10.1984;

5. progetto architettonico dell'edificio costituito da n°14 tavole grafiche;
6. progetto strutturale delle opere di preparazione dell'area e delle fondazioni dell'edificio costituito da n°16 tavole grafiche a firma Ing. Elio Montaldo;
7. relazione finale depositata datata 22.10.1984 a firma Ing. Carlo Battaglia;
8. nomina del collaudatore da parte del costruttore SCI S.p.A. datata 05.06.1985;
9. certificati di prove di compressione su cubi in c.a. prelevati dai getti in opera delle strutture, effettuate dal Laboratorio Ufficiale dei Materiali da Costruzione dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni dell'Università di Genova;
10. certificato di verifica della qualità di acciaio in barre ad aderenza migliorata delle Acciaierie Ferriere del Tanaro S.p.A. di Lesegno (CN), utilizzate per la realizzazione delle strutture, redatto dal Laboratorio Prove Materiali, Modelli e Strutture dell'Istituto di Tecnica delle Costruzioni del Politecnico di Torino;
11. certificato di verifica della qualità di acciaio in reti elettrosaldate della ILRO di Lecco, utilizzate per la realizzazione delle strutture, redatto dal Laboratorio Prove Materiali del Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano;
12. relazione di prova di carico su micropalo realizzata dalla Società Geoforo S.r.l. di Genova;
13. certificato di collaudo statico redatto dall'Ing. Alessandro Gherardi in data 03.09.1985, contenente anche relazione sulle risultanze di prove di carico su solaio interno e su soletta poggiate.

3.2 STATO DI CONSERVAZIONE DELLE STRUTTURE

3.2.1 ISPEZIONI VISIVE ESEGUITE

Per il controllo e la verifica delle strutture oggetto della presente relazione sono state eseguite tre ispezioni in sito:

- a) la prima in data 21.09.2017, unitamente all'Arch. Stefania Rossi, nel corso della quale si è presa completa visione dell'edificio dall'esterno, si sono ispezionate le parti

comuni (autorimessa, passaggi esterni ai portoni e vani scale) e si è avuto accesso all'alloggio int. 11 di Via Pedrini civ. 26, visionandone sia l'interno, sia la balconata esterna di pertinenza; in tale occasione sono state eseguite anche misurazioni ed assaggi diretti mediante piccole demolizioni per mettere a nudo le strutture;

- b) la seconda in data 12.10.2017, nel corso della quale sono stati ispezionati gli alloggi Via Pedrini 26/11, Via Brocchi 12A/19, Via Brocchi 12B/23 e le relative balconate pertinenziali; da uno di tali alloggi si è potuto altresì visionare uno dei giunti di dilatazione che separano il fabbricato in tre comparti strutturalmente indipendenti;
- c) la terza in data 17.10.2017, nel corso della quale sono state eseguiti rilievi e misurazioni di dettaglio per le opere da eseguire ed una campagna di prove sclerometriche, della quale si riportano le risultanze nei prossimi capitoli della presente relazione.

3.2.2 STATO GENERALE DELLA STRUTTURA E DEGRADI RISCONTRATI

Le strutture che compongono l'edificio oggetto del presente studio, nello specifico quelle attualmente visibili, si presentano complessivamente in buono stato di conservazione con ricoprimento delle armature metalliche, assenza di anomale deformazioni e di lesioni significative.

Si segnalano soltanto tre situazioni di degrado che necessitano di interventi di ripristino, allo scopo di evitare che, proseguendo, intacchino le caratteristiche di resistenza degli elementi strutturali che le caratterizzano:

- alcuni dei pilastri a vista della zona porticata a piano terra del civ. 26 di Via C. Pedrini, situati sul fronte ovest del fabbricato, presentano porzioni superficiali ammalorate con distacco di copriferri ed ossidazione delle barre di armatura; il medesimo degrado interessa anche una trave orizzontale lungo la scala esterna di accesso al portone;
- gran parte dei parapetti dei poggioli dell'intero edificio, costituiti da elementi prefabbricati in c.a., presentano distacchi di copriferri ed ossidazione dei ferri scoperti che, talvolta, interessano anche porzioni periferiche delle strutture a mensola di calpestio dei balconi; i medesimi fenomeni di degrado si riscontrano anche sui parapetti dei percorsi orizzontali che conducono ai portoni dei due civici di Via Brocchi;
- i prospetti nord e sud dell'edificio sono interessati da lesioni murarie all'interfaccia tra le strutture in c.a. e le murature di tamponamento; il fenomeno non è di recente

comparsa, in quanto si possono facilmente riconoscere interventi di chiusura delle lesioni effettuati in passato.

4 INDAGINI ESEGUITE IN SITO E CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI

4.1 PREMESSA

Per la determinazione delle proprietà meccaniche dei materiali esistenti in opera, per quanto concerne il calcestruzzo si è provveduto ad effettuare alcune prove non distruttive (prove sclerometriche) su alcuni elementi strutturali in elevazione (pilastri e setti), utilizzando uno sclerometro Controls tipo 58-C0181/N.

4.2 UBICAZIONE DELLE PROVE SCLEROMETRICHE

Sono state eseguite prove sclerometriche sulle strutture in elevazione più facilmente accessibili, a livello strada ed in particolare su di un pilastro rettangolare del filo 1, sul setto perimetrale del filo 3 e sul setto interno posto sul filo 4 (si veda il disegno di progetto depositato n°83008 tav. 3).

Per ogni elemento è stata considerata una sola area di controllo nella quale sono state effettuate n°9 prove sclerometriche.

4.3 METODOLOGIA DI CALCOLO

I valori rilevati, per ogni elemento strutturale, sono riportati nella tabella riepilogativa allegata, che, oltre a riportare i valori minimo e massimo che devono essere scartati, viene indicato anche il valore medio valutato sulle restanti n°7 misurazioni.

Il calcolo per ogni area di controllo viene eseguito come di seguito indicato:

$$\Sigma Rr_{tot} = Rr_1 + Rr_2 + + Rr_9 \text{ (sommatoria totale di tutti i rimbalzi rilevati)}$$

$$\Sigma Rr_s = Rr_{max} + Rr_{min} \text{ (sommatoria valori di rimbalzo da scartare)}$$

$$\Sigma Rr = \Sigma Rr_{tot} - \Sigma Rr_s \text{ (sommatoria valori di rimbalzo da considerare)}$$

$$Rr_m = \Sigma Rr / 7 \text{ (media valori di rimbalzo considerati)}$$

Per convalidare i valori di rimbalzo misurati occorre verificare anche che almeno l'80% di questi ultimi non si discostino per più di n°6 unità dal valore medio Rr_m determinato come sopra.

Le suddette variabili vengono rappresentate nella tabella allegata nella quale sono indicati, per ogni rilevamento, lo scostamento in valore assoluto rispetto alla media dei valori stessi (calcolata escludendo il valore massimo e quello minimo).

4.3.1 NUMERO DEI VALORI MAGGIORI DI 6

Rappresenta il numero dei rilevamenti il cui valore assoluto calcolato come differenza tra la misura di rimbalzo rilevata R_r e la media di cui sopra R_{r_m} si discosta per più di n°6 unità.

$$| R_r - R_{r_m} | > 6$$

Nel nostro caso nessun valore misurato si discosta oltre tale grandezza.

4.3.2 PERCENTUALE DEI VALORI MINORI DI 6

Rappresenta la percentuale dei rilevamenti che non si discosta di oltre n°6 unità dalla media dei valori misurati.

4.3.3 RISULTATO FINALE

Dopo aver calcolato il valore di rimbalzo medio R_{r_m} occorre risalire al valore della resistenza alla compressione R_c .

La correlazione tra valore di rimbalzo medio R_{r_m} e valore della resistenza alla compressione R_c su cubo, è rappresentato da una funzione

$$R_c = f (R_{r_m})$$

valida per correlare i valori medi rilevati con i valori di resistenza alla compressione sui corrispettivi cubetti di calcestruzzo aventi dimensioni 15x15x15 cm.

Questa funzione è dipendente dalla posizione dello strumento di misura, ossia dalla sua inclinazione rispetto all'orizzonte o angolo di battuta α

-90° = verticale con testa verso il basso

0° = orizzontale

+90° = verticale con testa verso l'alto

Per ogni configurazione esiste una curva specifica rappresentata rispettivamente da diversi grafici.

Nel nostro caso e con riferimento al grafico sottostante dobbiamo considerare in particolare la curva indicata con angolo $\alpha = 0^\circ$

I valori di R_c e R_{r_m} vengono successivamente riportati nelle tabelle finali di riepilogo.

4.4 ESECUZIONE DELLE MISURAZIONI

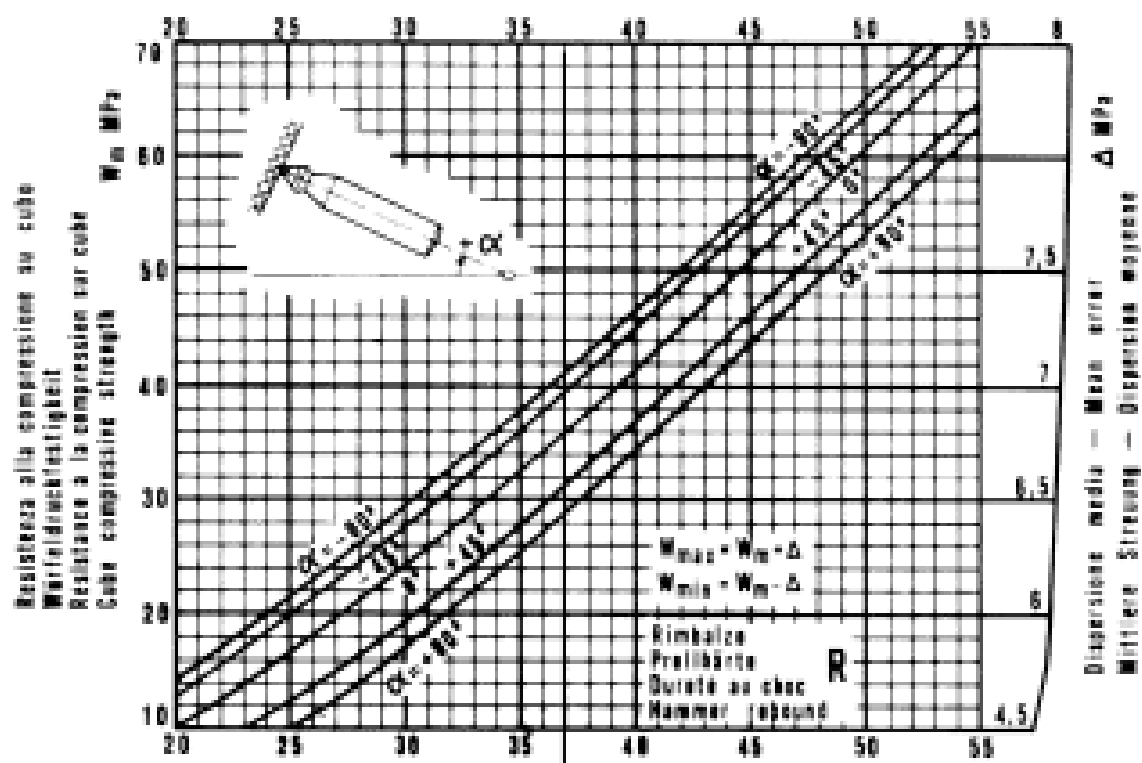
I rilievi nei vari elementi strutturali, sono stati eseguiti in modo casuale e generalizzato prendendo in esame vari punti della superficie del calcestruzzo ove è stata asportata preventivamente la vernice superficiale e le irregolarità superficiali mediante la pietra abrasiva in dotazione allo strumento.

Sono state eseguite, per ogni elemento strutturale, n. 9 misurazioni e sulla base dei rilevamenti sono stati calcolati i seguenti parametri:

- il valore R_{r_m} rilevato e mediato
- il valore dedotto R_c espresso in N/mm²

4.4.1 CURVE DI CORRELAZIONE

Si riportano a seguire le curve di correlazione tra valore di rimbalzo e valore della resistenza alla compressione R_c su cubo.



4.4.2 TABELLE RIEPILOGATIVE

PILASTRO FILO 1				
POS	LETTURA	valori accettati	scostamento da media	scostamenti assoluti
1	37	37	-3,857	3,857
2	46	46	5,143	5,143
3	42	42	1,143	1,143
4	37	37	-3,857	3,857
5	47	-	-	-
6	42	42	1,143	1,143
7	43	43	2,143	2,143
8	39	39	-1,857	1,857
9	36	-	-	-
Valore max.	47			
Valore min.	36			
Sommatoria valori da considerare	286			
Media valori considerati accettabili	40,857			
N. scostamenti di oltre 6 unità dalla media	0			
% scostamenti di oltre 6 unità dalla media (max < 20%)	0			
Media valori considerati (R _{rm})	40,857			
Valore calcolato della resistenza a compressione (R _c) (N/mm ²)	44			

SETTO FILO 3				
POS	LETTURA	valori accettati	scostamento da media	scostamenti assoluti
1	35	35	-1,571	1,571
2	36	36	-0,571	0,571
3	35	35	-1,571	1,571
4	36	36	-0,571	0,571
5	34	-	-	-
6	41	-	-	-
7	38	39	2,429	2,429
8	36	36	-0,571	0,571
9	40	40	3,429	3,429
Valore max.	41			
Valore min.	34			
Sommatoria valori da considerare	256			
Media valori considerati accettabili	36,571			
N. scostamenti di oltre 6 unità dalla media	0			
% scostamenti di oltre 6 unità dalla media (max < 20%)	0			
Media valori considerati (R _{rm})	36,571			
Valore calcolato della resistenza a compressione (R _c) (N/mm ²)	36			

SETTO FILO 4				
POS	LETTURA	valori accettati	scostamento da media	scostamenti assoluti
1	33	33	0,857	0,857
2	34	34	1,857	1,857
3	35	-	-	-
4	34	34	1,857	1,857
5	31	31	-1,143	1,143
6	31	31	-1,143	1,143
7	31	31	-1,143	1,143
8	31	31	-1,143	1,143
9	30	-	-	-
Valore max.	35			
Valore min.	30			
Sommatoria valori da considerare	225			
Media valori considerati accettabili	32,143			
N. scostamenti di oltre 6 unità dalla media	0			
% scostamenti di oltre 6 unità dalla media (max < 20%)	0			
Media valori considerati (R _{rm})	32,143			
Valore calcolato della resistenza a compressione (R _c) (N/mm ²)	28			

4.4.3 VALORE CARATTERISTICO DEL CALCESTRUZZO

I valori medi della resistenza strutturale, così come calcolati precedentemente, sono risultati essere sempre ampiamente superiore all'85% del valore medio definito in fase di progetto ($25,0 \text{ N/mm}^2 \times 0,85 = 21,25 \text{ N/mm}^2$) e pertanto possono ritenersi accettabili così come indicato nelle attuali NTC al punto 11.2.6.

Si assume per le proprietà dei materiali, un Livello di Conoscenza Adeguata (LC2) in quanto sono disponibili informazioni sulle caratteristiche meccaniche dai disegni esecutivi strutturali (carpenterie), dalla Relazione di Calcolo e soprattutto dai certificati originali di prova effettuati sui cubetti di calcestruzzo prelevati all'epoca della realizzazione dell'edificio, che si riportano in allegato, che determina un Fattore di Confidenza $FC = 1,20$.

Pertanto, nelle verifiche di sicurezza locali delle opere in progetto, è lecito tenere conto di una resistenza caratteristica cubica a compressione del calcestruzzo esistente pari a:

$$R_{ck} = R_{c_{min}} / FC = 28 \text{ N/mm}^2 / 1,20 = 23,3 \text{ N/mm}^2$$

4.5 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO

Per quanto concerne l'acciaio per cemento armato si può fare riferimento al certificato n°343 serie 35 del 01/07/1983, rilasciato dal Politecnico di Torino, relativo a prova di verifica di qualità inerente barre ad aderenza migliorata della ditta fornitrice ACCIAIERIE FERRIERE DEL TANARO S.p.A. di Lesegno (CN), nonché al certificato n°3585/2329 del 07/11/1983, rilasciato dal Politecnico di Milano, relativo a prova di verifica di qualità inerente rete elettrosaldata della ditta fornitrice ILRO di Lecco (CN), allegati al certificato di collaudo strutturale, che riportano un acciaio tipo Fe B44 K avente

$$\text{Tensione caratteristica di snervamento } f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$$

Anche in tale caso si può ragionevolmente assumere un Livello di Conoscenza Adeguata (LC2) in quanto sono disponibili informazioni sulle caratteristiche meccaniche dai disegni esecutivi strutturali (orditure), dalla Relazione di Calcolo e soprattutto dai certificati succitati, che si riportano in allegato, che determina un Fattore di Confidenza $FC = 1,20$.

Pertanto, nelle verifiche di sicurezza locali delle opere in progetto, è lecito tenere conto di una tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio esistente pari a:

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2 / 1,20 = 375 \text{ N/mm}^2$$

4.6 COEFFICIENTI PARZIALI SICUREZZA RESISTENZE MATERIALI γ_M (M1)

- Calcestruzzo per strutture $\gamma_C = 1,5$
- Acciaio per cemento armato $\gamma_S = 1,15$
- Acciaio per strutture (Sezioni di Classe 1, 2, 3 o 4) $\gamma_{M0} = 1,05$
- Bulloni e saldature a cordone d'angolo $\gamma_{M2} = 1,25$

4.7 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI

Da quanto indicato nei paragrafi precedenti si deducono le caratteristiche meccaniche dei materiali da considerare nelle verifiche di sicurezza locali delle opere in progetto.

4.7.1 CALCESTRUZZO PER STRUTTURE ESISTENTI

- resistenza caratt. cubica a compr. a 28 gg. $R_{ck} = 23,3 \text{ N/mm}^2$
- resistenza caratt. cilindrica a compressione $f_{ck} = 0,83 R_{ck} = 19,34 \text{ N/mm}^2$
- resistenza media cilindrica a compressione $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 27,34 \text{ N/mm}^2$
- resistenza media a trazione semplice (assiale) $f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} = 2,16 \text{ N/mm}^2$
- resistenza caratteristica a trazione semplice $f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} = 1,51 \text{ N/mm}^2$
- resistenza media a trazione per flessione $f_{ctm} = 1,2 f_{ctm} = 2,59 \text{ N/mm}^2$
- resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = \alpha_{CC} f_{ck} / \gamma_C = 10,96 \text{ N/mm}^2$
- resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C = 1,01 \text{ N/mm}^2$
- resistenza di calcolo a taglio $\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctd} = 0,25 \text{ N/mm}^2$
- modulo di elasticità $E_c = 22.000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 29.748 \text{ N/mm}^2$
- modulo di elasticità tangenziale $G_c = E_c / [2(1+\nu)] = 12.395 \text{ N/mm}^2$
- coefficiente di Poisson $\nu = 0,2$
- coefficiente di espansione termica lineare $\alpha = 10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$
- coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{CC} = 0,85$

4.7.2 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO ESISTENTE

- tensione nominale di rottura $f_{t \text{ nom}} = 450 \text{ N/mm}^2$
- tensione nominale di snervamento $f_{y \text{ nom}} = 375 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq f_{t \text{ nom}} = 450 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq f_{y \text{ nom}} = 375 \text{ N/mm}^2$

- resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 326 \text{ N/mm}^2$

4.7.3 CALCESTRUZZO PER STRUTTURE NUOVE

E' previsto l'utilizzo di malta cementizia strutturale preconfezionata antiritiro colabile tipo R3 (UNI EN 1504-3).

- resistenza caratt. cubica a compr. a 28 gg. $R_{ck} \geq 25,0 \text{ N/mm}^2$
- resistenza caratt. cilindrica a compressione $f_{ck} = 0,83 R_{ck} = 20,75 \text{ N/mm}^2$
- resistenza media cilindrica a compressione $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 28,75 \text{ N/mm}^2$
- resistenza media a trazione semplice (assiale) $f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} = 2,27 \text{ N/mm}^2$
- resistenza caratteristica a trazione semplice $f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} = 1,59 \text{ N/mm}^2$
- resistenza media a trazione per flessione $f_{ctm} = 1,2 f_{ctm} = 2,72 \text{ N/mm}^2$
- resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = \alpha_{CC} f_{ck} / \gamma_c = 11,76 \text{ N/mm}^2$
- resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,06 \text{ N/mm}^2$
- resistenza di calcolo a trazione per flessione $f_{ctd} = f_{ctm} / \gamma_c = 1,81 \text{ N/mm}^2$
- resistenza di calcolo a taglio $\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctd} = 0,27 \text{ N/mm}^2$
- modulo di elasticità $E_c = 22.000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 30.200 \text{ N/mm}^2$
- modulo di elasticità tangenziale $G_c = E_c / [2(1+\nu)] = 12.583 \text{ N/mm}^2$
- coefficiente di Poisson $\nu = 0,2$
- coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{CC} = 0,85$

4.7.4 ACCIAIO IN BARRE E RETI PER CALCESTRUZZO ARMATO NUOVO

E' previsto l'utilizzo di acciaio tipo B450C (UNI EN ISO 15630-1), impiegato in barre e reti elettrosaldate.

- tensione nominale di rottura $f_{t \text{ nom}} = 540 \text{ N/mm}^2$
- tensione nominale di snervamento $f_{y \text{ nom}} = 450 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq f_{t \text{ nom}} = 540 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq f_{y \text{ nom}} = 450 \text{ N/mm}^2$
- resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$

4.7.5 ACCIAIO IN PROFILATI PER STRUTTURE NUOVE

E' previsto l'utilizzo di acciaio laminato a caldo con piastre e profili a sezione aperta tipo S 235 (UNI EN 10025-2).

- tensione caratteristica di rottura per trazione $f_{tk} = 360 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$
- resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 224 \text{ N/mm}^2$
- modulo di elasticità $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- coefficiente di Poisson $\nu = 0,3$
- modulo di elasticità trasversale $G = E/[2(1+\nu)] = 80.769 \text{ N/mm}^2$
- coefficiente di espansione termica lineare $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}$

5 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

In riferimento agli interventi in progetto la normativa da adottare è quella attualmente in vigore e più precisamente:

- Legge 05.11.1971 n. 1086 “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- D.M. 14.01.2008 “Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circ. Min. LL.PP. 02.02.2009 n. 617, contenente le relative istruzioni.
- Eurocodice 2 - UNI EN 1992 - “Progettazione delle strutture in calcestruzzo”.
- Eurocodice 3 - UNI EN 1993 - “Progettazione delle strutture in acciaio”.
- Eurocodice 8 - UNI EN 1998 - “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”.

6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

6.1 VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Essendo l'opera in esame di tipo ordinario (costruzione di tipo 2):

Vita Nominale $V_N \geq 50$ anni.

6.2 CLASSE D'USO

Essendo l'opera in esame una costruzione il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali:

Classe d'uso = II.

6.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U (definito al variare della classe d'uso).

Essendo la classe d'uso dell'opera in esame II:

Coefficiente d'uso $C_U = 1,0$

Periodo di riferimento $V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,0 = 50$

6.4 AZIONE SISMICA

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

Ai fini della normativa in vigore le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri:

a_g = accelerazione orizzontale massima del terreno;

F_0 = valore massimo fattore di amplificazione spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* = periodo di inizio tratto a velocità costante spettro in accelerazione orizzontale.

Gli spettri sismici dipendono in particolare dalle coordinate geografiche del sito pertanto, al fine di ricavare i valori dei parametri a partire dai nodi del reticolo di riferimento per un assegnato periodo di ritorno, sono di seguito riportate le coordinate geografiche medie dell'area d'intervento ed i relativi parametri sismici.

6.4.1 STATI LIMITE

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per ciò che è stata progettata.

In riferimento alla verifica degli elementi strutturali interessati dagli interventi in progetto, riconducibili ad interventi locali, ed in riferimento all'azione sismica da considerare, si è preso in esame lo Stato Limite Ultimo (SLU):

- di salvaguardia della vita (SLV) in presenza di azioni sismiche: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa della rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali, la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per le azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

6.4.2 PARAMETRI SISMICI

Posizione sito latitudine $44,45410^\circ$

longitudine $8,90259^\circ$

Zona Sismica 3

Accelerazione orizzontale al suolo $a_g = 0,718 \text{ m/sec}^2$ (per SLV)

Fattore amplificazione spettro orizzontale $F_0 = 2,52$ per (per SLV)

Periodo inizio tratto spettro orizzontale $T_c^* = 0,28 \text{ sec}$ per (per SLV)
a velocità costante

Accelerazione di gravità $g = 9,806 \text{ m/sec}^2$

6.4.3 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Al fine della definizione dell'azione sismica di progetto, in mancanza di analisi più approfondite, si è assunto un suolo di fondazione appartenente alla categoria B:

- Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessore superiore a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità.

Quale condizione topografica, essendo l'edificio situato su di un rilievo con inclinazione media inferiore a 15°, si può assumere appartenere alla categoria T1.

Pertanto si assumeranno i seguenti coefficienti:

Coefficiente amplificazione stratigrafica $S_s = 1,2$

Coefficiente amplificazione stratigrafica $C_c = 1,42$

Coefficiente amplificazione topografica $S_T = 1,0$

7 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI IN PROGETTO E LORO INTERAZIONE CON LE STRUTTURE ESISTENTI

7.1 PRINCIPALI INTERVENTI PREVISTI

Con riferimento al progetto generale degli interventi di manutenzione straordinaria con riqualificazione energetica del fabbricato, si riporta a seguire l'elenco delle lavorazioni che presentano qualsiasi tipo di interazione con le strutture e le murature dell'edificio, suddividendoli in interventi con rilevanza strutturale ed interventi privi di rilevanza strutturale, descrivendone qualitativamente il tipo di interazione.

7.1.1 INTERVENTI PRIVI DI RILEVANZA STRUTTURALE

Tra gli interventi del tutto privi o con irrilevanti caratterizzazioni strutturali, citiamo:

- a. modifica dell'apertura di ventilazione del nuovo atrio di Via Pedrini 26 a livello dell'autorimessa, al fine di unificarla alle altre del prospetto; l'intervento non presenta rilevanza strutturale, in quanto eseguito su tamponamento esterno;
- b. realizzazione di una porzione di vespaio areato su casseri a perdere in materiale plastico tipo Iglù per livellare le quote del pavimento dell'ex atrio d'ingresso secondario di Via Pedrini 26 dalla rampa esterna all'autorimessa;
- c. rimozione dei lucernai in vetrocemento esistenti nei pianerottoli dei vani scale per integrarli nel nuovo rivestimento termoisolante dei prospetti, mediante finestrate apribili; l'intervento non presenta rilevanza strutturale, in quanto eseguito su tamponamento esterno;
- d. rimozione degli attuali parapetti dei poggiali costituiti da cartelle in c.a. prefabbricate e sostituzione con parapetti a ringhiera semplice e frangisole; l'intervento non presenta rilevanza strutturale, in quanto comporta solo alleggerimento delle masse concentrate in punta alle mensole dei poggiali, senza modifica delle stesse; per la valutazione numerica dell'intervento si veda il successivo punto 8.5;
- e. realizzazione di sistema per l'efficientamento energetico dell'edificio mediante installazione di rivestimento completo dei prospetti con elementi coibentanti tipo "facciata ventilata", fissati al paramento esterno delle murature con tasselli meccanici e guide metalliche di supporto; l'intervento non presenta rilevanza strutturale, in quanto non altera le strutture portanti e l'aggravio di peso da esso indotto è compensato dall'alleggerimento di cui al punto precedente; per la valutazione numerica globale dell'intervento si veda il successivo punto 8.5;
- f. risanamento superficiale (copriferro) di strutture esistenti in c.a. ammalorate;

Progetto esecutivo 2° lotto - manutenzione straordinaria e riqualificazione energetica dell'edificio via Brocchi 12A e 12B e via Pedrini 26

- g. realizzazione di forometrie di limitate dimensioni nei solai di piano e/o relativi poggiali per nuovi passaggi impiantistici (tubazioni); l'intervento non presenta rilevanza strutturale; indicazioni sulle modalità esecutive si riportano al successivo capitolo 9.

7.1.2 INTERVENTI CON RILEVANZA STRUTTURALE

Gli interventi in progetto che assumono, seppur limitata, rilevanza strutturale, sono:

- a. modifica dell'accesso all'atrio di Via Pedrini 26 a piano strada con apertura di nuovo varco nel setto perimetrale sul fronte ovest del fabbricato (zona porticata) e contestuale chiusura di un adiacente varco di ventilazione esistente nel medesimo setto; si tratta di un intervento locale ai sensi del punto 8.4 delle "Norme tecniche per le costruzioni" (NTC-08); per la verifica numerica dell'intervento si veda il successivo punto 8.3;
- b. modifica degli accessi al vano scala di Via Pedrini 26 al livello dell'autorimessa con apertura di nuovo varco nella struttura scatolare del vano scala e contestuale chiusura di un equivalente varco frontistante; si tratta di un intervento locale ai sensi del punto 8.4 delle "Norme tecniche per le costruzioni" (NTC-08); per la valutazione dell'intervento si veda il successivo punto 8.4;
- c. modifica degli accessi al vano scala di Via Brocchi 12A al livello dell'autorimessa con apertura di nuovo varco nella struttura scatolare del vano scala e contestuale chiusura di un equivalente varco frontistante; si tratta di un intervento locale ai sensi del punto 8.4 delle "Norme tecniche per le costruzioni" (NTC-08); per la valutazione dell'intervento si veda il successivo punto 8.4.

8 VERIFICHE DI SICUREZZA RELATIVE ALLE OPERE IN PROGETTO IN RELAZIONE ALLE STRUTTURE ESISTENTI

8.1 PREMESSA

Vengono ora esaminate le diverse tipologie di opere in progetto e la loro interazione con le strutture esistenti, per valutarne la sicurezza e, qualora necessario, un loro adeguamento, miglioramento o riparazione/rinforzo locale.

I calcoli sono stati eseguiti in conformità alle vigenti Norme Tecniche emanate dal Ministero dei Lavori Pubblici ai sensi dell'art. 21 della Legge 05.11.1971 n. 1086, tenendo presenti le caratteristiche, la qualità e le dosature dei materiali da impiegarsi nelle opere da costruire.

I criteri e le risultanze di calcolo sono riportati nei punti seguenti.

8.2 RIFERIMENTO NORMATIVO

- Legge 05.11.1971 n. 1086 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- D.M. 14.01.2008 "Norme tecniche per le costruzioni".
- Circ. Min. LL.PP. 02.02.2009 n. 617, contenente le relative istruzioni.
- Eurocodice 2 - UNI EN 1992 - "Progettazione delle strutture in calcestruzzo".
- Eurocodice 3 - UNI EN 1993 - "Progettazione delle strutture in acciaio".
- Eurocodice 8 - UNI EN 1998 - "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica".

8.3 INTERVENTO SUL SETTO DEL FILO 3

8.3.1 NATURA E TIPOLOGIA

Il progetto prevede la realizzazione di una nuova apertura (dimensioni varco 130xh225 cm) a piano S-1 (quota +150,00 m), nel setto in calcestruzzo armato posto in corrispondenza del filo 3, previa chiusura della finestratura presente nella parte centrale del setto stesso (dimensioni finestra h60x300 cm).

Pertanto l'opera dovrà essere realizzata secondo le seguenti fasi operative:

- ripristino della continuità strutturale in corrispondenza della finestra esistente con consolidamento del sottofinestra ($h = 165$ cm) che è risultato essere ammalorato con presenza di fessurazioni;
- apertura del nuovo varco mediante demolizione del tratto di setto interessato (sp. 15 cm circa) previo inserimento di n°1 architrave in acciaio opportunamente appoggiato ed immorsato lateralmente al setto stesso.

Alla luce di quanto sopra esposto, l'intervento in progetto si può configurare, in riferimento a quanto indicato nel Capitolo 8 “Costruzioni Esistenti” del D.M. 14.01.2008 “Norme tecniche per le costruzioni” (NTC-08) ed in particolare al paragrafo 8.4 “Classificazione degli interventi”, come riparazione o intervento locale, in quanto non viene apportata alcuna variazione di destinazione d'uso, riguarda singole parti e/o elementi della struttura esistente, interessa porzioni limitate della costruzione ed inoltre non produce sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti della struttura nel suo insieme, soprattutto ai fini della resistenza alle azioni sismiche in quanto non vengono modificate le resistenze e le rigidezze delle strutture portanti e non viene variato significativamente il peso dell'edificio. La presente relazione tecnica vuole pertanto dimostrare che la rigidezza finale dell'elemento variato non cambi significativamente rispetto a quella iniziale e che la resistenza e la capacità di deformazione non peggiorino ai fini del comportamento rispetto alle azioni orizzontali. Il progetto e la valutazione della sicurezza verrà pertanto riferito alle sole parti e/o elementi interessati.

8.3.2 MATERIALI

Si veda il capitolo 4.

8.3.4 METODI DI CALCOLO – STATI LIMITE

Le strutture realizzate con i materiali previsti al punto precedente, sono state progettate per i carichi definiti dalle norme in vigore secondo i metodi della scienza delle costruzioni, considerando un'analisi lineare statica con comportamento strutturale non dissipativo ed adottando il metodo semiprobabilistico degli stati limite. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per ciò che è stata progettata.

Gli stati limite presi in esame sono:

Stati limite ultimi (SLU).

- di tipo strutturale (STR): stato limite di collasso, corrispondente al raggiungimento della tensione di snervamento dell'acciaio e della resistenza di calcolo del calcestruzzo armato ordinario;
- di salvaguardia della vita (SLV) in presenza di azioni sismiche: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa della rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali, la costruzione

conserva invece una parte della resistenza e rigidità per le azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Stati limite di esercizio (SLE).

- Stato limite di deformazione e/o spostamento, al fine di evitare deformazioni e spostamenti che possano compromettere l'uso efficiente della struttura, nonché il suo aspetto estetico.

8.3.5 APPROCCIO PROGETTUALE

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (STR) si è adottato l'Approccio 2. In tale approccio progettuale si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per le resistenze dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R):

- Combinazione 1 : (A1+M1+R1)

8.3.6 COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER LE AZIONI γ_F (A1)

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		(STR) A1	(SLV) A1
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,30	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Q1fav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Q1sfav}	1,50	1,00

8.3.7 COEFF. PARZIALI DI SICUREZZA RESISTENZE MATERIALI γ_M (M1)

Si veda il punto 4.6.

8.3.8 AZIONI SULLA COSTRUZIONE

Per la determinazione delle sollecitazioni, sono state prese in esame le seguenti azioni dirette (forze):

- *permanenti* (G): peso proprio elementi strutturali (G_1) e non strutturali (G_2);
- *variabili* (Q): d'esercizio;
- *sismiche* (E): azioni derivanti dal sisma.

Pesi propri strutturali (G_1) e non strutturali (G_2):

per i pesi dei vari elementi strutturali impiegati nella costruzione si è assunto:

- Acciaio = 78,50 kN/m³
- Calcestruzzo armato ordinario = 25,00 kN/m³
- Solaio di copertura (struttura+pavimento+sottofondo+imp.) = 4,50 kN/m²
- Solaio di piano (struttura+sottofondo+pavimento+intonaco) = 4,00 kN/m²

- Ballatoi e scale (struttura+ sottofondo+pavimento+intonaco) = 4,00 kN/m²
- Incidenza tramezzi = 0,80 kN/m²

Carichi d'esercizio (Q_E):

- Categoria A (Ambienti uso residenziale) = 2,00 kN/m²
- Categoria C2 (Balconi, ballatoi e scale comuni) = 4,00 kN/m²
- Categoria H2 (Coperture praticabili) = 2,00 kN/m²

Azione sismica (E):

Per la verifica delle strutture, sono state considerate le azioni sismiche orizzontali indotte sugli elementi, secondo la caratterizzazione sismica di progetto riportata nel capitolo 6.

Partendo da tale caratterizzazione sismica, è stato definito lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale e quindi quello di progetto per lo stato limite ultimo ed infine ricavata la forza sismica orizzontale concentrata, applicata in sommità del setto, indotta dal peso proprio delle strutture, dai carichi permanenti e dal sovraccarico accidentale gravanti sulla struttura in esame, secondo un'analisi lineare statica.

Essendo il setto facente parte di un blocco strutturale regolare in altezza (con H inferiore a 40 m), il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame T₁, è stato valutato utilizzando la seguente formula:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

dove H è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e C₁ è pari a 0,050 nel caso in esame.

L'entità della forza si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T₁ e la sua distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è pari a:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j \cdot W_j$$

dove:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j associate ai seguenti carichi gravitazionali

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione, delle masse i e j

S_d(T₁) è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto

W è il peso complessivo della costruzione

λ è un coefficiente pari a 1 nel caso in esame

g è l'accelerazione di gravità.

Pertanto:

$$C_1 = 0,050$$

$$H = 18,50 \text{ m}$$

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} = 0,446$$

$$S = S_T \cdot S_S = 1,20$$

$$\text{verifica } T_1 < 2,5 \cdot C_C \cdot T_C = 0,994 \text{ verificato}$$

$$\text{verifica } T_1 < T_D = 1,893 \text{ verificato}$$

$$q = 3,00 \text{ (Fattore di Struttura)}$$

$$S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot F_0 / q \cdot (T_C / T_1) = 0,453$$

Si riporta a seguire una tabella riepilogativa del calcolo delle forze sismiche ai vari livelli del setto in esame.

8.3.9 COMBINAZIONI DI CARICO

Le azioni sono state cumulate secondo condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della ridotta probabilità di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli.

STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Combinazione fondamentale gravitazionale:

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

Combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Combinazione caratteristica (rara):

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente:

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente:

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

E	azione sismica per lo stato limite in esame;
G ₁	peso proprio elementi strutturali
G ₂	carichi permanenti non strutturali
Q _{k1}	azione variabile dominante
Q _{k2} , Q _{k3} , ...	azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante
γ _{Gj} e γ _{Qj}	vedi punto 4.6.

Ψ_{0j}	= 0,7 (Categoria A: Ambienti ad uso residenziale) = 0,7 (Categoria C: Ambienti suscettibili di affollamento) = 0,0 (Categoria H: Coperture)
Ψ_{1j}	= 0,5 (Categoria A: Ambienti ad uso residenziale) = 0,7 (Categoria C: Ambienti suscettibili di affollamento) = 0,0 (Categoria H: Coperture)
Ψ_{2j}	= 0,3 (Categoria A: Ambienti ad uso residenziale) = 0,6 (Categoria C: Ambienti suscettibili di affollamento) = 0,0 (Categoria H: Coperture)

8.3.10 VERIFICA DEL SETTO

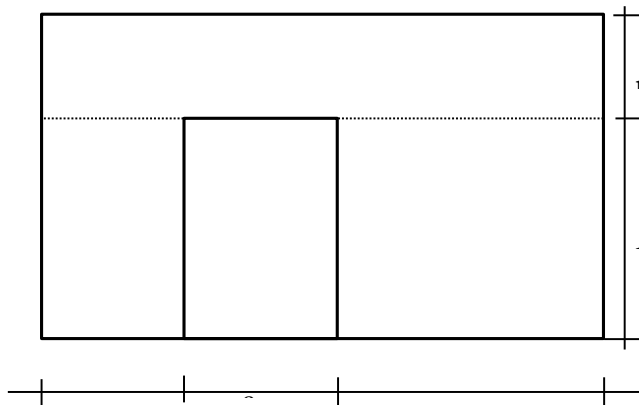
Si tratta di un varco (dimensioni varco 130xh225 cm) da realizzare nel setto del filo n. 3 dell'edificio (spessore circa 15 cm), al piano S-1, per creare un nuovo accesso al vano scale dello stabile, previa chiusura della finestratura esistente e consolidamento del sottofinestra. Come si dimostra in seguito, per tale tipo di intervento non occorre alcuna opera di rinforzo, essendo sufficiente, per la formazione della nuova apertura, solo la progettazione e posa in opera dell'architrave. E' invece da curare con attenzione la fase di cantiere che riguarderà la chiusura delle aperture preesistenti, che deve essere effettuata ammorsando efficacemente la nuova struttura con quella esistente nonchè il consolidamento delle parti di setto ammalorate.

Verifica delle rigidezze

La rigidezza iniziale (K_{in}) si calcola con la formula:

$$K = \frac{GAEl^2}{((h^3)G + 1,2hEl^2)}$$

dove: E,G = moduli di elasticità normale e tangenziale del setto;
l,h = larghezza ed altezza del maschio murario;
A= l · t = area del maschio (t=spessore del maschio).



$$K_{in} = K_1 + K_2 + \dots = \sum K_i$$

A seguito di modifica delle aperture o di inserimento di nuove, la parete assume una configurazione diversa da quella iniziale; la rigidezza (K_{mod}) nello stato modificato (tenendo conto anche dell'eventuale consolidamento dei maschi murari attraverso tecniche quali le iniezioni di malta, lastre di placcaggio ecc) deve risultare:

$$K_{mod} \geq K_{in}$$

Se tale verifica non è soddisfatta allora occorre intervenire con un rinforzo quale la cerchiatura del vano mediante un telaio metallico o in c.a.. In questo caso la rigidezza finale deve risultare:

$$K_{fin} = K_{mod} + K_T \geq K_{in}$$

$$K_T = 12 \cdot E \cdot \sum J_p / H^3 \quad (\text{rigidezza del telaio})$$

dove:

E = modulo elastico del materiale costituente i piedritti;

$\sum J_p$ = somma dei momenti d'inerzia dei piedritti (possono essere due o più piedritti);

H = altezza del piedritto.

Verifica della resistenza della parete

La verifica viene condotta calcolando la resistenza della parete prima e dopo l'intervento e verificando che la resistenza dopo l'intervento (in conseguenza di una migliore distribuzione delle aperture, oppure per l'inserimento di un telaio di rinforzo oppure a seguito di interventi di consolidamento) risulti superiore a quella che la parete possedeva prima dell'intervento di miglioramento. Viene calcolata, per ciascun maschio murario, sia la resistenza a taglio per trazione che quella per presso flessione; il valore di calcolo sarà il minore tra i due.

La resistenza al taglio della parete si calcola ipotizzando un comportamento elasto-plastico dei maschi murari.

$$V_{t,fin} \geq V_{t,in}$$

L'azione tagliente ultima del pannello murario può calcolarsi con la formula:

$$V_t = l * t * 1,5 \frac{(\tau_{od})}{b} \sqrt{1 + \frac{(\sigma_o)}{(1,5 \tau_{od})}} = \frac{l * t * f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{(\sigma_o)}{f_{td}}}$$

dove

l è la lunghezza del pannello;

t è lo spessore del pannello;

σ_o è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione

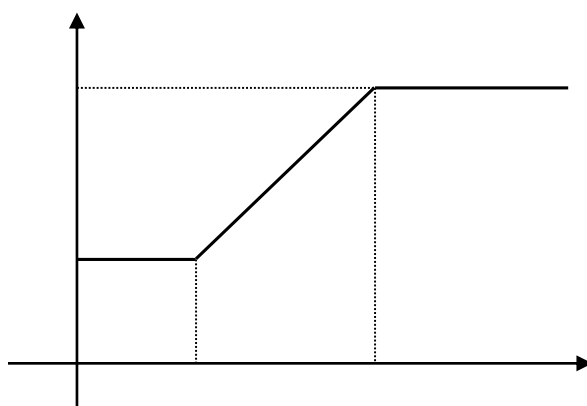
($\sigma_o = P/lt$, con P forza assiale agente positiva se di compressione);

f_{td} resistenza di calcolo a trazione per fessurazione diagonale della muratura; $f_{td} = 1,5 \tau_{od}$

Progetto esecutivo 2° lotto - manutenzione straordinaria e qualificazione energetica dell'edificio via Brocchi 12A e 12B e via Pedrini 26

τ_{0d} resistenza di calcolo a taglio della muratura;

b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione delle tensioni tangenziali sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere $b = h/l$, comunque non superiore a 1,5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza del pannello.



Nel caso di pannelli snelli, la rottura a pressoflessione potrebbe precedere quella per taglio da fessurazione diagonale (taglio per trazione). La valutazione dell'entità del taglio che produce la rottura per pressoflessione, si sviluppa secondo le seguenti fasi:

Si calcola il momento ultimo:

$$M_u = \sigma_0 \cdot l^2 \cdot t / 2 \cdot [1 - \sigma_0 / (0,85 \cdot f_d)]$$

dove:

$\sigma_0 = N/(l \cdot t)$ = tensione media verticale

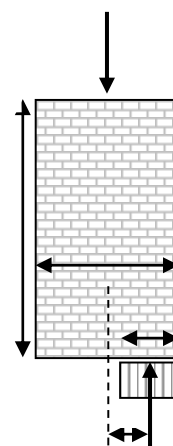
f_d è la resistenza a compressione di calcolo del setto.

Pertanto, l'azione tagliante che produce la rottura per pressoflessione, è:

$$V_{pf} = 2 \cdot M_u / h$$

Quindi la resistenza al taglio ultima del maschio murario potrà essere assunta quale valore minimo tra il taglio che produce rottura per fessurazione diagonale e quello che produce rottura per pressoflessione:

$$V_u = \min (V_t ; V_{pf})$$



Verifica dell'architrave metallico

La struttura di rinforzo sarà realizzata inserendo nel mezzanino dell'apertura un'architrave in acciaio, costituito da una putrella HEA 120, adeguatamente appoggiato ed immorsato al setto.

L'architrave metallico ed i relativi appoggi devono essere verificati agli SLU e SLE rispetto a quanto previsto dalle NTC 2008.

In sintesi, le verifiche che vengono effettuate sull'architrave sono:

- resistenza delle membrature;
- deformabilità dell'architrave;
- verifica del setto per carichi concentrati (tensioni sull'appoggio).

Si riportano a seguire i tabulati dei calcoli effettuati con programma automatico su elaboratore elettronico contenenti dati di partenza e risultanze di calcolo.

PROGETTO E VERIFICA DI APERTURE IN MURI PORTANTI IN ZONA SISMICA

Progetto:	MANUTENZIONE STRAORDINARIA CON RIQUALIFICAZIONE ENERGETICA
Committente:	IRE
Località:	VIA BROCCHI CIV. 12A-12B E VIA PEDRINI CIV. 26
Comune:	GENOVA

PARETE N°	1
PIANO:	S-1

PIANO: S-1

PARETE N° 1

ANALISI DEI CARICHI

Solaio di copertura

Elementi strutturali (G_1)	KN/m ²
Peso proprio (lastre Predalles)	3,00
$G_1 =$	3,00

Elementi non strutturali (G_2)	KN/m ²
pavimentazione	0,40
sottofondo e pendenze	0,80
isolamento termico e impermeabilizzazione	0,30
$G_2 =$	1,50

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

Coefficienti parziali (γ_p) 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)

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

	(favorevole)	(sfavorevole)	
$G_1 \cdot \gamma_{G1} =$	3,00	3,90	KN/m ²
$G_2 \cdot \gamma_{G2} =$	1,50	2,25	KN/m ²
$q_k \cdot \gamma_Q =$	0,00	3,00	KN/m ²
$q_1 =$	4,50	9,15	KN/m²

Solaio di piano

<i>Elementi strutturali (G_1)</i>		KN/m ²
Peso proprio (lastre Predalles)		3,00
$G_1 =$		3,00

<i>Elementi non strutturali (G_2)</i>		KN/m ²
pavimento		0,40
sottofondo		0,60
incidenza tramezzi		0,80
$G_2 =$		1,80

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

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

Combinazione fondamentale (SLU)

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

	(favorevole)	(sfavorevole)	
$G_1 \times \gamma_{G1} =$	3,000	3,90	KN/m ²
$G_2 \times \gamma_{G2} =$	1,800	2,7	KN/m ²
$q_k \times \gamma_Q =$	0,000	3,00	KN/m ²
$q_1 =$	4,800	9,60	KN/m²

Ballatoi e scale

<i>Elementi strutturali (G_1)</i>		KN/m ²
Peso proprio soletta		3,00
	$G_1 =$	3,00

<i>Elementi non strutturali (G_2)</i>		KN/m ²
pavimento		0,40
sottofondo		0,60
	$G_2 =$	1,00

<i>Carichi variabili (Q)</i>		KN/m ²
carico di esercizio (q_k)		4,00
	$q_k =$	4,00

Coefficienti parziali (γ_e) 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)	
$G_1 \times \gamma_{G1} =$	3,000	3,90	KN/m ²
$G_2 \times \gamma_{G2} =$	1,000	1,5	KN/m ²
$q_k \times \gamma_Q =$	0,000	6,00	KN/m ²
$q_1 =$	4,000	11,40	KN/m²

PIANO: S-1

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 ²)	p (KN/m)
muro sovrastante	13,5	0,15	25	50,63

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 piano T	3,3	3,3	4,00	4,80	14,52
solaio piano 1	3,3	3,3	4,80	4,80	15,84
solaio piano 2	3,3	3,3	4,80	4,80	15,84
solaio piano 3	3,3	3,3	4,80	4,80	15,84
solaio piano 4	3,3	3,3	4,80	4,80	15,84
solaio di copertura	3,3	3,3	4,50	4,50	14,85

Totale carico distribuito (KN/m)	143,36
----------------------------------	--------

H = altezza del muro sovrastante (spessore t)

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

p = carico

PIANO: S-1

PARETE N° 1

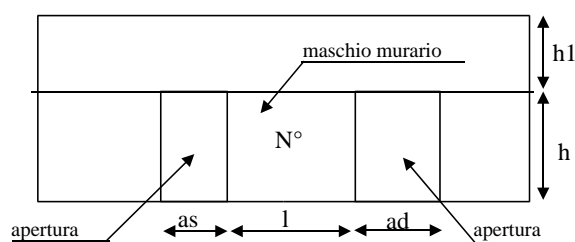
STATO ATTUALE

numero di maschi murari 2

Calcolo della tensione normale media verticale (σ_o) agente in ciascun maschio murario

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h ₁ (m)	i (m)	t (m)	w (KN/m²)	σ_o (KN/m²)
1	0	3	2,25	7	0,45	8,5	0,15	25,00	1202,28
2	3	0	2,25	5	0,45	6,5	0,15	25,00	1285,16

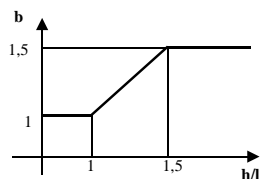
Simbologia



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

Individuazione del coefficiente "b"

N°	h/l	b
1	0,3214285714	1,000
2	0,45	1,000
	0	0,000
	0	0,000
	0	0,000
	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	12395	0,15	7	2,25	1,05	29748	4653345,0
2	12395	0,15	5	2,25	0,75	29748	3216869,4

RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)	7870214,38680102
-------------------------------	------------------

Calcolo resistenza dei singoli maschi murari

	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	25	1096	1202,28	807,53	3420,59	807,53	0,174	taglio per trazione	1,5	0,26	9,00
2	25	1096	1285,16	591,77	1846,45	591,77	0,184	taglio per trazione	1,5	0,28	9,00

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	0,26
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	807,53
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 2	KN	591,77
TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE	KN	1399,30

PIANO: S-1

PARETE N° 1

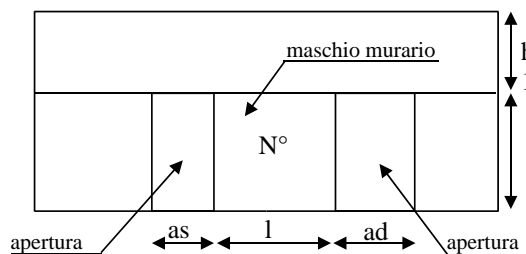
STATO MODIFICATO

numero di maschi murari 2

Calcolo della tensione normale media verticale (σ_o) agente in ciascun maschio murario

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h ₁ (m)	i (m)	t (m)	w (KN/m²)	σ_o (KN/m²)
1	0	1,3	2,25	2,85	0,45	3,5	0,15	25,00	1215,61
2	1,3	0	2,25	10,85	0,45	11,5	0,15	25,00	1053,00

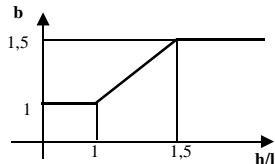
Simbologia



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

Individuazione del coefficiente "b"

N°	h/l	b
1	0,78947	1,000
2	0,20737	1,000
	0	0,000
	0	0,000
	0	0,000
	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	12395	0,15	2,85	2,25	0,4275	29748	1613384,7
2	12395	0,15	10,85	2,25	1,6275	29748	7361509,7

RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)	8974894,401199
-------------------------------	----------------

Calcolo resistenza dei singoli maschi murari

	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	25	1096	1215,61	330,17	572,36	330,17	0,205	taglio per trazione	1,5	0,31	9,000
2	25	1096	1053,00	1190,97	7330,03	1190,97	0,162	taglio per trazione	1,5	0,26	9,000

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	0,26
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	330,17
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 2	KN	1190,97
TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE	KN	1521,14

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)	7870214,38680102
K_{fin} (KN/m)	8974894,401199

variazione percentuale:	14,04 %
-------------------------	----------------

La verifica è pertanto soddisfatta

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

$V_{t,in}$ (KN)	1399,30
$V_{t,fin}$ (KN)	1521,14

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)	0,26
$\delta_{u,fin}$ (mm)	0,26

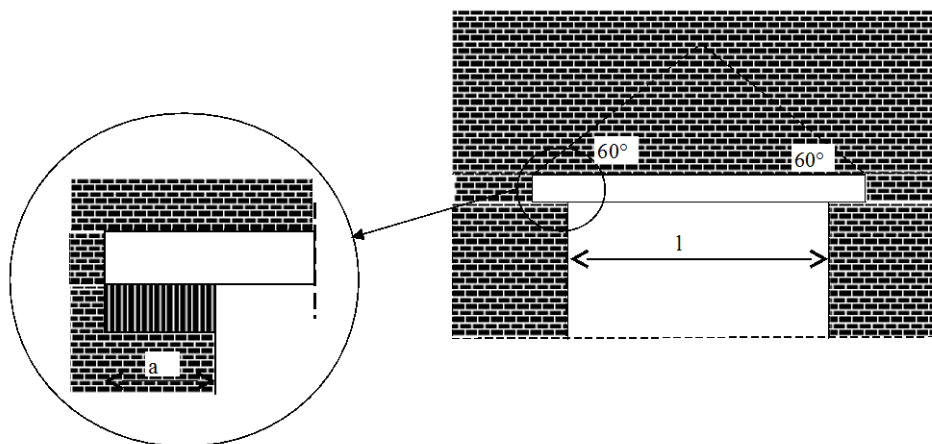
La verifica risulta pertanto soddisfatta

PIANO: S-1

PARETE N° 1

ARCHITRAVE N° 1

VERIFICA ARCHITRAVE IN ACCIAIO



luce architrave "l" 1,3 m

lunghezza di appoggio "l" 15 cm

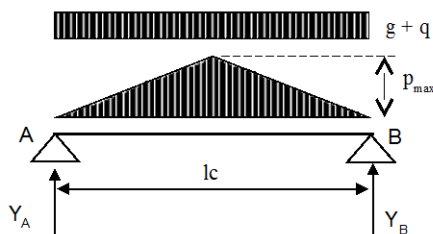
luce di calcolo "lc" 1,45 m

	L(dx)	L(sx)	carichi permanenti		carichi variabili	
			g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)
	m	m	KN/m²	KN/m²	KN/m²	KN/m²
solaio sovrastante	3,3	3,3	4,8	4,8	2	2

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
15,84	6,6

	spessore	massa vol.	p _{max} (KN/m)
	(m)	(KN/m³)	
muro sovrastante	0,15	25	4,22

Schema statico:



Totale carichi permanenti g = 17,95 KN/m

coeff. parziale di sicurezza γ_g = 1,3

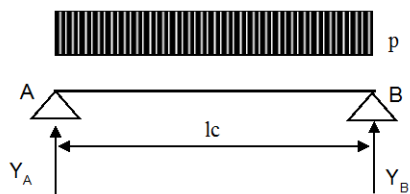
Totale carichi variabili

q = 6,6 KN/m

coeff. parziale di sicurezza

$\gamma_Q = 1,5$

Combinazione di carico ($g_{xy_g} + q_{xy_Q}$) = 33,23 KN/m



p (KN/m) 33,23

luce di calcolo "lc" (m) 1,45

YA (KN) 24,09

YB (KN) 24,09

Sollecitazioni di calcolo

MEd 8,73 KNm

VED 24,09 KN

NEd 0,00 KN

Profilati

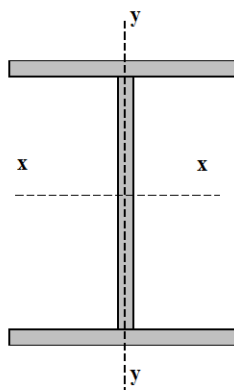
Profilato tipo

HEA

120

Numero di profili per l'architrave

1



valori del singolo profilo	A =	25,34	cm ²	area lorda del profilo
	b =	120	mm	larghezza delle ali
	tr =	8	mm	spessore delle ali
	tw =	5	mm	spessore dell'anima
	r =	12	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	114	mm	altezza del profilo

$E =$	210000	N/mm ²	modulo elastico
$W_{pl,x} =$	119,5	cm ³	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
$W_{el,x} =$	106,3	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
$W_{el,y} =$	38,48	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
$J_x =$	606,2	cm ⁴	momento d'inerzia del singolo profilo
$A_v =$	8,46	cm ²	area resistente al taglio $(A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f)$

Tipo di acciaio **S235**

$f_{yk} =$	235,00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	360,00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura
$\gamma_{M0} =$	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo

$$\varepsilon = 1 \quad \varepsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$$

Azione di flessione

Ala	c/t =	5,69	classe	1
Anima	c/t =	14,80	classe	1

Classe di appartenenza del profilo: **1**

(per profili IPE o HE → per l'ala: $c = b - t_w - 2 \cdot r$ $t = t_f$; per l'anima: $c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r$ $t = t_w$)

Resistenze di calcolo

$M_{c,Rd} =$	26,74524 KNm	Resistenza di calcolo a flessione
$V_{c,Rd} =$	109,3171 KN	Resistenza di calcolo a taglio
$N_{c,Rd} =$	567,1333 KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale

Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica

$$V_{Ed}/V_{c,Rd} = 0,2204 \quad \leq 0,5 : \text{si può trascurare l'influenza del taglio}$$

$$\rho = 0,000 \quad \text{Percentuale di riduzione della tensione di snervamento per interazione taglio-momento}$$

$$(A - 2bt_p)/A = 0,242305$$

$$a = 0,242 \quad a = (A - 2bt_p)/A \text{ se } \leq 0,5 \text{ altrimenti } a = 0,5$$

$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$ KNm	$M_{N,y,Rd}$ KNm	M_{Ed} KNm	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
0,00	26,75	26,75	8,73	3,06	verificato

$$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} * f_{yk} / \gamma_{MD}) \quad \text{Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)}$$

$$(M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min} * f_{yk} / \gamma_{MD}) \quad \text{Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)}$$

$$(N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A * f_{yk} / \gamma_{MD}) \quad \text{Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)}$$

$$(V_{c,Rd} = A_v * f_{yk} / (\sqrt{3} * \gamma_{MD})) \quad \text{Resistenza di calcolo a taglio}$$

Verifiche allo SLE (deformabilità) dell'architrave



$$p = 33,23 \text{ KN/m}$$

$$l = 1,45 \text{ m}$$

$$M_{Ed} = 8,73 \text{ KNm}$$

$$M_{el} = 23,79095 \text{ KNm} \quad \text{Momento al limite elastico } (W_{el} * f_{yk} / \gamma_{MD})$$

La trave si trova in fase elastica in quanto $M_{Ed} < M_{el}$

A favore di sicurezza, si considera la stessa combinazione di carico utilizzata per la verifica di resistenza allo S.L.U.

$$\text{Totale carichi permanenti} \quad g = 17,95 \text{ KN/m} \quad \text{coeff. parziale di sicurezza} \quad \gamma_g = 1,5$$

$$\text{Totale carichi variabili} \quad q = 6,6 \text{ KN/m} \quad \text{coeff. parziale di sicurezza} \quad \gamma_q = 1,5$$

$$\text{Combinazione di carico } (g \gamma_g + q \gamma_q) = 36,82 \text{ KN/m}$$

δ_c (mm) =	0	monta iniziale della trave
δ_1 (mm) =	0,81	spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti
δ_2 (mm) =	0,30	spostamento elastico dovuto ai carichi variabili
δ_{max} (mm) =	1,11	spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$

Valori limite

$\delta_{max}/L=1/k$	k =	400
----------------------	-----	-----

$\delta_2/L=1/k$	k =	500
------------------	-----	-----

$\delta_{max, LIM} =$	3,625	mm
-----------------------	-------	----

$\delta_{2, LIM} =$	2,900	mm
---------------------	-------	----

δ_{max}	< del valore limite __ VERIFICATO
----------------	-----------------------------------

δ_2	< del valore limite __ VERIFICATO
------------	-----------------------------------

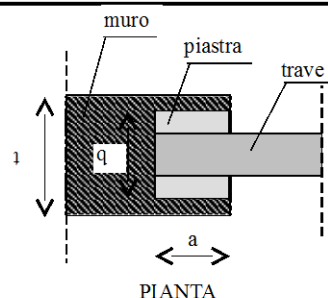
VERIFICHE SULLA MURATURA PER CARICHI CONCENTRATI

presenza di piastra di appoggio

profondità della piastra di appoggio

larghezza della piastra di appoggio

spessore del muro



Caratteristiche della muratura

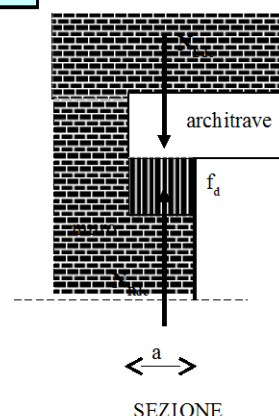
Setto in calcestruzzo armato

$f_m = 1973$ N/cm² Resistenza media a compressione

Livello di conoscenza

Coeff. parziale di sicurezza γ_M

Fattore di confidenza



Verifica per carichi verticali concentrati

In riferimento a quanto riportato nell'Eurocodice 6 al punto 6.1.3., il valore di progetto del carico verticale N_{Edc} deve essere minore o uguale al valore della resistenza di progetto a compressione della muratura per carichi concentrati verticali N_{Rdc} .

Deve risultare: $N_{Edc} \leq N_{Rdc}$

$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d$ dove: β = coefficiente di miglioramento per carichi concentrati variabile tra 1 e 1,5: a favore di sicurezza si sceglie $\beta = 1$
 A_b = area dell'impronta del carico
 f_d = resistenza di progetto a compressione della muratura

area dell'impronta di carico:

$f_d = 1096,11$ N/cm² Resistenza di calcolo a compressione della muratura

$N_{Edc} = 24,09$ KN Valore di progetto del carico verticale concentrato sull'appoggio

$N_{Rdc} = 197,30$ KN Resistenza di calcolo della muratura ai carichi verticali concentrati

$N_{Edc} / N_{Rdc} = 0,122$ ≤ 1 verificato

8.4 INTERVENTI SUI SETTI DEI VANI SCALA/ASCENSORE

8.4.1 NATURA E TIPOLOGIA

Il progetto prevede lo spostamento, a piano S-1 (quota +150,00 m), dei varchi di accesso ai due vani scala rispettivamente del corpo A (dimensioni varco 130xh225 cm) e del corpo C (dimensioni varco 110xh225 cm) dell'edificio, mediante chiusura degli esistenti (posti in corrispondenza dei setti sui fili 5 e 21) ed apertura di nuovi, delle medesime dimensioni, sui setti contrapposti (rispettivamente sui fili 4 e 20)

Pertanto l'opera dovrà essere realizzata, per ogni nuovo accesso, secondo le seguenti fasi operative:

- ripristino della continuità strutturale in corrispondenza del varco esistente nel setto in calcestruzzo armato;
- apertura del nuovo varco mediante demolizione del tratto di setto interessato (sp. 15 cm circa) previo inserimento di n°1 architrave in acciaio opportunamente appoggiato ed immorsato lateralmente al setto stesso.

Alla luce di quanto sopra esposto, l'intervento in progetto si può configurare, in riferimento a quanto indicato nel Capitolo 8 "Costruzioni Esistenti" del D.M. 14.01.2008 "Norme tecniche per le costruzioni" (NTC-08) ed in particolare al paragrafo 8.4 "Classificazione degli interventi", come riparazione o intervento locale, in quanto non viene apportata alcuna variazione di destinazione d'uso, riguarda singole parti e/o elementi della struttura esistente, interessa porzioni limitate della costruzione ed inoltre non produce sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti della struttura nel suo insieme, soprattutto ai fini della resistenza alle azioni sismiche in quanto non vengono modificate le resistenze e le rigidità delle strutture portanti e non viene variato significativamente il peso dell'edificio. La presente relazione tecnica vuole pertanto dimostrare che la rigidità finale dell'elemento variato non cambi significativamente rispetto a quella iniziale e che la resistenza e la capacità di deformazione non peggiorino ai fini del comportamento rispetto alle azioni orizzontali. Il progetto e la valutazione della sicurezza verrà pertanto riferito alle sole parti e/o elementi interessati.

8.4.2 VERIFICA DEL SETTO

Le aperture esistenti nonché quelle da realizzare sono ubicate in setti facenti parte di strutture scatolari in calcestruzzo armato comprendenti il vano scale ed il corpo ascensore, che si estendono dal piano fondazioni sino alle rispettive coperture dei relativi corpi di fabbrica.

La chiusura di un varco e la sua successiva riapertura in posizione esattamente speculare, fa sì che la rigidità finale non vari da quella iniziale, mantenendo inalterata la simmetria della scatola ed inoltre non comporta una diminuzione della capacità resistente del corpo di fabbrica rispetto alle azioni orizzontali a livello del piano di realizzazione dell'opera.

Inoltre è da evidenziare come tali varchi sono posizionati nella parte di setti che si innalzano per solo un piano e che quindi il loro contributo alla rigidità totale della scatola è certamente minimale.

Pertanto, per tale tipo di intervento non si ritiene necessario eseguire alcuna opera di rinforzo, essendo sufficiente, per la formazione delle nuove aperture, solo la progettazione e posa in opera dell'architrave (si veda il punto 8.3).

E' invece da curare con attenzione la fase di cantiere che riguarderà la chiusura delle aperture preesistenti, che deve essere effettuata ammorsando efficacemente la nuova struttura con quella esistente nonché il consolidamento delle parti di setto ammalorate.

8.5 INTERVENTI SU ELEMENTI SECONDARI

8.5.1 NATURA E TIPOLOGIA

Il progetto prevede la sostituzione e/o l'installazione di elementi strutturali secondari ed elementi non strutturali che comunque andranno ad interagire con le strutture principali esistenti e quindi presi in considerazione in tali verifiche numeriche.

In particolare sono previsti i seguenti interventi:

- rimozione degli esistenti parapetti in lastre prefabbricate di c.a. (dim h = 130 cm sp. = 10 cm), sui balconi dei prospetti Nord e Sud;
- installazione di nuove ringhiere semplici in ferro per poggiali prospetto sud in sostituzione dei parapetti in c.a. (altezza parapetto 110 cm);
- installazione di nuovi parapetti poggiali lato nord in lamiera di alluminio con montanti e corrimano in acciaio in sostituzione dei parapetti in c.a. (altezza parapetto 130 cm);
- installazione di n. 15 frangisole mobili sui poggiali lato sud;
- installazione di rivestimento con facciata ventilata in gres porcellanato e coibentazione in lana di roccia.

Alla luce di quanto sopra esposto, gli interventi in progetto si possono configurare, in riferimento a quanto indicato nel Capitolo 8 “Costruzioni Esistenti” del D.M. 14.01.2008 “Norme tecniche per le costruzioni” (NTC-08) ed in particolare al paragrafo 8.4 “Classificazione degli interventi”, come riparazione o intervento locale, in quanto non viene apportata alcuna variazione di destinazione d'uso, riguarda singole parti e/o elementi della struttura esistente, interessa porzioni limitate della costruzione ed inoltre non produce

sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti della struttura nel suo insieme, soprattutto ai fini della resistenza alle azioni sismiche in quanto non vengono modificate le resistenze e le rigidità delle strutture portanti e non viene variato significativamente il peso dell'edificio. La presente relazione tecnica vuole pertanto dimostrare che non vi saranno modifiche nelle rigidità e nelle resistenze delle strutture principali ed in particolare che non vi sarà un aggravio dei carichi nello stato finale, rispetto alla configurazione iniziale e che quindi non produrranno un peggioramento ai fini del comportamento strutturale rispetto alle azioni orizzontali. Il progetto e la valutazione della sicurezza verrà pertanto riferito alle sole parti e/o elementi interessate.

8.5.2 AZIONI SULLA COSTRUZIONE

Per la determinazione dei carichi, sono state prese in esame le seguenti azioni dirette (forze):

- *permanenti* (G): peso proprio elementi strutturali (G_1) e non strutturali (G_2);

Pesi propri strutturali (G_1) e non strutturali (G_2):

per i pesi dei vari elementi strutturali impiegati nella costruzione si è assunto:

- | | |
|--|---------------------------|
| – Acciaio | = 78,50 kN/m ³ |
| – Calcestruzzo armato ordinario | = 25,00 kN/m ³ |
| – Solaio di piano (struttura+sottofondo+pavimento+intonaco) | = 4,00 kN/m ² |
| – Balconi (struttura+sottofondo+imp.+pav.+intonaco) | = 3,50 kN/m ² |
| – Ringhiere semplici in ferro (altezza H = 110 cm) | = 0,15 kN/m ² |
| – Frangisole mobili (n°15 pannelli ogni piano) | = 0,25 kN/cad. |
| – Rivestimento facciata ventilata | = 0,40 kN/m ² |
| – Parapetti in lamiera di alluminio (altezza H = 130 cm) | = 0,20 kN/m ² |
| – Tamponamenti perimetrali in blocchetti di cemento intonacati | = 3,00 kN/m ² |

8.5.3 VERIFICHE NUMERICHE

Vengono ora esaminati, elemento per elemento, i pesi in gioco che verranno aggiunti e/o sottratti alle strutture, riferendosi al piano tipo dell'edificio (Piano 4°). Il risultato e le relative conclusioni potranno poi essere facilmente estese a tutto lo stabile.

8.5.4 PARAPETI IN LASTRE PREFABBRICATE IN C.A.

- Prospetto Nord:

$$P_{PAR}^N = 25,00 \text{ kN/m}^3 \times (0,10 \times 1,30) \text{ m}^2 \times 20,70 \text{ m} = 67,28 \text{ kN}$$

- Prospetto Sud:

$$P_{PAR}^S = 25,00 \text{ kN/m}^3 \times (0,10 \times 1,30) \text{ m}^2 \times 66,00 \text{ m} = 214,50 \text{ kN}$$

- Totale Parapetti:

$$P_{PAR} = P_{PAR}^N + P_{PAR}^S = 67,28 \text{ kN} + 214,50 \text{ kN} = 281,78 \text{ kN}$$

8.5.5 RINGHIERE IN FERRO

-
- Prospetto Sud:
 $P_{RIN}^S = 0,15 \text{ kN/m}^2 \times 1,10\text{m} \times 66,00\text{m} = 10,89 \text{ kN}$

8.5.6 PARAPETTI IN LAMIERA DI ALLUMINIO

- Prospetto Nord:
 $P_{PAL}^N = 0,20 \text{ kN/m}^2 \times 1,30\text{m} \times 20,70\text{m} = 5,38 \text{ kN}$

8.5.7 RIVESTIMENTO DI FACCIATA VENTILATA

- Prospetto Nord/Sud:
 $P_{RIV}^{N/S} = 0,40 \text{ kN/m}^2 \times 2,90\text{m} \times 73,00\text{m} = 84,68 \text{ kN}$
- Prospetto Est/Ovest:
 $P_{RIV}^{E/O} = 0,40 \text{ kN/m}^2 \times 2,90\text{m} \times 13,00\text{m} = 15,08 \text{ kN}$
- Totale Rivestimento:
 $P_{RIV} = 2P_{RIV}^{N/S} + 2P_{RIV}^{E/O} = 2 \times 84,68 \text{ kN} + 2 \times 15,08 \text{ kN} = 199,52 \text{ kN}$

8.5.8 FRANGISOLE MOBILI

- Prospetto Sud:
 $P_{FRA}^S = 0,25 \text{ kN/cad.} \times 15 = 3,75 \text{ kN}$

8.5.9 TAMPONAMENTI PERIMETRALI BLOCCHETTI DI CLS INTONACATI

- Prospetto Nord/Sud:
 $P_{TAM}^{N/S} = 3,00 \text{ kN/m}^2 \times 2,70\text{m} \times 73,00\text{m} = 591,30 \text{ kN}$
- Prospetto Est/Ovest:
 $P_{TAM}^{E/O} = 3,00 \text{ kN/m}^2 \times 2,70\text{m} \times 5,00\text{m} = 40,50 \text{ kN}$
- Totale Tamponamenti:
 $P_{TAM} = 2P_{TAM}^{N/S} + 2P_{TAM}^{E/O} = 2 \times 591,30 \text{ kN} + 2 \times 40,50 \text{ kN} = 1.263,6 \text{ kN}$

8.5.10 BALCONI IN C.A.

- Prospetto Nord:
 $P_{BAL}^N = 3,50 \text{ kN/m}^2 \times (20,40 \times 1,40) \text{m}^2 = 99,96 \text{ kN}$
- Prospetto Sud:
 $P_{BAL}^S = 3,50 \text{ kN/m}^2 \times (66,00 \times 1,40) \text{m}^2 = 323,40 \text{ kN}$
- Totale Balconi:
 $P_{BAL} = P_{BAL}^N + P_{BAL}^S = 99,96 \text{ kN} + 323,40 \text{ kN} = 423,36 \text{ kN}$

8.5.11 SOLAIO DI PIANO

$$P_{SOL} = 4,00 \text{ kN/m}^2 \times 949,00 \text{ m}^2 = 3.796,00 \text{ kN}$$

Progetto esecutivo 2° lotto - manutenzione straordinaria e riqualificazione energetica dell'edificio via Brocchi 12A e 12B e via Pedrini 26

8.5.12 SETTI IN C.A.

$$P_{SET} = 25,00 \text{ kN/m}^3 \times (0,15 \times 2,70) \text{ m}^2 \times 230,00 \text{ m} = 2.328,75 \text{ kN}$$

8.5.13 CONFRONTO DEI PESI

- Peso rimosso prospetto Nord:
 $P_{TOT-}^N = P_{PAR}^N = 67,28 \text{ kN}$
- Peso aggiunto prospetto Nord:
 $P_{TOT+}^N = P_{PAL}^N + P_{RIV}^N = 5,38 \text{ kN} + 84,68 \text{ kN} = 90,06 \text{ kN}$
- Peso rimosso prospetto Sud:
 $P_{TOT-}^S = P_{PAR}^S = 214,50 \text{ kN}$
- Peso aggiunto prospetto Sud:
 $P_{TOT+}^S = P_{RIN}^S + P_{RIV}^S + P_{FRA}^S = 10,89 \text{ kN} + 84,68 \text{ kN} + 3,75 \text{ kN} = 99,32 \text{ kN}$
- Peso rimosso parapetti:
 $P_{PAR-} = P_{PAR} = 281,78 \text{ kN}$
- Peso aggiunto parapetti:
 $P_{PAR+} = P_{RIN}^S + P_{PAL}^N + P_{FRA}^S = 10,89 \text{ kN} + 5,38 \text{ kN} + 3,75 \text{ kN} = 20,02 \text{ kN}$
- Peso totale piano (stato attuale):
 $P_{TOT}^A = P_{PAR} + P_{TAM} + P_{BAL} + P_{SOL} + P_{SET} =$
 $= 281,78 + 1.263,60 + 423,36 + 3.796,00 + 2.328,75 \cong 8.093 \text{ kN}$
- Peso totale piano (progetto):
 $P_{TOT}^P = P_{RIN}^S + P_{PAL}^N + P_{RIV} + P_{FRA}^S + P_{TAM} + P_{BAL} + P_{SOL} + P_{SET} =$
 $= 10,89 + 5,38 + 199,52 + 3,75 + 1.263,60 + 423,36 + 3.796,00 + 2.328,75 \cong$
 $\cong 8.031 \text{ kN}$

8.5.14 CONSIDERAZIONI TECNICHE

Confrontando i dati ricavati nel paragrafo precedente, si può osservare che le opere in progetto portano alle seguenti valutazioni di carattere strutturale:

- attualmente si può notare un notevole sbilanciamento nella distribuzione dei carichi permanenti tra il prospetto Nord ed il Sud, mentre con le opere in progetto si evidenzia una distribuzione più simmetrica degli stessi lungo le due facciate dell'edificio;
- risulta una notevole diminuzione nei pesi dei parapetti (circa 93%), ossia di carichi posti alla sommità dello sbalzo dei balconi;
- globalmente nel piano tipo in esame non vi è incremento dei carichi permanenti, anzi è riscontrabile una loro minima diminuzione (circa 0,8%).

Quanto evidenziato sopra ha quale considerazione conclusiva principale una osservata diminuzione delle masse in gioco, nonché una loro migliore distribuzione spaziale in

riferimento alla geometria dell'edificio, rilevanti ai fini del calcolo delle azioni sismiche orizzontali, il tutto a vantaggio del comportamento statico e dinamico delle strutture esistenti.

9 CONSIDERAZIONI FINALI E PRESCRIZIONI TECNICHE

9.1 CONSIDERAZIONI FINALI SULLE OPERE IN PROGETTO CON RILEVANZA STRUTTURALE

Le tre opere in progetto con rilevanza strutturale:

- modifica dell'accesso esterno all'atrio di Via Pedrini 26 con apertura di nuovo varco murario e contestuale chiusura di forometria adiacente preesistente;
- modifica degli accessi al vano scala di via Pedrini 26 con apertura di nuovo varco murario e contestuale chiusura di varco preesistente frontistante;
- modifica degli accessi al vano scala di via Brocchi 12 A con apertura di nuovo varco murario e contestuale chiusura di varco preesistente frontistante;

sono realizzabili, in quanto le verifiche qualitative e di calcolo effettuate ai capitoli precedenti, hanno dato esito positivo, mantenendo le opere nell'ambito dell'intervento locale ed a condizione che le medesime vengano realizzate seguendo fedelmente le prescrizioni tecniche di seguito indicate, anche mediante le due tavole grafiche di progetto che si allegano in appendice alla presente relazione.

9.2 CONSIDERAZIONI FINALI SULLE OPERE IN PROGETTO PRIVE DI RILEVANZA STRUTTURALE

Le opere in progetto prive di rilevanza strutturale, sono realizzabili per quanto di seguito elencato:

- lievi modifiche alle aperture di illuminazione e ventilazione dei vani scale, realizzabili in quanto ininfluenti;
- sostituzione dei parapetti dei poggioli in pannelli prefabbricati di calcestruzzo con ringhiere semplici in ferro e pannelli in alluminio; inoltre installazione (sui balconi del solo prospetto sud) di pannelli frangisole mobili; realizzabili in quanto non apportano masse aggiuntive in punta alle mensole dei balconi, ma anzi costituiscono uno sgravio dei carichi permanenti portati, a tutto vantaggio della stabilità delle solette;
- installazione di sistema di efficientamento termico su tutto l'involucro esterno dell'edificio (prospetti) mediante posa in opera di rivestimento coibente tipo "facciata ventilata"; realizzabile in quanto non apporta sostanziale aggravio di masse sospese ed inoltre, in combinazione con l'intervento di cui al punto precedente, riduce minimamente il peso globale di piano ed apporta una migliore distribuzione delle

masse, bilanciando i carichi permanenti tra lato sud e lato nord, apportando pertanto beneficio in ordine alla stabilità generale;

- gli interventi manutentivi di risanamento della superficie esterna dei calcestruzzi a vista e la realizzazione di forometrie per passaggi impiantistici nei solai e nei setti verticali, sono realizzabili seguendo fedelmente le prescrizioni tecniche di seguito indicate.

9.3 PRESCRIZIONI TECNICO-REALIZZATIVE PER GLI INTERVENTI IN PROGETTO

Si riportano a seguire alcune prescrizioni tecniche da seguire fedelmente nella realizzazione degli interventi in progetto; l'elenco che segue contiene le principali indicazioni ma non è esaustivo, in quanto dovranno comunque essere seguite tutte le prescrizioni normative esistenti e le regole della buona tecnica, relativamente a ciascun intervento da realizzare:

- per quanto riguarda le opere con rilevanza strutturale (apertura e chiusura varchi nei setti verticali) le indicazioni esecutive sono riportate negli elaborati grafici progettuali tav. A 38 - A39; in sintesi per l'apertura nuovi varchi occorre puntellare preventivamente le aree limitrofe, aprire scasso ed inserire profilato metallico opportunamente immorsato ed inghisato con malta antiritiro ed infine procedere con il taglio della muratura; per quanto riguarda la chiusura dei varchi esistenti occorre portare alla luce le orditure metalliche poste al corno del varco, rimuovendo il copriferro, inserire le nuove armature saldandole a quelle messe a nudo, procedere al getto della porzione di parete mancante con malta antiritiro, allo scopo di creare continuità tra la nuova e la vecchia porzione di setto;
- per quanto riguarda l'installazione di nuovi parapetti metallici sui balconi e per il fissaggio del rivestimento a "facciata ventilata", dovranno essere utilizzati tassellaggi meccanici o chimici, opportunamente dimensionati secondo le indicazioni del produttore; i tasselli dovranno essere correttamente distanziati tra loro e dovranno, per quanto possibile, ricondurre i carichi applicati sulle strutture principali del fabbricato (solai di piano e setti verticali);
- relativamente alle forometrie per nuovi passaggi impiantistici in solai e setti verticali, esse dovranno essere realizzate con l'uso di trapano o carotatrice, evitando zone di concentrazione delle armature (nodi tra i diversi elementi) che dovranno essere preservate integre; il diametro dei fori deve essere il più limitato possibile (al massimo 150 mm) e non si dovranno realizzare più fori ravvicinati fra loro;

- infine, per quanto riguarda il ripristino delle parti corticali ammalorate dei calcestruzzi a vista (copriferri), dovranno essere rimosse tutte le parti di calcestruzzo ammalorate e/o in fase di distacco, sino a liberare bene le barre di orditura sottostanti; trattare le barre mediante spazzolatura per eliminare completamente ruggine e parti corrose; integrare opportunamente eventuali barre con sezione utile particolarmente ridotta, saldando alle stesse monconi ad aderenza migliorata, passivare il processo di ossidazione con l'applicazione di apposito convertitore e, successivamente, ripristinare le parti di calcestruzzi rimossi e/o mancanti con malta tixotropica premiscelata antiritiro di classe R3.