



# COMUNE DI GIOVINAZZO

Città Metropolitana di BARI

Assessorato OO.PP. e Lavori Pubblici

Assessorato allo Sport

SETTORE GESTIONE DEL TERRITORIO



## Lavori di adeguamento, messa a norma, miglioramento energetico e sismico della Casa di Riposo "San Francesco"

Progetto di fattibilità		Art. 23 co. 1-5-6	D. Lgs. 18 Apr. 2016 n° 50	Proposta di intervento da realizzare con risorse rivenienti dal FSC 2007-2013 - D.G.R. 629/2015
Progetto definitivo		Art. 23 co. 1-7	D. Lgs. 18 Apr. 2016 n° 50	
Progetto esecutivo	X	Art. 23 co. 1-8	D. Lgs. 18 Apr. 2016 n° 50	

Elaborato grafico	<b>RELAZIONE TECNICA GENERALE</b>	TAV. n°	data
Titolo		RS2	18 Dicembre 2016
Scala:			

ELABORAZIONE A CURA DEL SETTORE GESTIONE DEL TERRITORIO - SERVIZIO LL.PP.

PROGETTO		RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Cesare TREMATORE
----------	--	--

# RELAZIONE TECNICA GENERALE

## INDICE

### **A.1 GENERALITA'**

A.1.1 INTERVENTO

### **A.2 DOCUMENTAZIONE ORIGINARIA**

### **A.3 CONOSCENZA DEL MANUFATTO**

A.3.1 ANALISI STORICO CRITICA

A.3.2 LIVELLO DI CONOSCENZA

A.3.3 INDAGINI GEOTECNICHE E CARATTERIZZAZIONE DEL SUOLO

A.3.4 RILIEVO DELLA GEOMETRIA E DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI

A.3.5 RILIEVO DEI MATERIALI E DEL LORO STATO DI CONSERVAZIONE

A.3.6 RILIEVO DEI QUADRI FESSURATIVI E DEL LIVELLO DI DEGRADO DEL MATERIALE

### **A.4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

### **A.5 AZIONI SULLA COSTRUZIONE**

A.5.1 PESI PROPRI

A.5.2 CARICHI UNITARI GRAVITAZIONALI DOVUTI ALLA NEVE

A.5.3 AZIONE DEL VENTO

A.5.4 CARICHI UNITARI GRAVITAZIONALI DI MURATURE E SOLAI

A.5.5 CARICHI PORTATI E VARIABILI SUPERFICIALI E LINEARI

A.5.6 AZIONI SISMICHE

### **A.6 ANALISI STRUTTURALE**

A.6.1 DEFINIZIONE DELL' ANALISI NON SISMICA

A.6.2 DEFINIZIONE DELL'ANALISI SISMICA

A.6.3 INFORMAZIONI SULL'ANALISI ESEGUITA CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

### **A.7 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO STRUTTURALE**

A.7.1 PILASTRI: PROBLEMATICHE E RINFORZI

A.7.2 TRAVI: PROBLEMATICHE E RINFORZI

A.7.3 PLINTI DI FONDAZIONE: PROBLEMATICHE E RINFORZI

A.7.4 SETTI IN C.A.: PROBLEMATICHE E RINFORZI

A.7.5 PARETI CONTORROCCIA: PROBLEMATICHE E RINFORZI

A.7.6 SOLAI: PROBLEMATICHE E RINFORZI

### **A.8 RISULTATI E VERIFICHE**

A.8.1 GIUNTI E INTERAZIONI CON ALTRI EDIFICI

A.8.2 VERIFICHE STRUTTURE, SPOSTAMENTI E SOLLECITAZIONI

A.8.3 VULNERABILITA' SISMICA E MIGLIORAMENTO SISMICO

## A.1 GENERALITA'

Oggetto della presente relazione è l'analisi di un fabbricato adibito a residenza sociale assistenziale per anziani sito all'interno del comune di Giovinazzo (Bari), alla via Fiorino Tenente, finalizzata al miglioramento sismico della struttura.

L'edificio è isolato e non confina con alcun altro fabbricato.



Esso è composto da un piano interrato, piano terra, piano primo, secondo, la copertura con gli annessi torrini.

Il piano interrato ha essenzialmente funzione di intercapedine areata, mentre in corrispondenza del piano terra sono attualmente ubicate le strutture recettive tra cui la hall, gli uffici, la palestra, il soggiorno, la sala pranzo, l'ambulatorio, la cappella, la sala riunioni, la cucina e vani di servizio quali bagni, dispensa e spogliatoi.

Al primo e al secondo piano sono ubicate le stanze con bagno con funzione di dormitorio.

La tipologia edilizia della struttura è tale da creare una corte interna semiaperta sulla quale si affacciano tutti i prospetti interni dell'edificio.

I collegamenti verticali della struttura sono collocati nelle zone terminali e sono costituiti ciascuno da un vano scala con ascensore (o montalettighe). Inoltre nel cortile interno sono presenti ulteriori rampe di scale esterne che collegano i ballatoi dei diversi livelli, mentre al piano interrato si accede da una scala esterna secondaria.

L'edificio è realizzato in c.a. gettato in opera.

L'analisi è stata elaborata nel rispetto delle norme tecniche attualmente in vigore (D.M. LL. PP. 14/01/2008 - Norme tecniche per le costruzioni, e Circ. 02/02/2009 n.617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008).

## A.1.1 INTERVENTO

L'intervento che si esegue sull'edificio è finalizzato all'adeguamento statico della struttura e al miglioramento della capacità globale di resistenza sismica del fabbricato nella condizione post intervento rispetto a quella propria dello stato dei luoghi.

L'intervento sulle strutture proposto:

- non comporta ampliamenti dell'edificio esistente mediante opere strutturalmente connesse alla costruzione nè comporta sopraelevazione;
- non apporta variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiori al 10% dei carichi originari (ved. p.to 8.4.1);
- non trasforma la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente.

Visto quanto sopra, e prese a conferma le valutazioni numeriche a seguire si consegue la non obbligatorietà dell'intervento di adeguamento ai sensi del p.to 8.4.1. del rif. [112].

L'intervento assume le caratteristiche di **miglioramento sismico** ai sensi del p.to 8.4.3 del rif.[112] poichè coinvolge le strutture resistenti al sisma e modifica il comportamento dell'edificio in senso migliorativo.

Per i dettagli sulla tipologia di rinforzo da eseguirsi sui singoli elementi strutturali e per i risultati relativi alle analisi sismiche dell'edificio esistente nelle condizioni "stato dei luoghi" e "stato di progetto" si faccia riferimento ai relativi paragrafi della presente relazione.

Per dimostrare che l'intervento comporta una variazione dei carichi in fondazione inferiore al 10% dei carichi originari si riportano i bilanci dei carichi nelle condizioni di carico relative ai pesi strutturali, permanenti portati e variabili così come desunti dai modelli di calcolo analizzati (si faccia riferimento ai paragrafi relativi alla definizione delle "azioni sulla costruzione" della presente relazione per i dettagli sui carichi assunti).

### LEGENDA

*Contributo: Nome attribuito al sistema risultante.*

*Fx: Componente X di traslazione del sistema risultante. [daN]*

*Fy: Componente Y di traslazione del sistema risultante. [daN]*

*Fz: Componente Z di traslazione del sistema risultante. [daN]*

*Mx: Componente di momento attorno l'asse X del sistema risultante. [daN\*cm]*

*My: Componente di momento attorno l'asse Y del sistema risultante. [daN\*cm]*

*Mz: Componente di momento attorno l'asse Z del sistema risultante. [daN\*cm]*

### BILANCIO CARICHI PER STATO DI PROGETTO

#### Bilancio in condizione di carico: Pesi strutturali

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	0	0	-3435875.691	-6501267508	2378936037	0
Reazioni	0	0	3435875.691	6501234873	-2378680819	0
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	-32635	255218	0

### Bilancio in condizione di carico: Permanenti portati

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	0	0	-1358707.288	-2843329121	1179190472	0
Reazioni	0	0	1358707.288	2843298063	-1178942959	0
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	-31059	247513	0

### Bilancio in condizione di carico: Variabile A

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	0	0	-447279.457	-947184182	398035893	0
Reazioni	0	0	447279.457	947179963	-398063731	0
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	-4220	-27837	0

### BILANCIO CARICHI PER STATO DEI LUOGHI

#### Bilancio in condizione di carico: Pesi strutturali

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	0	0	-3208936.988	-6047278240	2205244014	0
Reazioni	0	0	3208936.988	6047278240	-2205244014	0
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

#### Bilancio in condizione di carico: Permanenti portati

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	0	0	-1305440.347	-2743475991	1141580426	0
Reazioni	0	0	1305440.347	2743475991	-1141580426	0
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

#### Bilancio in condizione di carico: Variabile A

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	0	0	-448446.179	-949576310	399163247	0
Reazioni	0	0	448446.179	949576310	-399163247	0
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

Dall'analisi risulta che la somma dei carichi nella condizione dello stato dei luoghi è pari a:

$$P_{TOT} = (3208936 + 1358707 + 447279) \text{ daN} = 4962822 \text{ daN}$$

Mentre la somma dei carichi nella condizione dello stato di progetto è pari a:

$$P_{TOT} = (3435875 + 1305440 + 448446) \text{ daN} = 5189761 \text{ daN}$$

Da cui risulta che si ha un incremento di carichi in fondazione pari:

$$\Delta P_{TOT} = 5189761 \text{ daN} - 4962822 \text{ daN} = 226939 \text{ daN}$$

pari al 4.58% dei carichi originari.

## **A.2 DOCUMENTAZIONE ORIGINARIA**

Attraverso ricerche di archivio è stato possibile rintracciare la documentazione progettuale originaria (si vedano gli elaborati relativi allo stato dei luoghi e l'All. C "documenti originari"), e la relazione a strutture ultimate comprensiva dei certificati di prova originari rilasciati dal Laboratorio di Prove dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni della facoltà di Ingegneria dell'Università di Bari.

Gli elaborati di progetto rintracciati comprendono la relazione di calcolo del progettista, le piante, le carpenterie, le prescrizioni e i dettagli di armatura di ogni elemento strutturale, a meno della carpenteria dell'impalcato di copertura e delle armature delle travi dell'impalcato del piano secondo e dell'impalcato di copertura, la relazione finale del direttore dei lavori e il verbale delle prove di carico effettuate sui solai.

In particolare dalla relazione di calcolo si sono dedotte le metodologie di progettazione adottate dal progettista sulla cui base si sono ricavate le armature mancanti attraverso un progetto simulato con la norma vigente all'epoca della costruzione ("Norme tecniche per la esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche, n.214 del 14 Agosto 1976). Per i dettagli sul progetto simulato si faccia riferimento all'elaborato "ALL. B - progetto simulato".

Da ricerche effettuate presso l'ufficio tecnico del comune di Giovinazzo, l'ufficio del genio civile della provincia di Bari e l'archivio di stato della provincia di Bari non è stata trovata alcuna documentazione circa il collaudo statico della struttura.

## **A.3 CONOSCENZA DEL MANUFATTO**

Le indagini svolte sono finalizzate alla valutazione della sicurezza attraverso l'analisi storico-critica del manufatto, il rilievo geometrico-strutturale del fabbricato, la caratterizzazione meccanica dei materiali, la definizione dei livelli di conoscenza e dei conseguenti fattori di confidenza e la definizione delle azioni agenti.

Pertanto si sono eseguite le seguenti fasi di studio:

- svolgimento di indagini geologiche mirate alla caratterizzazione e modellazione geotecnica del sito per la verifica delle condizioni di sicurezza e per la valutazione delle prestazioni nelle condizioni d'esercizio del sistema costruzione-terreno;
- acquisizione dei dati necessari a mettere a punto un modello di calcolo accurato dell'edificio esistente tramite operazioni di rilievo strutturale mirate alla conoscenza della geometria delle strutture e dei dettagli costruttivi;
- svolgimento di prove distruttive e non distruttive sugli elementi strutturali, attendibili ed in numero statisticamente significativo, per la

caratterizzazione delle resistenze meccaniche dei materiali e identificazione del loro stato di degrado;

- individuazione di eventuali fenomeni fessurativi e deformativi in atto.

Le indagini svolte si basano sulle fasi di studio eseguite dallo scrivente in una precedente analisi di vulnerabilità sismica dell'edificio, completate e affinate a seguito di ulteriori successivi sopralluoghi e indagini mirati a perfezionare il livello di conoscenza. In particolare nelle fasi successive si sono eseguite più dettagliate indagini su pareti controroccia e solai.

### **A.3.1 ANALISI STORICO CRITICA**

Nel caso dell'edificio oggetto di analisi, a seguito di una ricerca archivistica, si dispone dei disegni originali di progetto necessari a ricostruirne la storia progettuale e costruttiva.

Come riportato dai timbri sulle tavole depositate al genio civile il fabbricato è stato realizzato a cavallo tra il 1976 e il 1977.

L'edificio ha subito una sola fase edilizia, corrispondente con quella di costruzione e tutt'oggi si presenta uguale al progetto depositato a meno di alcuni particolari rilevati dallo scrivente e riportati negli elaborati e nella modellazione, come la traslazione di alcune pareti controterra, l'assenza di fioriere in corrispondenza dell'atrio interno e la diversa disposizione di scale secondarie sempre in corrispondenza dell'atrio interno.

### **A.3.2 LIVELLO DI CONOSCENZA**

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti:

- LC1: Conoscenza Limitata;
- LC2: Conoscenza Adeguata;
- LC3: Conoscenza Accurata.

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono:

- geometria, ossia le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali,
- dettagli strutturali, ossia la quantità e disposizione delle armature, compreso il passo delle staffe e la loro chiusura, per il c.a.
- materiali, ossia le proprietà meccaniche dei materiali.

Il livello di conoscenza acquisito determina il metodo di analisi e i fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali.

La relazione tra livelli di conoscenza, metodi di analisi e fattori di confidenza è illustrata nella tabella C8A.1.2 della Circolare del 02/02/2009 n°617.

Il fattore di confidenza, LC2, assunto nel calcolo, non è stato effettivamente raggiunto data l'impossibilità di indagare l'intero edificio in maniera congrua, a causa del suo continuo utilizzo durante le fasi di ricognizione e diagnostica. Siccome la funzionalità dell'opera doveva essere conservata, non è stato possibile procedere con le demolizioni necessarie, difatti la presenza delle varie tombagnature e tramezzature, oltre che l'intonaco, impedivano una corretta valutazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali e dei dettagli costruttivi degli elementi strutturali (nodi, pilastri e travi) con prove non distruttive (sclerometriche, sonreb, pacometriche); inoltre, sempre per la stessa ragione, non è stato possibile distribuire uniformemente quelle distruttive nei vari piani. Detto ciò, ci si riserva, in fase di demolizione, ad effettuare una nuova campagna indagini, soprattutto di natura non distruttiva (sclerometriche, sonreb, e pacometriche) per meglio uniformare il livello di conoscenza e tarare le sclerometriche già eseguite, con i valori ottenuti dalle prove di schiacciamento sulle carote di cls prelevate, in modo da aumentare il campione di dati da poter utilizzare. Comunque sia i parametri di resistenza dei materiali inseriti nel software di calcolo, sono il risultato della campagna di indagini eseguita, raffrontati con le informazioni del progetto esecutivo originario.

Nel caso dell'edificio oggetto di analisi si è adottato il livello di conoscenza LC2 in quanto sono verificate, o lo saranno, le seguenti circostanze:

- la geometria della struttura sia nota o in base a un rilievo o dai disegni originali.
- i dettagli siano noti da un'estesa verifica in situ oppure parzialmente noti dai disegni costruttivi originali incompleti. In quest'ultimo caso viene effettuata una limitata verifica in situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti.

Poiché nel caso di analisi i dettagli costruttivi sono noti da elaborati originali a meno delle armature delle travi a piano secondo e piano copertura si è provveduto ad effettuare una estesa verifica in situ per le travi a piano secondo e piano copertura e una limitata verifica in situ per tutti gli altri elementi strutturali.

Le proprietà dei materiali siano disponibili in base ai disegni costruttivi o ai certificati originali di prova, o da estese verifiche in-situ. Per l'edificio oggetto di analisi si ricade nel primo caso, per il quale sono previste dalla norma anche limitate prove in-situ; poiché i valori ottenuti dalle prove in-situ sono risultati in linea con quelli disponibili dai certificati originali non sono state eseguite estese prove in-situ.

Le Tabella C8A.1.3 della Circolare 2 febbraio 2009, n. 617, riportata di seguito, individua la definizione orientativa dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.a..



	Rilievo (dei dettagli costruttivi)(a)	Prove (sui materiali) (b)(c)
	Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro...)	
Verifiche limitate	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

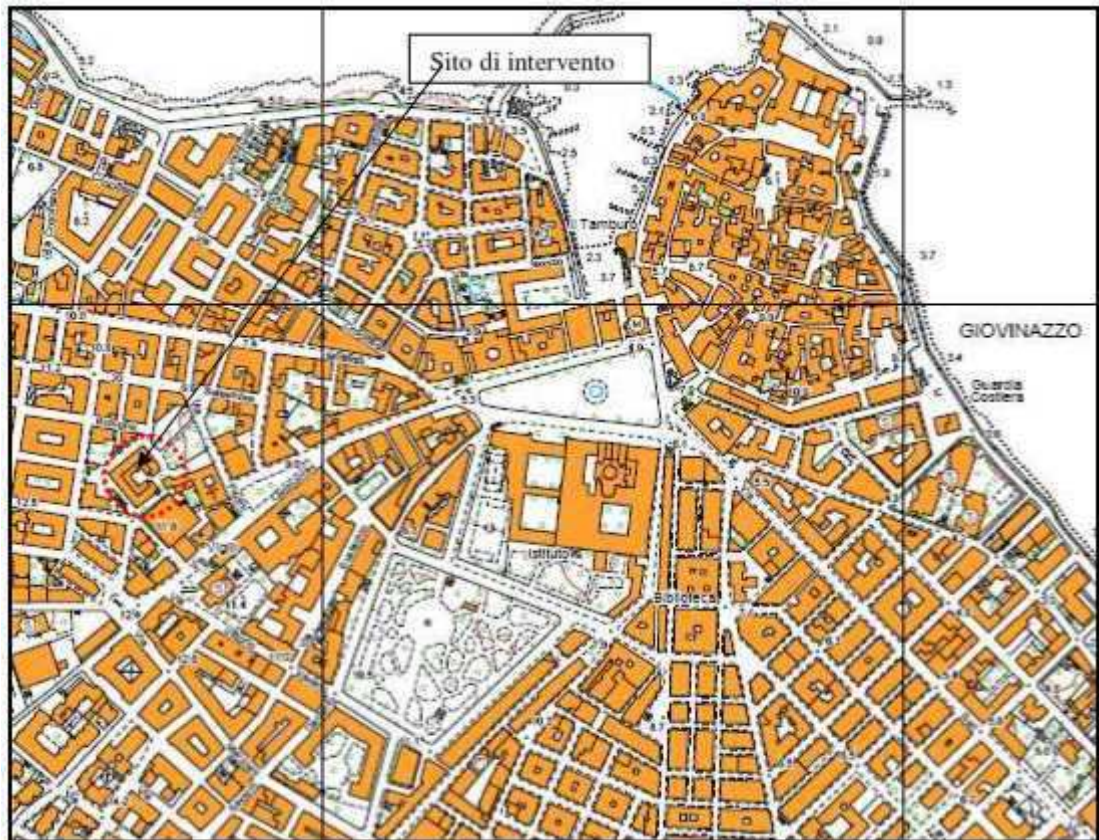
Le percentuali di elementi da verificare ed il numero di provini da estrarre e sottoporre a prove di resistenza riportati nella Tabella C8A.1.3 hanno valore indicativo e vanno adattati ai singoli casi, tenendo conto dei seguenti aspetti:

- Nel controllo del raggiungimento delle percentuali di elementi indagati ai fini del rilievo dei dettagli costruttivi si tiene conto delle eventuali situazioni ripetitive, che consentano di estendere ad una più ampia percentuale i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte di una serie con evidenti caratteristiche di ripetibilità, per uguale geometria e ruolo nello schema strutturale.
- Ai fini delle prove sui materiali consente di sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con un più ampio numero, almeno il triplo, di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive.
- Per il livello di conoscenza LC2 il fattore di confidenza da assumere è pari a FC=1.2.

### A.3.3 INDAGINI GEOTECNICHE E CARATTERIZZAZIONE DEL SUOLO

Le indagini geologiche hanno lo scopo di raccogliere tutti i dati qualitativi e quantitativi occorrenti per il progetto ed il controllo del comportamento dell'opera nel suo insieme ed in rapporto al terreno.

Esse consentono di determinare la successione stratigrafica del suolo, la posizione e le caratteristiche delle falde idriche, il regime delle pressioni interstiziali, le proprietà fisico-meccaniche del terreno.



Inoltre, trattandosi di sito in zona sismica, le indagini geologiche hanno compreso l'accertamento degli elementi che, unitamente agli effetti topografici, possono influenzare la propagazione delle onde sismiche, quali le condizioni stratigrafiche e la presenza di un substrato rigido o di una formazione ad esso assimilabile.

Al fine di rilevare la stratigrafia, la profondità del substrato rigido, i profili di velocità di propagazione delle onde di taglio e la rigidità a bassi livelli di deformazione si è pianificata una prova geofisica in sito con strumentazione in superficie del tipo MASW attraverso profilo sismico a rifrazione in onde P con l'utilizzo di geofoni.

La prova è stata eseguita dal Dott. Geol. Luigi Buttiglione su indicazioni dello scrivente progettista nella fase di analisi della vulnerabilità sismica dell'edificio.

In particolare le indagini hanno rilevato la presenza di un substrato di rocce carbonatiche affioranti dotato di elevata rigidità e resistenza a profondità limitate rispetto al piano campagna.

Tale substrato di fondazione è evidente nel livello interrato dell'edificio dove le strutture sono a rustico ed è visibile il piano di appoggio dei plinti di fondazione, come anche riportato nelle seguenti immagini.





Per lo strato fondale l'indagine ha fornito il valore  $V_{s30} > 800$  m/s che consente di classificare il sottosuolo come di categoria "A" (ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi) e di considerare unitario il coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_s$ .

Per la definizione dei caratteri geologici del sito si faccia riferimento alla "relazione geologica" mentre la descrizione delle proprietà fisico-meccaniche del terreno si faccia riferimento alla relazione geotecnica.

### A.3.4

## RILIEVO DELLA GEOMETRIA E DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI

Il rilievo geometrico della distribuzione degli spazi è volto alla definizione dei carichi portati e accidentali nelle loro effettive posizioni ed è rappresentato nelle piante, nei prospetti e nelle sezioni rappresentate negli elaborati dello stato dei luoghi, mentre l'identificazione dello schema strutturale resistente, ovvero degli elementi strutturali verticali, orizzontali, dei collegamenti e delle fondazioni è riportata nelle carpenterie e negli elaborati di dettaglio di armatura allegati alla presente relazione. Si è verificato un sostanziale riscontro con gli elaborati del progetto originario, che però, come già detto, è carente in relazione agli elementi strutturali del livello della copertura.

In particolare sono state individuate delle differenze rispetto al progetto originario in corrispondenza dell'impalcato a piano terra; tali differenze consistono nella traslazione delle pareti controrocchia a livello del piano interrato in corrispondenza delle quali sono state appoggiate campate di travi invece individuate con schema a sbalzo nel progetto originario.

Da tali elaborati grafici sono compiutamente determinabili le masse degli elementi e i carichi gravanti su ogni elemento. La struttura in oggetto si compone di cinque impalcati (inclusa la copertura dei volumi tecnici) ed è realizzata con telai in c.a.

La struttura portante verticale è costituita da pilastri, setti e pareti perimetrali in c.a. gettati in opera. Le scale sono realizzate a struttura in c.a. alleggerita con schema travetto rampante con pignatte in laterizio gettata in opera.

Sulla base delle indagini eseguite sui solai si è riscontrata l'assenza di un'adeguata armatura di ripartizione nella caldana, come evidente anche nella foto allegate.

### SOLAI

I solai sono il laterocemento con travetti in c.a.p. e sono stati realizzati secondo le seguenti tipologie:

- solai alleggeriti in c.a.. di spessore pari a 20cm e caldana pari a 4cm a nervature incrociate di larghezza pari a 12cm (solai ribassati);
- solai alleggeriti in c.a.. di spessore pari a 25cm e caldana pari a 5cm a nervature parallele o incrociate di larghezza pari a 12cm;

Nella fase di indagine si sono rilevati elementi definiti in modo poco preciso o assenti nel progetto originario, come l'altezza del copriferro netto superiore sulle armature longitudinali dei travetti, di circa 4 cm, e il quantitativo e il calibro della monconatura superiore in corrispondenza di 7 zone di solaio esaminate, ovvero una a piano terra, due a piano primo e quattro a piano secondo.

In corrispondenza di ogni zona di solaio si è sempre rilevato un quantitativo di armatura superiore più grande di quanto dichiarato nel "calcolo di verifica a rottura" del solaio precompresso.



Di seguito si riportano le immagini delle demolizioni di massetto e caldana effettuate nei 7 punti con la corrispondente posizione e armatura rilevata.

RILIEVO 1 - PIANO TERRA - APPOGGIO ZONA PIL. 34-31 (ESTERNO)

Tipologia solaio: UNIDIREZIONALE; Altezza solaio rilevata: H=20cm

Armatura rilevata per travetto: 1 $\Phi$ 14+1 $\Phi$ 12



RILIEVO 2 - PIANO PRIMO - APPOGGIO ZONA FILO 54 (CORRIDOIO)

Tipologia solaio: UNIDIREZIONALE; Altezza solaio rilevata: H=25cm

Armatura rilevata per travetto: 1 $\Phi$ 16



RILIEVO 3 - PIANO PRIMO - APPOGGIO ZONA PIL. 1-58 (BAGNO)

Tipologia solaio: UNIDIREZIONALE; Altezza solaio rilevata: H=25cm

Armatura rilevata per travetto: 1 $\Phi$ 16



RILIEVO 4 - PIANO SECONDO - APPOGGIO ZONA PIL. 35-38 (STANZA)

Tipologia solaio: UNIDIREZIONALE; Altezza solaio rilevata: H=25cm

Armatura rilevata per travetto: 1 $\Phi$ 16



RILIEVO 5 - PIANO SECONDO - CAMPATA ZONA 34-35-37-38 (STANZA)

Tipologia solaio: BIDIREZIONALE; Altezza solaio rilevata: H=25cm

Armatura rilevata per travetto: 1 $\Phi$ 12+1 $\Phi$ 10





RILIEVO 6 - PIANO SECONDO - SBALZO DA PIL. 40-41 (STANZA)  
Tipologia solaio: UNIDIREZIONALE; Altezza solaio rilevata: H=25cm  
Armatura rilevata per travetto: 3 $\Phi$ 16



RILIEVO 7 - PIANO SECONDO - SBALZO INCROCIATO PIL. 40 (STANZA)  
Tipologia solaio: BIDIREZIONALE; Altezza solaio rilevata: H=25cm  
Armatura rilevata per travetto: 2 $\Phi$ 16



Da verifiche in sito effettuate dallo scrivente su alcune campate tramite demolizione della caldana in corrispondenza della mezzeria risulta che la monconatura superiore esistente non è continua.

In base alla relazione di "calcolo di verifica a rottura" del solaio precompresso del progettista originario su ogni appoggio risulta presente un quantitativo di armatura superiore pari a:

- $1\Phi 12 + 1\Phi 9$  per i solai del piano terra;
- $1\Phi 14$  per i solai del piano primo, secondo e copertura.

La lunghezza delle barre superiori esistenti disposte in corrispondenza degli appoggi non indicata nel progetto originario è stata ricavata da progetto simulato.

Per il progetto simulato si faccia riferimento all'allegato A ("verifiche") alla presente relazione.

La tipologia di acciaio indicata dal progettista originario nella relazione di "calcolo di verifica a rottura del solaio precompresso" con tensione ammissibile pari a  $2200\text{daN/cm}^2$  indica l'utilizzo di armatura classe FeB44k ad aderenza migliorata (in conformità alla normativa vigente all'epoca di realizzazione della struttura) come monconatura superiore dei solai.

Tale armatura non è stata riscontrata dalle indagini eseguite in situ, poichè l'armatura individuata è evidentemente liscia come le barre estratte da travi e pareti.



Nella relazione di "calcolo di verifica a rottura del solaio precompresso" del progettista originario è inoltre indicato l'utilizzo di blocchi di laterizio con parte superiore rinforzata con resistenza a compressione maggiore di  $350\text{Kg/cm}^2$ , atta a sostituire la soletta in conglomerato.

Dalle indagini svolte dallo scrivente risulta presente una caldana di spessore medio 4-5cm priva di armatura trasversale di ripartizione.

Dagli elaborati originali risulta, infine, la realizzazione di fasce piene di solaio pari a 15cm (zone resistenti taglio) in corrispondenza delle travi che fungono da appoggio per i travetti. Essendo il livello interrato al rustico si è potuto facilmente individuare l'assenza di tali fasce a livello del piano terra, come documentato dalle immagini seguenti.



## **ELEMENTI PRINCIPALI: PILASTRI, SETTI E TRAVI**

Nel controllo del raggiungimento delle percentuali di elementi indagati ai fini del rilievo dei dettagli costruttivi si è tenuto conto delle eventuali situazioni ripetitive, che consentano di estendere ad una più ampia percentuale i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte di una serie con evidenti caratteristiche di ripetibilità, per uguale geometria e ruolo nello schema strutturale.

Per gli elementi strutturali per i quali si possiedono i dettagli originari, ovvero per tutte le tese dei pilastri e le travi del piano terra e piano primo, si è provveduto ad eseguire la verifica in situ della quantità e disposizione dell'armatura per almeno il 15% degli elementi, mentre per le travi del piano secondo e del piano copertura si è provveduto ad eseguire la verifica in situ della quantità e disposizione dell'armatura per almeno il 35% degli elementi.

Per quanto riguarda i pilastri si hanno in tutto 166 tese, con le seguenti caratteristiche geometriche:

- 1<sup>a</sup> tesa: 3 pil. 40x40; 18 pil. 60x25; 3 pil 45x45; 25 pil. 35x35;
- 2<sup>a</sup> tesa: 3 pil. 40x40; 18 pil 40x25; 3 pil 35x35; 21 pil. 30x30;
- 3<sup>a</sup> e 4<sup>a</sup> tesa: 3 pil. 40x40; 18 pil. 40x25; 3 pil 35x35; 12 pil. 30x30.

Al fine del raggiungimento della percentuale minima di rilievo pari al 15% si è provveduto a rilevare 1 pilastro 35x35 in corrispondenza della prima tesa, come riportato nella relazione sul rapporto di prove allegata alla presente relazione.

Per quanto riguarda le travi si hanno in tutto 49 campate in corrispondenza del piano terra, 38 campate in corrispondenza del piano primo, e 36 campate in corrispondenza del piano secondo e copertura, escludendo gli sbalzi.

Relativamente al piano terra si hanno le seguenti travi con le ripetitività riportate:

- 1 travi tipo 48-parete da 1 campata;
- 3 travi tipo 1-49 da 3 campate;
- 3 travi tipo 4-15 da 3 campate;
- 3 travi tipo 12-6 da 2 campate;
- 3 travi tipo 6-10 da 2 campate;
- 6 travi tipo 7-8 da 1 campata;
- 1 travi tipo 16-43 da 7 campate;
- 1 travi tipo 13-48 da 5 campate.

Al fine del raggiungimento della percentuale minima di rilievo pari al 15% si è provveduto a rilevare la trave 4-15, come riportato nella relazione sul rapporto di prove allegata alla presente relazione.

Relativamente al piano primo si hanno le seguenti travi con le ripetitività riportate:

- 6 travi tipo 43-45 da 2 campate;

- 7 travi tipo 4-6 da 3 campate;
- 6 travi tipo 7-8 da 1 campata;
- 3 travi tipo 6-10 da 2 campate;

Al fine del raggiungimento della percentuale minima di rilievo pari al 15% si è provveduto a rilevare la trave 43-45, come riportato nella relazione sul rapporto di prove allegata alla presente relazione.

Relativamente al piano secondo si hanno le seguenti travi con le ripetitività riportate:

- 12 travi tipo 39-42 da 1 campata;
- 6 travi tipo 35-41 da 2 campate;
- 6 travi tipo 10-11 da 1 campata;

Al fine del raggiungimento della percentuale minima di rilievo pari al 35% si è provveduto a rilevare le travi 39-42 e 35-41, come riportato nella relazione sul rapporto di prove allegata alla presente relazione. Relativamente al piano copertura si hanno le seguenti travi con le ripetitività riportate:

- 12 travi tipo 22-23 da 1 campata;
- 6 travi tipo 7-8 da 1 campata;
- 6 travi tipo 40-41 da 1 campata.

Al fine del raggiungimento della percentuale minima di rilievo pari al 35% si è provveduto a rilevare le travi 22-23 e 40-41, come riportato nella relazione sul rapporto di prove allegata alla presente relazione.

Ovviamente sono stati effettuati rilievi pacometrici locali in corrispondenza delle zone dove sono state eseguite le prove sclerometriche, le estrazioni e i carotaggi.

In particolare in corrispondenza dei pilastri a sezione quadrata aventi 6 barre  $\phi 16$  longitudinali da progetto, sono state rilevate 8 barre di pari diametro.

A vantaggio di sicurezza nella modellazione si sono considerate 4 barre  $\phi 16$  d'angolo e 4 barre  $\phi 12$  centrali costituenti complessivamente un'area di acciaio simile a quella di progetto.

Essendo l'interrato al rustico, si è potuta osservare l'assenza di cordoli al di sotto dei tompagni di piano terra.

Tali elementi secondari sono posti direttamente sopra i travetti del solaio esistente.

In corrispondenza delle campate corte delle travi a piano terra che collegano i pilastri alle pareti perimetrali dalle indagini è risultato una bassa percentuale di armatura in corrispondenza degli attacchi trave-parete; inoltre essendo l'interrato a rustico si osserva che il collegamento delle travi a piano terra con le pareti perimetrali è stato eseguito realizzando il getto delle travi in apposite tasche lasciate libere durante il getto delle pareti.



Le armature degli elementi principali rilevate sono state utilizzate per riscontro sull'armatura indicata sul progetto originario, nel caso dei pilastri e delle travi del piano terra e primo, e per riscontro dell'armatura ricavata da progetto simulato nel caso delle travi del piano secondo e copertura.

Per il progetto simulato si faccia riferimento all'allegato A ("verifiche") alla presente relazione.

In corrispondenza dei setti dei vani scala dove sono state effettuate le estrazioni si sono rilevate barre di armatura  $\phi 12$  sia verticali che orizzontali con passo minore o pari a quello indicato nel progetto originario.

### **STRUTTURE DI FONDAZIONE E PARETI CONTROROCIA**

Le strutture di fondazione sono costituite da plinti superficiali quadrati di altezza  $80 \div 115$  cm.

La quota di estradosso delle strutture di fondazione è variabile in base alla profondità in corrispondenza della quale in fase di costruzione sono stati trovati costoni di roccia; per tale motivo si sono individuati nella modellazione quattro livelli dell'estradosso dei plinti corrispondenti alla quota media nell'area rappresentata nell'elaborato carpenteria di fondazione; tali quote corrispondono a -300cm, -240cm, -180cm e -130cm in relazione alla quota del piano terra.

Le pareti controroccia hanno struttura fondante costituita da cordoli in c.a. e presentano armatura unicamente sul lato esterno, come rappresentato negli elaborati di progetto originari e verificato dagli scriventi con un'indagine eseguita in loco e documentata nelle foto seguenti.



Dalle foto si evince l'assenza di armatura per una profondità di indagine di 20cm nello spessore della parete su un'area pari a 60x60cm.

### A.3.5

## RILIEVO DEI MATERIALI E DEL LORO STATO DI CONSERVAZIONE

Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si è basati sulla documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali condotte in una precedente campagna di prove sotto la direzione dello scrivente atta a definire il livello di vulnerabilità sismica dell'edificio.

Poiché nel caso oggetto d'indagine non si è in presenza di beni culturali né si tratta di recupero di centri storici, non è stato necessario considerare l'impatto delle prove in termini di conservazione del bene.

I valori delle resistenze meccaniche dei materiali sono stati valutati sulla base delle prove effettuate sulla struttura a prescindere dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni.

Tali resistenze sono state confrontate con quelle ottenute dalle prove effettuate dal direttore dei lavori sui provini originari e con i valori nominali delle caratteristiche di resistenza dichiarate nella relazione del progetto del fabbricato in base alla norma vigente all'epoca della realizzazione.

Nel caso specifico è necessario sottoporre a prova almeno due provini di cls per 300mq di edificio (per elementi primari travi e pilastri) e 2 campioni di armatura per piano di edificio, che corrispondono a 26 provini di cls e 8 campioni di armatura, in base a quanto suggerito dalla Circolare 2 febbraio 2009, n. 617.

La suddetta norma, inoltre, ai fini delle prove sui materiali consente di sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con un più ampio numero, almeno il triplo, di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive.

Pertanto si è proceduto a sottoporre a prova 13 provini di cls e 8 campioni di armatura estratti in situ e ad eseguire 39 prove non distruttive sul calcestruzzo di tipo sclerometrico o ultrasonico.

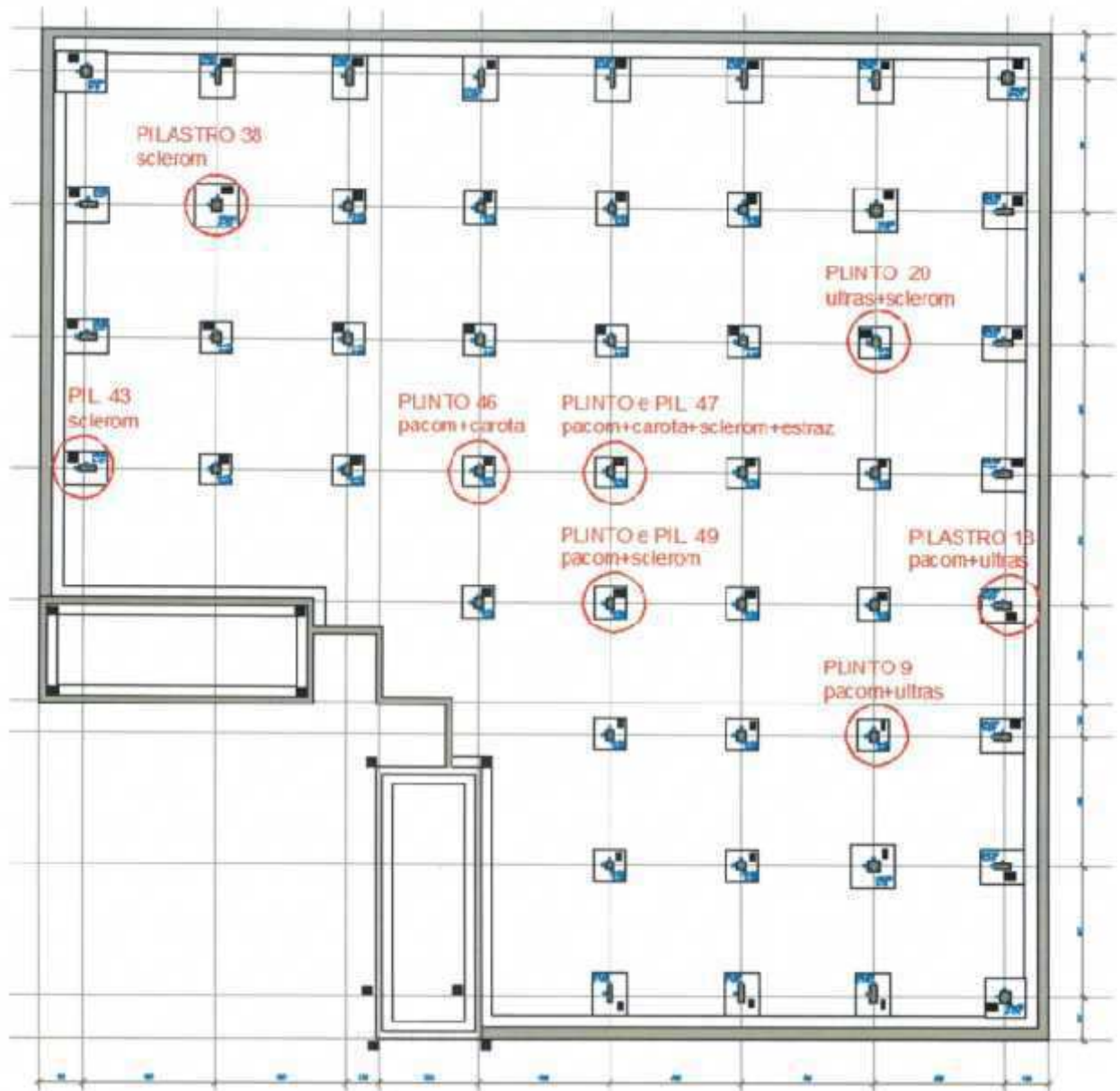
I risultati desunti dalle prove di laboratorio sono stati estesi anche ai materiali costituenti i travetti del solaio (a meno dell'armatura inferiore che è stata considerata pari a quella dichiarata dal progettista originario trattandosi di travetti in c.a.p.).

In particolare per la monconatura superiore dei travetti si è adottata la qualità di acciaio "FeB32k" liscia al posto della classe dichiarata "FeB44k nervata" in base alle risultanze delle indagini svolte, e per il calcestruzzo si è adottata la qualità Rck 240, pari a quella desunta per gli elementi strutturali primari.

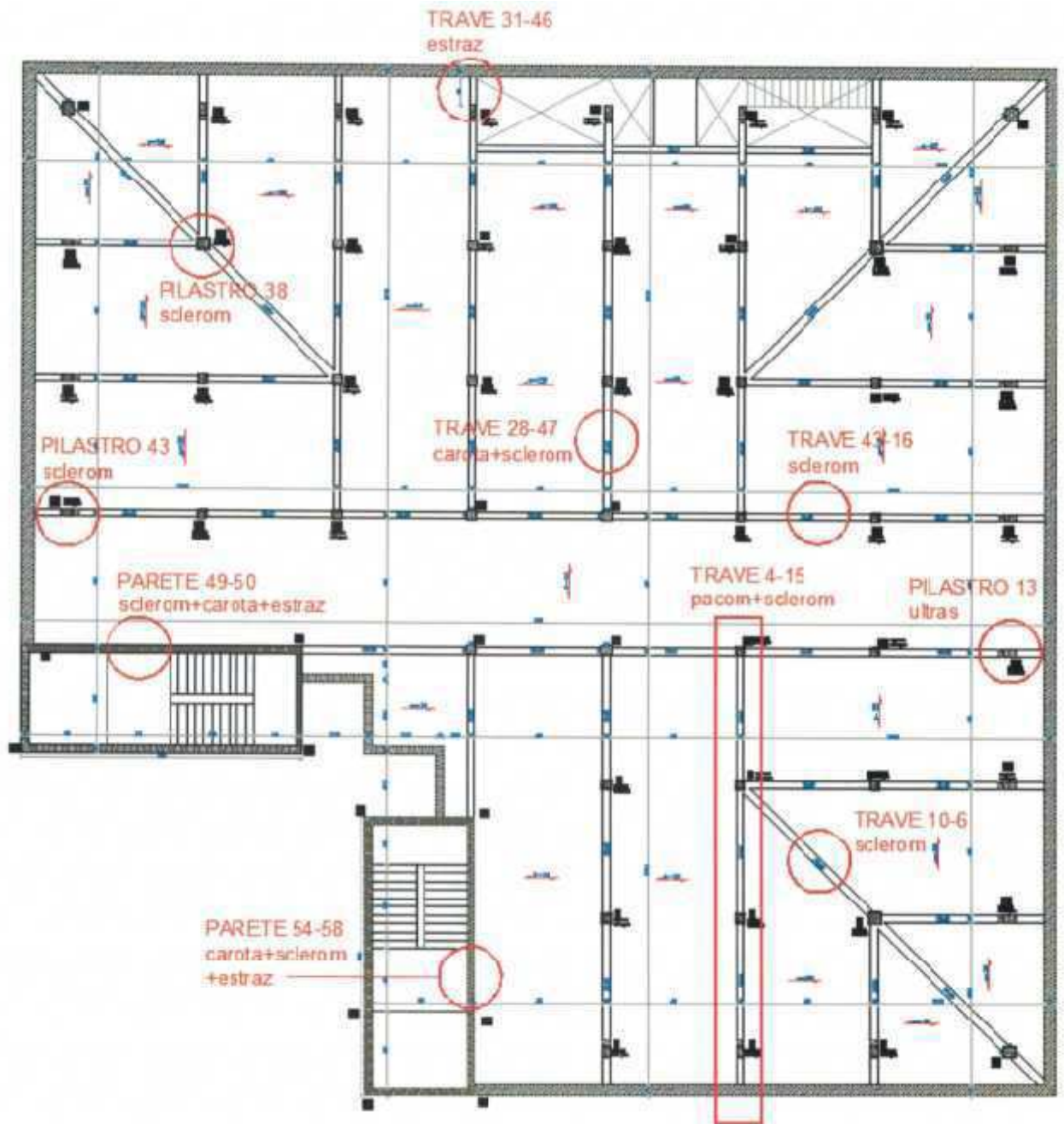
Anche per i solai si è assunto lo stesso livello di conoscenza acquisito per gli altri elementi strutturali della costruzione.

Nelle immagini sono riportate le carpenterie con le individuazioni dei punti in corrispondenza dei quali sono stati estratti i campioni e i provini e in corrispondenza dei quali sono state eseguite le prove non distruttive.

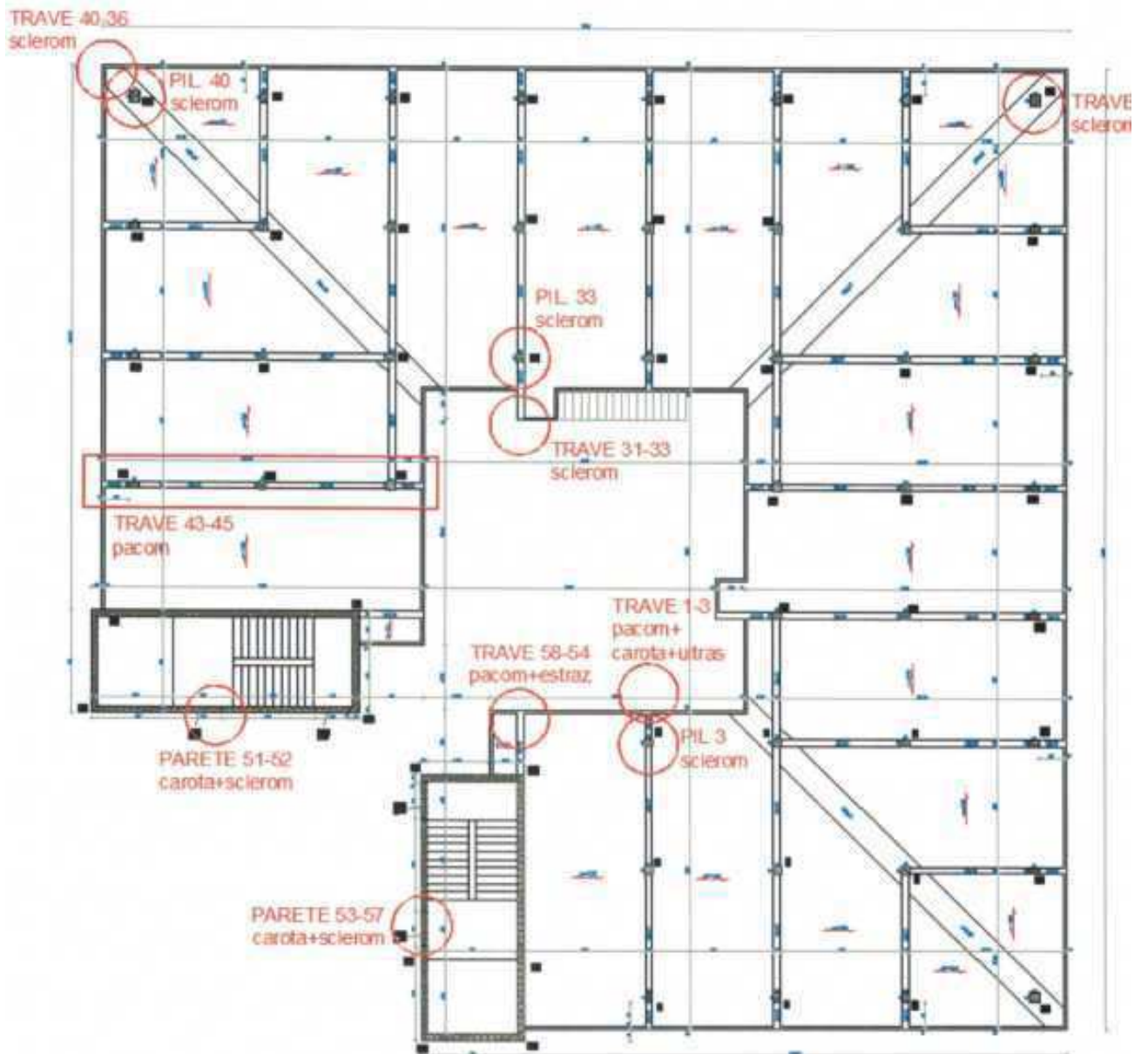




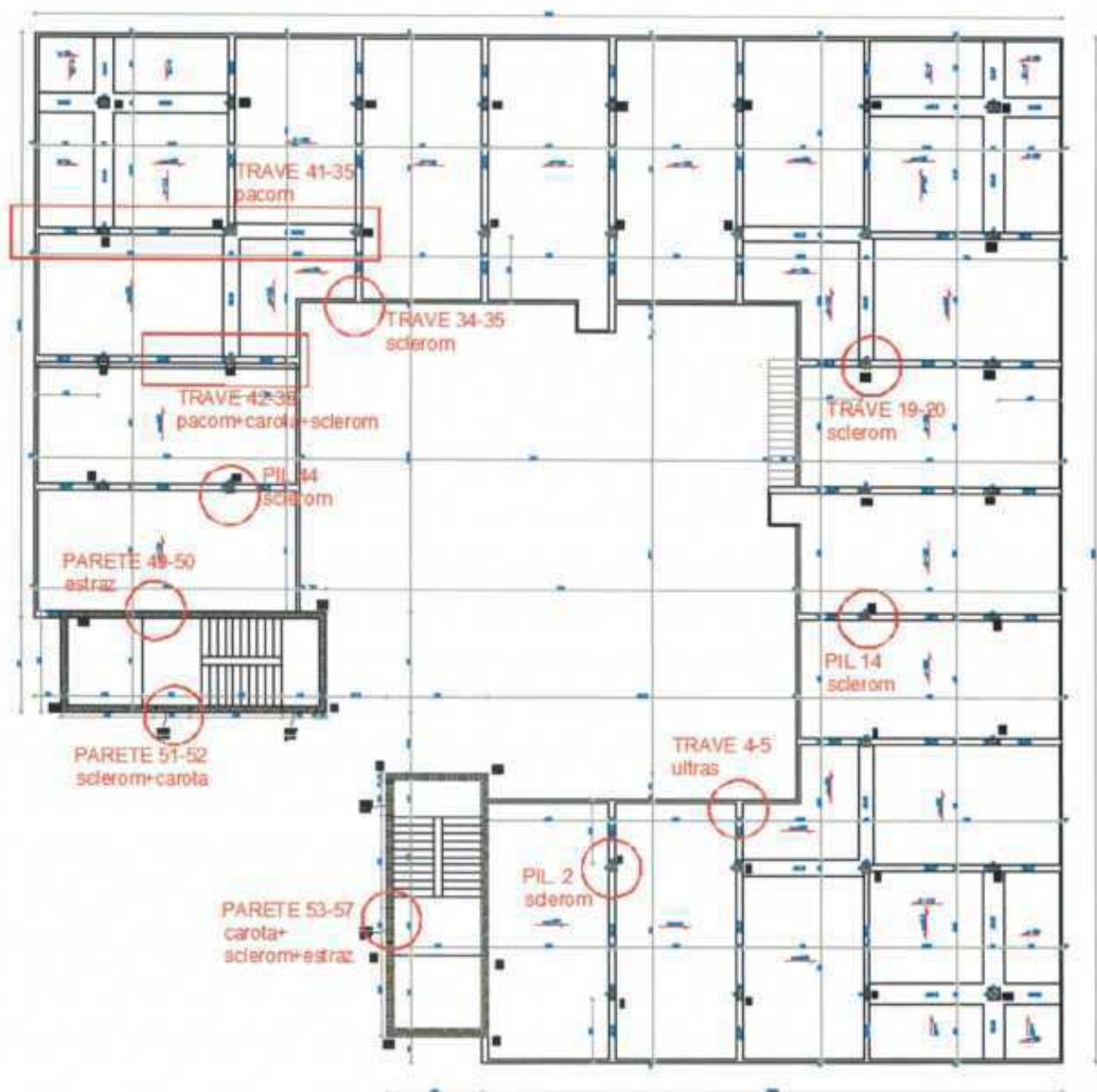
*Immagine carpenteria di fondazione*



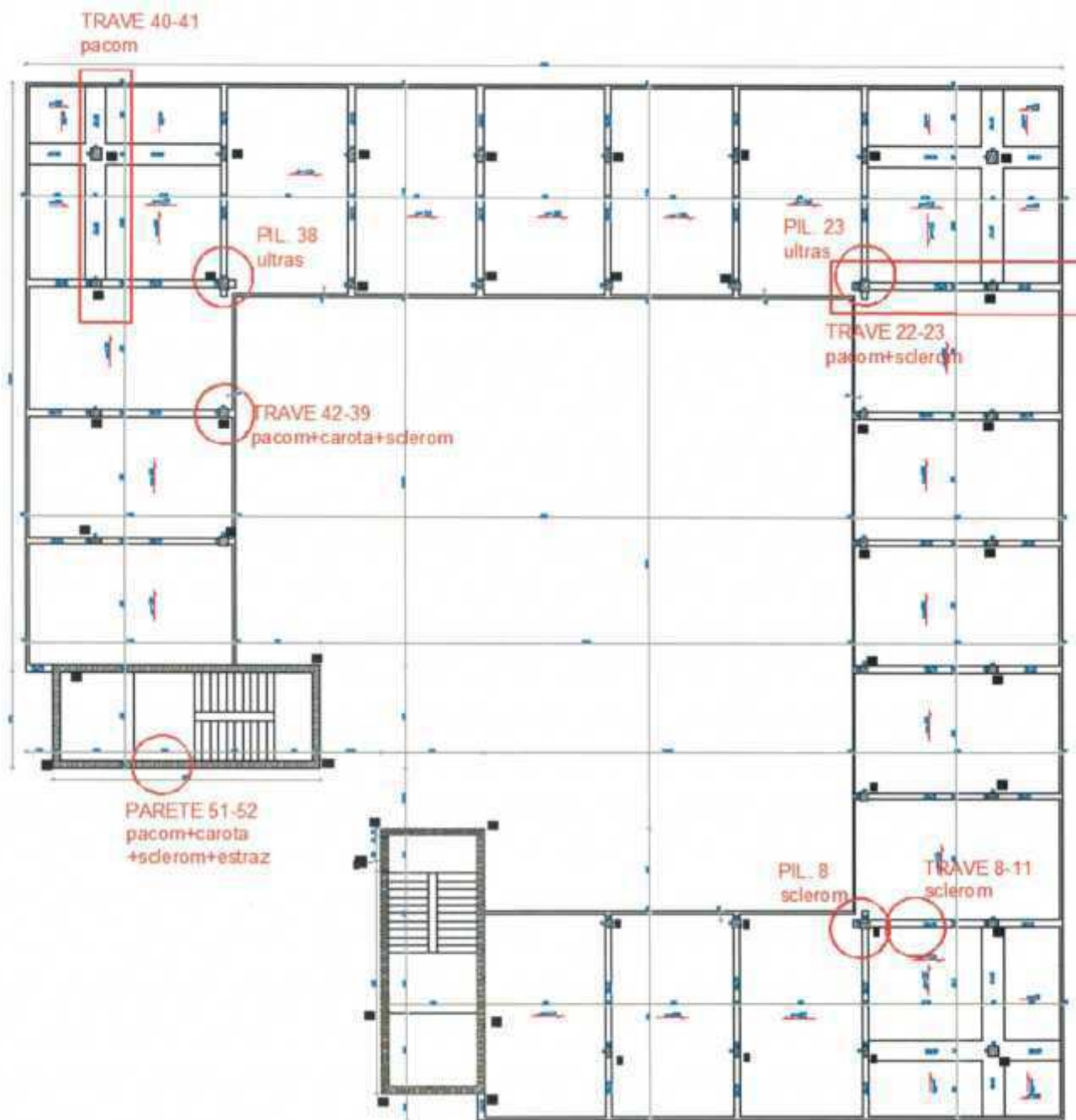
*Immagine carpenteria piano terra*



*Immagine carpenteria piano prima*



*Immagine carpenteria piano secondo*



*Immagine carpenteria copertura*

Per una descrizione più dettagliata della campagna di prove si faccia riferimento alla relazione sul rapporto di prove allegata alla presente relazione.

I campioni di calcestruzzo estratti sono stati sottoposti a prova di schiacciamento ed hanno prodotto i risultati riportati nella seguente tabella.

	CLS Rc
	20,30
	13,80
	15,80
	24,50
	21,30
	18,50
	27,30
	21,10
	21,10
	20,90
	18,30
	26,30
	18,50
R'cm (Rc-medio)	20,59
Rcm=R'cm/0,85	24,23

Il calcolo è stato effettuato sulla base delle “Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive.”

Nel caso in esame poiché i campioni hanno diametro compreso tra 100 e 150 mm e altezza eguale al diametro non è necessario tener conto dei fattori di conversione necessari a compensare l'effetto della snellezza e della conversione resistenza cilindrica – resistenza cubica e si può assumere che la resistenza media dei campioni sia la medesima di un equivalente provino cubico da 150 mm.

Inoltre si è tenuto conto che la resistenza dei provini estratti per carotaggio generalmente è inferiore a quella dei provini preparati nel corso della messa in opera del calcestruzzo e stagionati in condizioni standard; fra i fattori che determinano tale differenza si possono citare la procedura di messa in opera e di compattazione, la stagionatura, l'effetto del prelievo.

Perciò sulla base della suddetta norma si è assunto che, a parità di tempo di stagionatura, la resistenza in situ ottenuta attraverso il carotaggio sia non inferiore a 0,85 volte la resistenza cilindrica del calcestruzzo messo in opera.

Il valore caratteristico Rck è dunque stato adottato pari al valore Rcm, ottenuto dalla media dei valori di resistenza di prova divisi per il coefficiente correttivo 0.85.

Tale valore è prossimo al valore di resistenza nominale assunto dal progettista ed è circa pari al valor medio dei risultati di prova originari effettuati all'epoca della costruzione dal Laboratorio di Prove dell'istituto di Scienza delle Costruzioni della facoltà di Ingegneria dell'Università di Bari.

Tale valore è inoltre simile a quello ottenuto dalle prove ultrasoniche non distruttive eseguite sull'edificio, mentre è molto inferiore al valor medio delle prove sclerometriche.

La ragione di questa differenza è da imputarsi alla durezza assunta dal calcestruzzo per l'alto livello di carbonatazione del calcestruzzo, come evidenziato dallo stesso laboratorio di prove, soprattutto per le prove

sclerometriche eseguite in corrispondenza del piano interrato, attualmente al rustico, e dell'atrio interno, esposto alle intemperie.

Nelle calcolazioni si è assunto, dunque, un calcestruzzo di resistenza pari a 240 daN/cm<sup>2</sup> da dividersi per il fattore di confidenza FC=1,2.

In base alle estrazioni eseguite si è verificato che le barre di armatura da calcestruzzo utilizzate sono di tipo liscio.

Nella tabella seguente sono riportati i valori delle prove di trazione eseguite sugli spezzoni prelevati in situ.

ACCIAIO PER C.A. fy	ACCIAIO PER C.A. fu	fy medio	fu medio
419,90	649,60	454,33	661,23
407,90	625,60		
495,50	682,30		
459,20	690,30		
420,90	632,00		
492,20	721,70		
495,50	759,20		
443,50	529,10		

I valori di snervamento e di rottura sono simili ai risultati di prova originari effettuati all'epoca della costruzione dal Laboratorio di Prove dell'istituto di Scienza delle Costruzioni della facoltà di Ingegneria dell'Università di Bari, e, trattandosi di barre lisce, paragonabili ai valori caratteristici della qualità di acciaio FeB32k prevista sia dalla norma in vigore all'epoca della costruzione (Norme tecniche per la esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche, n.214 del 14 Agosto 1976, che della precedente n.198 del 29 Luglio 1974)

Nelle calcolazioni, a vantaggio di sicurezza, si è assunta tensione di snervamento fy pari alla minima ricavata dalle prove, ovvero pari a circa 4000daN/cm<sup>2</sup>. Tale valore è stato poi diviso per il fattore di confidenza FC=1.2 relativo al livello di conoscenza raggiunto LC2.

### **A.3.6 RILIEVO DEI QUADRI FESSURATIVI E DEL LIVELLO DI DEGRADO DEL MATERIALE**

Al fine di descriverne la risposta dell'edificio sotto l'effetto dell'azione dinamica, e coerentemente scegliere uno o più metodi di analisi, in modo tale da poter eseguire valutazioni con un livello di accuratezza adeguato alle finalità dello studio occorre identificare e validare il modello di calcolo anche sulla base del comportamento già manifestato attraverso gli stati di danneggiamento presenti, soprattutto se dovuti a fenomeni sismici.

A questo proposito va sottolineato il fatto che il livello di conoscenza acquisito (ad esempio in termini di rilievo del quadro fessurativo, dell'identificazione delle fasi di trasformazione, del livello di danneggiamento

e degrado dei materiali etc.) diventa elemento fondamentale sia per la scelta del modello meccanico che per la valutazione della sua affidabilità.

Per tale ragione lo studio deve prevedere il rilievo dell'eventuale quadro fessurativo, in modo tale da consentire l'individuazione delle cause e delle possibili evoluzioni delle problematiche strutturali dell'organismo.

Nel caso oggetto di analisi l'edificio si presenta alla vista in buono stato, con l'assenza di quadri fessurativi evidenti.

Tuttavia, soprattutto nelle zone maggiormente esposte alle intemperie e ai fattori ambientali, come nelle zone esterne, e nel livello interrato, dove la struttura è ancora a rustico, per quanto poco numerosi, si osservano fenomeni locali di espulsione del copriferro e ossidazione dell'armatura, legati sia alla carbonatazione del calcestruzzo e al suo degrado, che al piccolo spessore del copriferro e al grande quantitativo di armatura disposta a piccolo interasse.

Questi fenomeni sono evidenti per alcuni elementi relativi al livello interrato (plinti o travi dell'impalcato di piano terra) e per alcune travi in elevazione esposte all'esterno, come evidenziato anche dalle fotografie di seguito allegate.







Le indagini di laboratorio hanno confermato l'alto livello di carbonatazione presente nelle carote estratte, che proprio per evitare gli strati superficiali maggiormente deteriorati sono state prelevate per una profondità più grande dell'usuale, in modo da poter essere tagliate in laboratorio.

Tuttavia occorre anche evidenziare che le operazioni di carotaggio sono state effettuate soprattutto in corrispondenza del livello interrato e delle travi esposte all'esterno (nella zona dell'atrio interno dell'edificio), per arrecare il minor disturbo possibile all'utilizzo degli spazi della casa di riposo tuttora occupati.

Per quanto detto, dunque, si è operato consapevolmente su elementi dai quali si attendeva un maggior degrado materico e minori resistenze meccaniche, a vantaggio di sicurezza.

## **A.4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Per le caratteristiche dei materiali si rimanda alla "Relazione illustrativa delle caratteristiche, della qualità e della dosatura dei materiali".

## **A.5 AZIONI SULLA COSTRUZIONE**

### **A.5.1 PESI PROPRI**

Si riportano i pesi propri dei materiali da costruzione utilizzati:

Conglomerato cementizio ordinario armato:	25,0 KN/m <sup>3</sup>
Acciaio:	78,5 KN/m <sup>3</sup>
Acqua dolce:	10,0 KN/m <sup>3</sup>

## A.5.2

## CARICHI UNITARI GRAVITAZIONALI DOVUTI ALLA NEVE

Il carico neve sulle coperture, per la Zona III nella quale sono localizzati i fabbricati oggetto dell'intervento, è valutato con la seguente espressione prevista dalle norme vigenti (D.M. LL. PP. 14/01/2008):

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

$q_s$  è il carico neve sulla copertura

$\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura

$C_E$  è il coefficiente di esposizione

$C_T$  è il coefficiente termico

$q_{sk}$  è il valore di riferimento del carico neve al suolo

●	<b>Zona I - Alpina</b> Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \geq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
●	<b>Zona I - Mediterranea</b> Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \geq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
●	<b>Zona II</b> Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \geq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
●	<b>Zona III</b> Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \geq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$

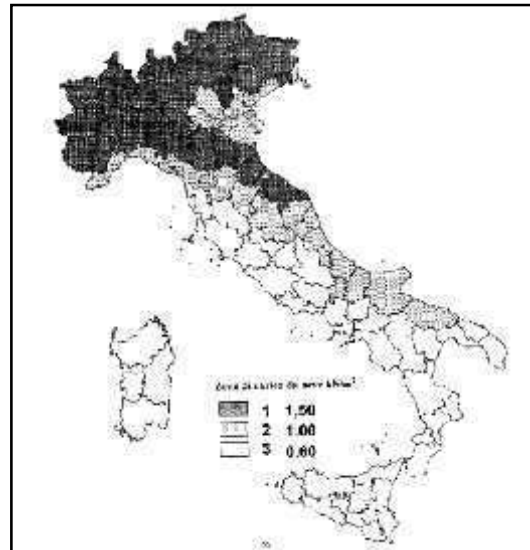
$q_s$ (carico neve sulla copertura [N/mq]) = $Z_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_T$ $Z_i$ (coefficiente di forma) $q_{sk}$ (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq]) $C_E$ (coefficiente di esposizione) $C_T$ (coefficiente termico)
---

Valore caratteristico della neve al suolo

$a_s$ (altitudine sul livello del mare [m])	70
$q_{sk}$ (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	1,00

Coefficiente termico

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



Coefficiente di esposizione

Topografia	Descrizione	$C_E$
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1

Per il comune di Giovinazzo l'altitudine media sul livello del mare è pari a circa 70 m s.l.m., per cui essendo l'inclinazione della copertura orizzontale, da quanto riportato in normativa, si ha  $\mu_i = 0.8$ , da cui consegue che:

$$q_s = 0,8 * 100 = 80 \text{ daN/mq.}$$

Tale carico viene trascurato in quanto inferiore ai carichi variabili legati alla destinazione d'uso specifica della copertura.

### A.5.3 AZIONE DEL VENTO

Per la verifica delle strutture in c.a. l'azione del vento non è stata considerata in quanto trascurabile rispetto alle azioni sismiche.

### A.5.4 CARICHI UNITARI GRAVITAZIONALI DI MURATURE E SOLAI

I carichi assunti per l'edificio esistente, a meno di piccole differenze rilevate, come l'assenza di fioriere e parapetti, l'assenza di intonaco per il solaio a piano terra e la definizione di zone esterne senza incidenza tramezzi, corrispondono a quelli adottati dal progettista originario.

Le discordanze relative ai carichi accidentali riscontrate analizzando la norma vigente all'epoca della costruzione, la relazione tecnica del progettista originario, la relazione di calcolo dei travetti in c.a.p. e la relazione di prova di carico dei solai relativa all'epoca di realizzazione dell'opera hanno condotto gli scriventi ad assumere, a vantaggio di sicurezza, il massimo carico individuato dalla suddetta documentazione pari a 500 daN/m<sup>2</sup> (CAT. C3).

Si è adottato tale carico anche nell'analisi relativa allo stato di progetto della struttura, per quanto gli ambienti interni siti a piano terra nell'attuale destinazione possano rientrare nelle categorie C1 e C2 cui corrisponde un carico accidentale rispettivamente pari a 300 daN/m<sup>2</sup> e 400 daN/m<sup>2</sup>, al fine di consentire una maggiore duttilità d'uso futura degli spazi dell'edificio.

#### CARICHI PER TOMPAGNI

<b>Tompagni in Laterizio</b>	
intonaco esterno (s=1cm)	20 daN/mq
mattoni forati	260 daN/mq
intonaco interno (s=1cm)	20 daN/mq
<b>TOTALE CARICO PERMANENTE N.S.</b>	<b>300 daN/mq</b>

Indice dei vuoti per murature esterne  $I = \text{Vuoto/Pieno} = 0.23$

## CARICHI PER SOLAI STATO DEI LUOGHI

### Solaio in laterocemento zone interne piano terra s=20+5 (ed s=16+4)

<i>Elementi strutturali (G<sub>1</sub>)</i>					KN/m <sup>2</sup>
solaio	i (m)=	0,5	p (KN/m)=	1,5	3,00
	s (m)=	0	γ (KN/m <sup>3</sup> )=	0	0,00
<b>G<sub>1</sub> =</b>					<b>3,00</b>

<i>Elementi non strutturali (G<sub>2</sub>)</i>		KN/m <sup>2</sup>
massetto per interni e pavimento		0,70
incidenza tramezzi		1,50
<b>G<sub>2</sub> =</b>		<b>2,20</b>

<i>Carichi variabili (Q)</i>		KN/m <sup>2</sup>
carico di esercizio (q <sub>k</sub> )		5,00
<b>q<sub>k</sub> =</b>		<b>5,00</b>

Coefficients parziali per le azioni (verifica SLU)			
	(favorevole)		(sfavorevole)
γ <sub>G1</sub> =	1		1,30
γ <sub>G2</sub> =	1		1,50
γ <sub>Q</sub> =	0		1,50
ψ <sub>1</sub> =	0,7		CAT. C
ψ <sub>2</sub> =	0,6		

### Solaio in laterocemento zone esterne piano terra s=20+5 (ed s=16+4)

<i>Elementi strutturali (G<sub>1</sub>)</i>					KN/m <sup>2</sup>
solaio	i (m)=	0,5	p (KN/m)=	1,5	3,00
	s (m)=	0	γ (KN/m <sup>3</sup> )=	0	0,00
<b>G<sub>1</sub> =</b>					<b>3,00</b>

<i>Elementi non strutturali (G<sub>2</sub>)</i>		KN/m <sup>2</sup>
massetto per esterni e pavimento		0,7
<b>G<sub>2</sub> =</b>		<b>0,7</b>

<i>Carichi variabili (Q)</i>		KN/m <sup>2</sup>
carico di esercizio (q <sub>k</sub> )		5,00
<b>q<sub>k</sub> =</b>		<b>5,00</b>

Coefficients parziali per le azioni (verifica SLU)			
	(favorevole)		(sfavorevole)
γ <sub>G1</sub> =	1		1,30
γ <sub>G2</sub> =	1		1,50
γ <sub>Q</sub> =	0		1,50
ψ <sub>1</sub> =	0,7		CAT. C
ψ <sub>2</sub> =	0,6		

### Solaio in laterocemento abitazioni piano tipo s=20+5

<i>Elementi strutturali (G<sub>1</sub>)</i>					KN/m <sup>2</sup>
solaio s=20+5	i (m)=	0,5	p (KN/m)=	1,5	3,00
	s (m)=	0	γ (KN/m <sup>3</sup> )=	0	0,00
<b>G<sub>1</sub> =</b>					<b>3,00</b>

<i>Elementi non strutturali (G<sub>2</sub>)</i>		KN/m <sup>2</sup>
massetto per interni e pavimento		0,70
intonaco		0,30
incidenza tramezzi		1,50
<b>G<sub>2</sub> =</b>		<b>2,50</b>

<i>Carichi variabili (Q)</i>		KN/m <sup>2</sup>
carico di esercizio (q <sub>k</sub> )		2,00
<b>q<sub>k</sub> =</b>		<b>2,00</b>

Coefficienti parziali per le azioni (verifica SLU)	(favorevole)	(sfavorevole)
	γ <sub>G1</sub> =	1
γ <sub>G2</sub> =	1	1,50
γ <sub>Q</sub> =	0	1,50
ψ <sub>1</sub> =		0,5
ψ <sub>2</sub> =		0,3
		CAT. A

### Solaio in laterocemento balconi e scale s=20+5

<i>Elementi strutturali (G<sub>1</sub>)</i>					KN/m <sup>2</sup>
solaio s=20+5	i (m)=	0,5	p (KN/m)=	1,5	3,00
	s (m)=	0	γ (KN/m <sup>3</sup> )=	0	0,00
<b>G<sub>1</sub> =</b>					<b>3,00</b>

<i>Elementi non strutturali (G<sub>2</sub>)</i>		KN/m <sup>2</sup>
massetto per esterni e pavimento		0,70
intonaco		0,30
<b>G<sub>2</sub> =</b>		<b>1,00</b>

<i>Carichi variabili (Q)</i>		KN/m <sup>2</sup>
carico di esercizio (q <sub>k</sub> )		4,00
<b>q<sub>k</sub> =</b>		<b>4,00</b>

Coefficienti parziali per le azioni (verifica SLU)	(favorevole)	(sfavorevole)
	γ <sub>G1</sub> =	1
γ <sub>G2</sub> =	1	1,50
γ <sub>Q</sub> =	0	1,50
ψ <sub>1</sub> =		0,7
ψ <sub>2</sub> =		0,6
		CAT. C

### Solaio in laterocemento piano copertura tipo s=20+5

<i>Elementi strutturali (G<sub>1</sub>)</i>					KN/m <sup>2</sup>
solaio s=20+5	i (m)=	0,5	p (KN/m)=	1,5	3,00
	s (m)=	0	γ (KN/m <sup>3</sup> )=	0	0,00
<b>G<sub>1</sub> =</b>					<b>3,00</b>

<i>Elementi non strutturali (G<sub>2</sub>)</i>		KN/m <sup>2</sup>
Massapendio, impermeabilizzazione e pavimentazione		2,00
intonaco		0,30
<b>G<sub>2</sub> =</b>		<b>2,30</b>

<i>Carichi variabili (Q)</i>		KN/m <sup>2</sup>
carico di esercizio (q <sub>k</sub> )		2,00
<b>q<sub>k</sub> =</b>		<b>2,00</b>

Coefficienti parziali per le azioni (verifica SLU)

	(favorevole)	(sfavorevole)
γ <sub>G1</sub> =	1	1,30
γ <sub>G2</sub> =	1	1,50
γ <sub>Q</sub> =	0	1,50

ψ <sub>1</sub> =	0,5	CAT. A
ψ <sub>2</sub> =	0,3	

I carichi agenti sulla struttura a seguito dei rinforzi sono più alti di quelli dello stato dei luoghi per effetto dell'incremento di carico conseguente all'aumento di 3cm dello spessore della caldana; tale incremento di carico sarà in parte bilanciato dalla riduzione del peso proprio del nuovo massetto rispetto a quello esistente, poichè si prevederà un massetto di tipo alleggerito e dalla riduzione dell'incidenza tramezzi poichè si realizzeranno tramezzature più leggere rispetto a quelle esistenti.

### CARICHI PER SOLAI STATO DI PROGETTO (A MENO DI SOLAI RINFORZATI CON CORDOLI)

#### Solaio in laterocemento zone interne piano terra s=20+5 (ed s=16+4)

<i>Elementi strutturali (G<sub>1</sub>)</i>					KN/m <sup>2</sup>
solaio	i (m)=	0,5	p (KN/m)=	1,5	3,00
	s (m)=	0	γ (KN/m <sup>3</sup> )=	0	0,00
<b>G<sub>1</sub> =</b>					<b>3,00</b>

<i>Elementi non strutturali (G<sub>2</sub>)</i>		KN/m <sup>2</sup>
massetto alleggerito per interni, maggiorazione peso caldana e pavimento		1,20
incidenza tramezzi		1,30
<b>G<sub>2</sub> =</b>		<b>2,50</b>

<i>Carichi variabili (Q)</i>			KN/m <sup>2</sup>
carico di esercizio (q <sub>k</sub> )			5,00
			<b>q<sub>k</sub> = 5,00</b>

Coefficienti parziali per le azioni (verifica SLU)		(favorevole)		(sfavorevole)
	γ <sub>G1</sub> =	1		1,30
	γ <sub>G2</sub> =	1		1,50
	γ <sub>Q</sub> =	0		1,50
	ψ <sub>1</sub> =	0,7	CAT. C	
	ψ <sub>2</sub> =	0,6		

**Solaio in laterocemento zone esterne piano terra s=20+5 (ed s=16+4)**

<i>Elementi strutturali (G<sub>1</sub>)</i>					KN/m <sup>2</sup>
solaio	i (m)=	0,5	p (KN/m)=	1,5	3,00
	s (m)=	0	γ (KN/m <sup>3</sup> )=	0	0,00
					<b>G<sub>1</sub> = 3,00</b>

<i>Elementi non strutturali (G<sub>2</sub>)</i>					KN/m <sup>2</sup>
massetto alleggerito per esterni, maggiorazione peso caldaia e pavimento					1,2
					<b>G<sub>2</sub> = 1,2</b>

<i>Carichi variabili (Q)</i>			KN/m <sup>2</sup>
carico di esercizio (q <sub>k</sub> )			5,00
			<b>q<sub>k</sub> = 5,00</b>

Coefficienti parziali per le azioni (verifica SLU)		(favorevole)		(sfavorevole)
	γ <sub>G1</sub> =	1		1,30
	γ <sub>G2</sub> =	1		1,50
	γ <sub>Q</sub> =	0		1,50
	ψ <sub>1</sub> =	0,7	CAT. C	
	ψ <sub>2</sub> =	0,6		

**Solaio in laterocemento abitazioni piano tipo s=20+5**

<i>Elementi strutturali (G<sub>1</sub>)</i>					KN/m <sup>2</sup>
solaio s=20+5	i (m)=	0,5	p (KN/m)=	1,5	3,00
	s (m)=	0	γ (KN/m <sup>3</sup> )=	0	0,00
					<b>G<sub>1</sub> = 3,00</b>

<i>Elementi non strutturali (G<sub>2</sub>)</i>					KN/m <sup>2</sup>
massetto alleggerito per interni, maggiorazione peso caldaia e pavimento					1,20
intonaco					0,30
incidenza tramezzi					1,00
					<b>G<sub>2</sub> = 2,50</b>

<i>Carichi variabili (Q)</i>		KN/m <sup>2</sup>
carico di esercizio (q <sub>k</sub> )		2,00
<b>q<sub>k</sub> =</b>		<b>2,00</b>

Coefficienti parziali per le azioni (verifica SLU)		(favorevole)	(sfavorevole)
	γ <sub>G1</sub> =	1	1,30
	γ <sub>G2</sub> =	1	1,50
	γ <sub>Q</sub> =	0	1,50
	ψ <sub>1</sub> =	0,5	CAT. A
	ψ <sub>2</sub> =	0,3	

### Solaio in laterocemento balconi e scale s=20+5

<i>Elementi strutturali (G<sub>1</sub>)</i>				KN/m <sup>2</sup>
solaio s=20+5	i (m)=	0,5	p (KN/m)= 1,5	3,00
	s (m)=	0	γ (KN/m <sup>3</sup> )= 0	0,00
<b>G<sub>1</sub> =</b>				<b>3,00</b>

<i>Elementi non strutturali (G<sub>2</sub>)</i>		KN/m <sup>2</sup>
massetto alleggerito per esterni, maggiorazione peso caldaia e pavimento		1,10
intonaco		0,30
<b>G<sub>2</sub> =</b>		<b>1,40</b>

<i>Carichi variabili (Q)</i>		KN/m <sup>2</sup>
carico di esercizio (q <sub>k</sub> )		4,00
<b>q<sub>k</sub> =</b>		<b>4,00</b>

Coefficienti parziali per le azioni (verifica SLU)		(favorevole)	(sfavorevole)
	γ <sub>G1</sub> =	1	1,30
	γ <sub>G2</sub> =	1	1,50
	γ <sub>Q</sub> =	0	1,50
	ψ <sub>1</sub> =	0,7	CAT. C
	ψ <sub>2</sub> =	0,6	

### Solaio in laterocemento piano copertura tipo s=20+5

<i>Elementi strutturali (G<sub>1</sub>)</i>				KN/m <sup>2</sup>
solaio s=20+5	i (m)=	0,5	p (KN/m)= 1,5	3,00
	s (m)=	0	γ (KN/m <sup>3</sup> )= 0	0,00
<b>G<sub>1</sub> =</b>				<b>3,00</b>

<i>Elementi non strutturali (G<sub>2</sub>)</i>		KN/m <sup>2</sup>
Massapendio alleggerito, impermeabilizzazione, maggiorazione peso caldaia e pavimentazione		2,00
intonaco		0,30
<b>G<sub>2</sub> =</b>		<b>2,30</b>



<i>Carichi variabili (Q)</i>		KN/m <sup>2</sup>
carico di esercizio (q <sub>k</sub> )		2,00
<b>q<sub>k</sub> =</b>		<b>2,00</b>

Coefficients parziali per le azioni (verifica SLU)		(favorevole)	(sfavorevole)
$\gamma_{G1} =$	1	1,30	
$\gamma_{G2} =$	1	1,50	
$\gamma_Q =$	0	1,50	
$\psi_1 =$	0,5	CAT. A	
$\psi_2 =$	0,3		

## CARICHI PER SOLAI RINFORZATI CON CORDOLI STATO DI PROGETTO

Per le zone di solaio da rinforzare con cordoli armati 38x(25+3) e 38x(20+3) in luogo delle pignatte a file alternate si ha un incremento di carico pari a 200daN/m<sup>2</sup> per i solai H=25 e pari a 150daN/m<sup>2</sup> per i solai H=20.

Per tali solai si hanno i carichi indicati nelle tabelle seguenti.

### **Solaio in laterocemento zone interne piano terra s=20+5 RINFORZATO CON CORDOLI**

<i>Elementi strutturali (G<sub>1</sub>)</i>				KN/m <sup>2</sup>	
solaio s=20+5	i (m)=	0,5	p (KN/m)=	2,5	5,00
	s (m)=	0	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )=	0	0,00
<b>G<sub>1</sub> =</b>				<b>5,00</b>	

<i>Elementi non strutturali (G<sub>2</sub>)</i>		KN/m <sup>2</sup>
massetto alleggerito per interni, maggiorazione peso caldaia e pavimento		1,20
incidenza tramezzi		1,30
<b>G<sub>2</sub> =</b>		<b>2,50</b>

<i>Carichi variabili (Q)</i>		KN/m <sup>2</sup>
carico di esercizio (q <sub>k</sub> )		5,00
<b>q<sub>k</sub> =</b>		<b>5,00</b>

Coefficients parziali per le azioni (verifica SLU)		(favorevole)	(sfavorevole)
$\gamma_{G1} =$	1	1,30	
$\gamma_{G2} =$	1	1,50	
$\gamma_Q =$	0	1,50	
$\psi_1 =$	0,7	CAT. C	
$\psi_2 =$	0,6		

### Solaio in laterocemento zone interne piano terra s=16+4 RINFORZATO CON CORDOLI

<i>Elementi strutturali (G<sub>1</sub>)</i>				KN/m <sup>2</sup>	
solaio s=20+5	i (m)=	0,5	p (KN/m)=	2,25	4,50
	s (m)=	0	γ (KN/m <sup>3</sup> )=	0	0,00
<b>G<sub>1</sub> =</b>				<b>4,50</b>	

<i>Elementi non strutturali (G<sub>2</sub>)</i>		KN/m <sup>2</sup>
massetto alleggerito per interni, maggiorazione peso caldaia e pavimento		1,20
incidenza tramezzi		1,30
<b>G<sub>2</sub> =</b>		<b>2,50</b>

<i>Carichi variabili (Q)</i>		KN/m <sup>2</sup>
carico di esercizio (q <sub>k</sub> )		5,00
<b>q<sub>k</sub> =</b>		<b>5,00</b>

Coefficienti parziali per le azioni (verifica SLU)	(favorevole)	(sfavorevole)
	γ <sub>G1</sub> =	1
γ <sub>G2</sub> =	1	1,50
γ <sub>Q</sub> =	0	1,50
ψ <sub>1</sub> =	0,7	CAT. C
ψ <sub>2</sub> =	0,6	

### Solaio in laterocemento zone esterne piano terra s=20+5 RINFORZATO CON CORDOLI

<i>Elementi strutturali (G<sub>1</sub>)</i>				KN/m <sup>2</sup>	
solaio s=20+5	i (m)=	0,5	p (KN/m)=	2,5	5,00
	s (m)=	0	γ (KN/m <sup>3</sup> )=	0	0,00
<b>G<sub>1</sub> =</b>				<b>5,00</b>	

<i>Elementi non strutturali (G<sub>2</sub>)</i>		KN/m <sup>2</sup>
massetto per interni e pavimento		0,70
intonaco		0,30
<b>G<sub>2</sub> =</b>		<b>1,00</b>

<i>Carichi variabili (Q)</i>		KN/m <sup>2</sup>
carico di esercizio (q <sub>k</sub> )		5,00
<b>q<sub>k</sub> =</b>		<b>5,00</b>

Coefficienti parziali per le azioni (verifica SLU)	(favorevole)	(sfavorevole)
	γ <sub>G1</sub> =	1
γ <sub>G2</sub> =	1	1,50
γ <sub>Q</sub> =	0	1,50
ψ <sub>1</sub> =	0,7	CAT. C
ψ <sub>2</sub> =	0,6	

### Solaio in laterocemento zone esterne piano terra s=16+4 RINFORZATO CON CORDOLI

Elementi strutturali ( $G_1$ )

					KN/m <sup>2</sup>
solaio s=20+5	i (m)=	0,5	p (KN/m)=	2,25	4,50
	s (m)=	0	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )=	0	0,00
<b>G<sub>1</sub> =</b>					<b>4,50</b>

Elementi non strutturali ( $G_2$ )

			KN/m <sup>2</sup>
massetto alleggerito per esterni, maggiorazione peso caldaia e pavimento			1,20
<b>G<sub>2</sub> =</b>			<b>1,20</b>

Carichi variabili ( $Q$ )

		KN/m <sup>2</sup>
carico di esercizio ( $q_k$ )		5,00
<b>q<sub>k</sub> =</b>		<b>5,00</b>

Coefficienti parziali per le azioni (verifica SLU)

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

$\psi_1 =$	0,7	CAT. C
$\psi_2 =$	0,6	

## A.5.5 CARICHI PORTATI E VARIABILI SUPERFICIALI E LINEARI

Nelle tabelle seguenti sono riportate le condizioni di carico relative ai carichi portati e variabili della struttura nello stato dei luoghi; per i carichi strutturali dei solai si veda il par. A.5.4, mentre i pesi propri delle strutture verticali ed orizzontali diverse dai solai sono desunti in automatico dal modello dal programma di calcolo.

### STRUTTURA STATO DEI LUOGHI

#### LEGENDA Definizioni di carichi superficiali

Nome: Nome identificativo della definizione di carico.

Valori: Valori associati alle condizioni di carico.

Condizione: Condizione di carico a cui sono associati i valori.

Descrizione: Nome assegnato alla condizione elementare.

Valore: Modulo del carico superficiale applicato alla superficie. [daN/m<sup>2</sup>]

Applicazione: Modalità con cui il carico è applicato alla superficie.

Nome	Valori		
	Condizione	Valore	Applicazione
	Descrizione		
piano terra	Pesi strutturali	0	Verticale
	Permanenti portati	220	Verticale
	Variabile A	0	Verticale
	Variabile C	500	Verticale
piano tipo	Pesi strutturali	0	Verticale
	Permanenti portati	250	Verticale
	Variabile A	200	Verticale
	Variabile C	0	Verticale
copertura	Pesi strutturali	0	Verticale
	Permanenti portati	230	Verticale

Nome	Valori		
	Condizione	Valore	Applicazione
	Descrizione		
	Variabile A	200	Verticale
	Variabile C	0	Verticale
sbalzi e scale principali	Pesi strutturali	0	Verticale
	Permanententi portati	100	Verticale in proiezione
	Variabile A	0	Verticale in proiezione
	Variabile C	400	Verticale in proiezione
scale in acciaio	Pesi strutturali	0	Verticale
	Permanententi portati	50	Verticale in proiezione
	Variabile A	0	Verticale in proiezione
	Variabile C	400	Verticale in proiezione
passerella	Pesi strutturali	0	Verticale
	Permanententi portati	50	Verticale in proiezione
	Variabile A	0	Verticale in proiezione
	Variabile C	200	Verticale in proiezione
piano terra zone esterne	Pesi strutturali	0	Verticale
	Permanententi portati	70	Verticale in proiezione
	Variabile A	0	Verticale in proiezione
	Variabile C	500	Verticale in proiezione

## STRUTTURA STATO DI PROGETTO

### LEGENDA Definizioni di carichi superficiali

Nome: Nome identificativo della definizione di carico.

Valori: Valori associati alle condizioni di carico.

Condizione: Condizione di carico a cui sono associati i valori.

Descrizione: Nome assegnato alla condizione elementare.

Valore: Modulo del carico superficiale applicato alla superficie. [daN/m<sup>2</sup>]

Applicazione: Modalità con cui il carico è applicato alla superficie.

Nome	Valori		
	Condizione	Valore	Applicazione
	Descrizione		
piano terra zone interne progetto	Pesi strutturali	0	Verticale
	Permanententi portati	250	Verticale
	Variabile A	0	Verticale
	Variabile C	500	Verticale
piano tipo progetto	Pesi strutturali	0	Verticale
	Permanententi portati	250	Verticale
	Variabile A	200	Verticale
	Variabile C	0	Verticale
copertura progetto	Pesi strutturali	0	Verticale
	Permanententi portati	230	Verticale
	Variabile A	200	Verticale
	Variabile C	0	Verticale
sbalzi e scale principali progetto	Pesi strutturali	0	Verticale
	Permanententi portati	140	Verticale in proiezione
	Variabile A	0	Verticale in proiezione
	Variabile C	400	Verticale in proiezione
scale in acciaio progetto	Pesi strutturali	0	Verticale
	Permanententi portati	50	Verticale in proiezione
	Variabile A	0	Verticale in proiezione
	Variabile C	400	Verticale in proiezione
passerella progetto	Pesi strutturali	0	Verticale
	Permanententi portati	50	Verticale in proiezione
	Variabile A	0	Verticale in proiezione
	Variabile C	200	Verticale in proiezione
piano terra zone esterne progetto	Pesi strutturali	0	Verticale
	Permanententi portati	120	Verticale in proiezione
	Variabile A	0	Verticale in proiezione
	Variabile C	500	Verticale in proiezione

## STRUTTURA STATO DEI LUOGHI E DI PROGETTO

### LEGENDA Definizioni di carichi lineari

Nome: Nome identificativo della definizione di carico.

Valori: Valori associati alle condizioni di carico.

Condizione: Condizione di carico a cui sono associati i valori.

Descrizione: Nome assegnato alla condizione elementare.

Fz i.: Valore iniziale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione Z. [daN/m]

Fz f.: Valore finale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione Z [daN/m]

Nome	Condizione	Fz i.	Fz f.
	Descrizione		
tompagni piani tipo	Pesi strutturali	0	0
	Permanenti portati	-700	-700
	Variabile A	0	0
ringhiera	Variabile C	0	0
	Pesi strutturali	0	0
	Permanenti portati	-100	-100
tompagni piano terra	Variabile A	0	0
	Variabile C	0	0
	Pesi strutturali	0	0
parapetto copertura	Permanenti portati	-800	-800
	Variabile A	0	0
	Variabile C	0	0
tompagno tipo + barbetta	Pesi strutturali	0	0
	Permanenti portati	-500	-500
	Variabile A	0	0
parapetto + barbetta	Variabile C	0	0
	Pesi strutturali	0	0
	Permanenti portati	-875	-875
scale secondarie	Variabile A	0	0
	Variabile C	0	0
	Pesi strutturali	0	0
	Permanenti portati	-675	-675
	Variabile A	0	0
	Variabile C	0	0
	Pesi strutturali	0	0
	Permanenti portati	-2200	-2200
	Variabile A	0	0
	Variabile C	0	0

## STRUTTURA STATO DEI LUOGHI E DI PROGETTO

### LEGENDA Definizioni di carichi concentrati

Nome: Nome identificativo della definizione di carico.

Valori: Valori associati alle condizioni di carico.

Condizione: Condizione di carico a cui sono associati i valori.

Descrizione: Nome assegnato alla condizione elementare.

Fz: Componente Z del carico concentrato. [daN]

Nome	Condizione	Fz
	Descrizione	
tompagno + barbetta	Pesi strutturali	0
	Permanenti portati	-700
	Variabile A	0
parapetto + barbetta	Variabile C	0
	Pesi strutturali	0
	Permanenti portati	-540
	Variabile A	0
	Variabile C	0

## A.5.6

### AZIONI SISMICHE

Per definire le azioni sismiche agenti sul fabbricato oggetto di analisi nel rispetto della normativa antisismica vigente nel nostro Paese, rif. D.M. LL. PP. 14/01/2008, è necessario definire la tipologia di struttura oggetto di verifica e la "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, intesa in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale di categoria A, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{V_r}$  nel periodo di riferimento  $V_r$ .

Nel caso in esame poiché l'analisi è rivolta a un fabbricato adibito a residenza sociale assistenziale per anziani in base alla Delibera regionale della Regione Puglia n.1214 del 31 Maggio 2011 "Individuazione degli edifici di interesse strategico e opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile" è obbligatorio considerare la struttura rilevante per affollamenti poiché ricadente nella categoria B2.K, ovvero tra le strutture sanitarie e/o socio-assistenziali con ospiti non autosufficienti (orfanotrofi, case di riposo, oratori ecc.).

Pertanto per l'edificio oggetto di analisi è stata assunta classe d'uso III.

Il periodo di riferimento (vedi par.2.4.3 del rif.(D.M. LL. PP. 14/01/2008)) viene definito in funzione della vita nominale  $V_n$  e della classe d'uso del fabbricato.

La vita nominale viene stabilita in  $V_n \geq 50$ anni, considerato che la costruzione è di tipo 2 ai sensi della tab.2.4.1 del rif(D.M. LL. PP. 14/01/2008).

Alla classe d'uso III e alla vita nominale  $V_n \geq 50$ anni corrisponde il periodo di riferimento  $V_r = 75$  anni ai fini del calcolo della pericolosità sismica di base.

Per la località in esame si riportano a seguire i valori delle grandezze  $ag/g$ ,  $T_c^*$  ed  $F_o$  che ne descrivono la pericolosità sismica di base nel periodo di riferimento.

Tipo di costruzione	2
$V_n$	50
Classe d'uso	III
$V_r$	75
Località	Bari, Giovinazzo - Latitudine (deg) 41,1874°; Longitudine (deg) 16,6682° (N 41° 11' 15"; E 16° 40' 6") ED50
Zona sismica	Zona 3
St	1
$P_{V_r}$ SLO (%)	81
Tr SLO	45.16
$Ag/g$ SLO	0.0349
$F_o$ SLO	2.472
$T_c^*$ SLO	0.27
$P_{V_r}$ SLD (%)	63
Tr SLD	75.43
$Ag/g$ SLD	0.0428
$F_o$ SLD	2.49
$T_c^*$ SLD	0.327

PVr SLV (%)	10
Tr SLV	711.84
Ag/g SLV	0.1087
Fo SLV	2.603
Tc* SLV	0.475

Inoltre considerata la categoria di suolo di tipo A che comporta  $S_s = 1$  e  $C_c = 1$  (ved.tab.3.2.V del rif.(D.M. LL. PP. 14/01/2008)) e considerato il carattere pianeggiante del sito che può essere caratterizzato di cat.T1 (ved. Tab. 3.2.IV del rif(D.M. LL. PP. 14/01/2008)) con  $S_t = 1$  (ved.tab.3.2.VI del rif.(D.M. LL. PP. 14/01/2008)), si possono determinare i valori delle grandezze  $T_B$ ,  $T_c$ ,  $T_D$ .

Categoria del suolo	A - roccia o terreni molto rigidi	
Categoria topografica	T1	
Ss orizzontale SLO	1	
Tb orizzontale SLO	0.09	[s]
Tc orizzontale SLO	0.27	[s]
Td orizzontale SLO	1.739	[s]
Ss orizzontale SLD	1	
Tb orizzontale SLD	0.109	[s]
Tc orizzontale SLD	0.327	[s]
Td orizzontale SLD	1.771	[s]
Ss orizzontale SLV	1	
Tb orizzontale SLV	0.158	[s]
Tc orizzontale SLV	0.475	[s]
Td orizzontale SLV	2.035	[s]

## A.6 ANALISI STRUTTURALE

Le analisi eseguite sulla struttura sono state effettuate su modelli agli elementi finiti di tipo tridimensionale mediante il programma di calcolo automatico SISMICAD12 della Concrete s.r.l..

Le analisi svolte sono di due tipi; la prima analisi è di tipo non sismica (con sole azioni gravitazionali) ed è finalizzata all'adeguamento statico dell'edificio.

Il calcolo delle sollecitazioni per l'analisi non sismica è stato effettuato su due modelli; il modello di calcolo "**CASA DI RIPOSO SAN FRANCESCO\_12 SLU-STATO DEI LUOGHI**" per la valutazione della condizione nello stato dei luoghi e il modello di calcolo "**CASA DI RIPOSO SAN FRANCESCO\_18 SLU-PROGETTO**" per la valutazione della condizione nello stato di progetto.

La seconda analisi è di tipo dinamica lineare ed è finalizzata alla valutazione del miglioramento della capacità globale di resistenza sismica del fabbricato nella condizione post intervento rispetto a quella propria dello stato dei luoghi.

Il calcolo delle sollecitazioni per l'analisi dinamica è stato effettuato su due modelli; il modello di calcolo "**CASA DI RIPOSO SAN FRANCESCO\_12 SISMICO-STATO DEI LUOGHI**" per la valutazione della condizione nello stato dei luoghi e il modello di calcolo "**CASA DI RIPOSO SAN FRANCESCO\_18 SISMICO-PROGETTO**" per la valutazione della condizione nello stato di progetto.

La definizione dell'armatura delle travi del piano secondo e copertura e della lunghezza della monconatura superiore dei solai si è eseguito un progetto simulato, per il quale si rimanda all' "ALL. B - progetto simulato".

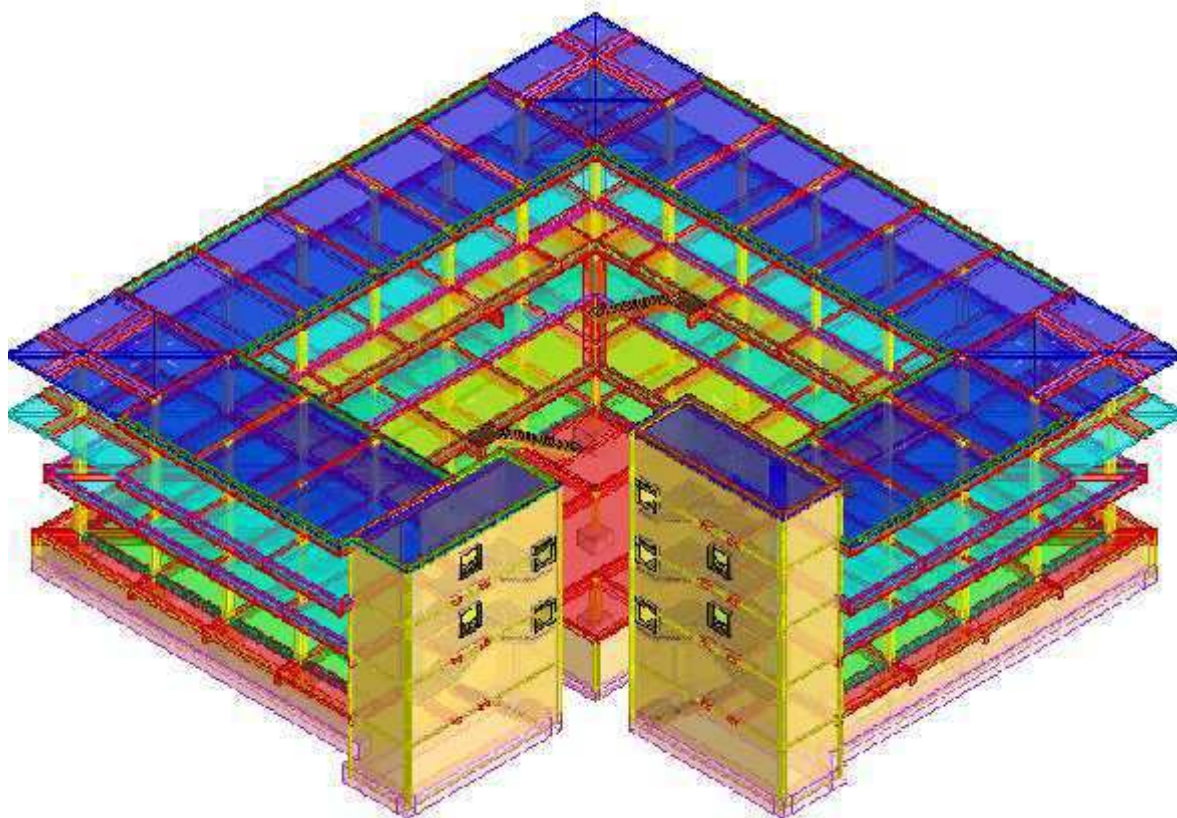
I modelli sono rappresentativi, per geometria, caratteristiche meccaniche dei materiali, masse e carichi, della struttura prima e dopo l'intervento

Nel modelli relativi allo stato di progetto si è assunta l'ipotesi di solai infinitamente rigidi nel proprio piano; tale comportamento sarà garantito mediante la realizzazione di una caldana armata prevista nell'intervento.

Nel modello relativi allo stato di progetto si sono inseriti i carichi maggiorati delle zone di solaio in corrispondenza delle quali è prevista la realizzazione di cordoli armati in c.a. e si sono inserite travi 38x25 porta-tompagno laddove verranno realizzate modellate come elementi incernierati alle estremità.

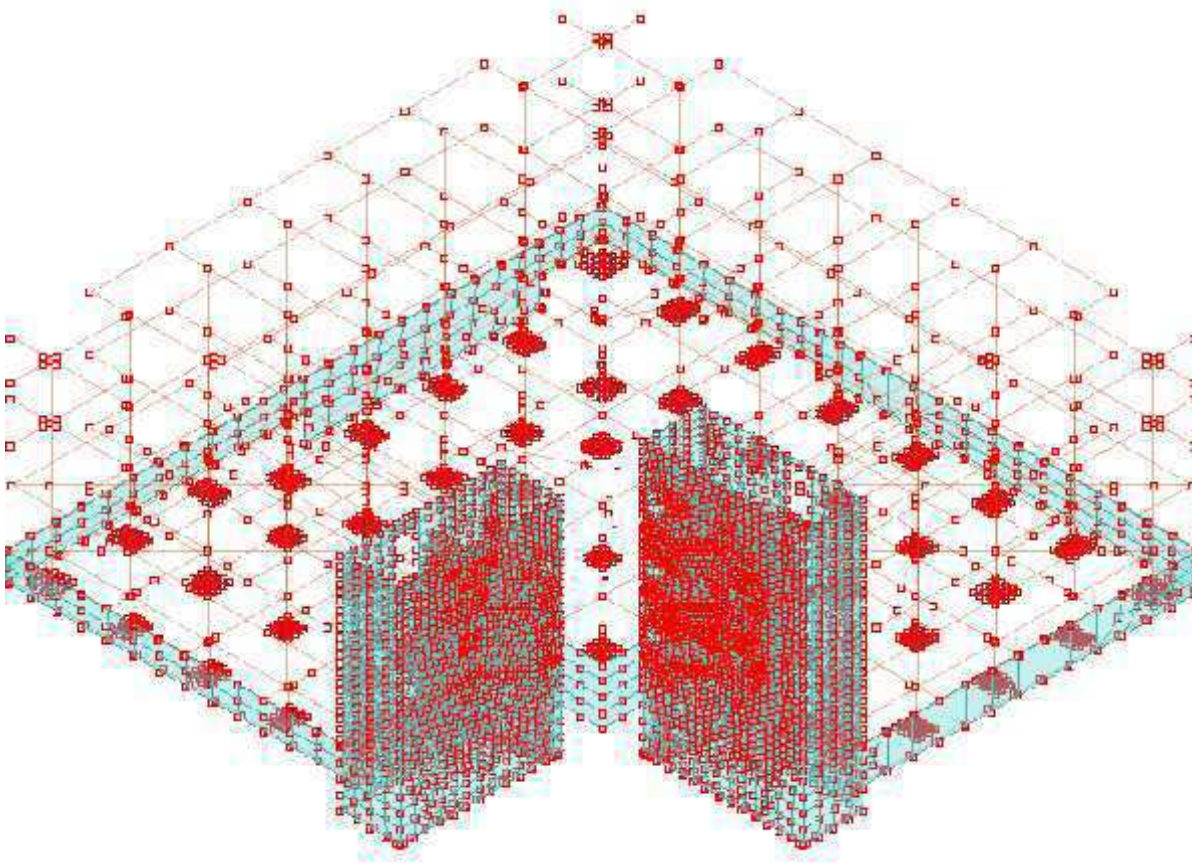
Nella modellazione delle campate corte delle travi a piano terra che collegano i pilastri alle pareti di contenimento, non individuate sul progetto originario, si sono poste delle cerniere in corrispondenza dell'attacco trave-parete, per tener conto del fatto che tale zona è assimilabile ad una cerniera sotto l'effetto delle azioni agenti a causa dell'armatura ivi rilevata e della modalità di getto effettuata che non garantisce un adeguato grado di incastro.

Si riportano di seguito alcune immagini significative in cui sono rappresentati la geometria e il modello di calcolo della struttura in esame.



**Figura 1: VISTA D'INSIEME DEL MODELLO F.E.M.**





**Figura 2: VISTA D'INSIEME DEL DISEGNO 3D DELLA STRUTTURA.**

### **A.6.1 DEFINIZIONE DELL' ANALISI NON SISMICA**

Per simulare l'analisi non sismica nel programma di calcolo si è comunque scelta un'analisi dinamica lineare con fattore di struttura  $q$  nella quale si sono annullati tutti i coefficienti moltiplicativi delle azioni nelle combinazioni sismiche.

L'analisi, come previsto dalla vigente norma per gli edifici esistenti, è stata eseguita agli Stati Limite Ultimi.

Nei modelli relativi all'analisi non sismica esaminati ai fini della ripartizione delle azioni gravitazionali si è impiegato il metodo delle aree d'influenza.

### **A.6.2 DEFINIZIONE DELL'ANALISI SISMICA**

L'analisi eseguita è di tipo dinamica lineare con fattore di struttura  $q$ .

Si è inoltre verificata la possibilità di esecuzione di un'analisi statica non lineare (pushover). Nell'applicazione di tale tipo di analisi si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) appresso illustrate.

## Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

- distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2 del D.M. 14-01-08, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare come seconda distribuzione la 2 a);
- distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;
- distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a  $T_c$

## Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:

- distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura.

Nel caso oggetto di analisi si è dunque ricavata la risposta modale della struttura, con i modi di vibrare riportati nella tabella seguente.

### LEGENDA

Modo: Identificativo del modo di vibrare.

Periodo: Periodo. [s]

Massa X: Massa partecipante in direzione globale X. Il valore è adimensionale.

Massa Y: Massa partecipante in direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

Massa Z: Massa partecipante in direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

Massa rot X: Massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale X. Il valore è adimensionale.

Massa rot Y: Massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

Massa rot Z: Massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

Totale masse partecipanti:

Traslazione X: 0.988057

Traslazione Y: 0.987137

Traslazione Z: 0

Rotazione X: 0.989345

Rotazione Y: 0.991261

Rotazione Z: 0.87498

Modo	Periodo	Massa X	Massa Y	Massa Z	Massa rot X	Massa rot Y	Massa rot Z
1	0.516763808	0.114952337	0.102404353	0	0.182606744	0.197162857	0.492202509
2	0.258945707	0.267635423	0.328251617	0	0.537531267	0.440660457	0.051257282
3	0.183218974	0.203131825	0.154350817	0	0.258363732	0.343867188	0.018720644
4	0.136434461	0.020982572	0.021354538	0	0.000018333	0.000125198	0.083320807
5	0.127314743	0.000262949	0.000009999	0	0.000054411	0.00001245	0.000449282
6	0.1157467	0.000031569	0.000056511	0	0.00001552	0.000083318	0.000056491
7	0.086437458	0.001136343	0.000788323	0	0.000129031	0.000014558	0.004691552
8	0.066200698	0.079795552	0.055503548	0	0.000249623	0.0007975	0.018348503
9	0.059763259	0.001180264	0.000272589	0	0.000163118	0.000259976	0.00047531
10	0.051769635	0.037182542	0.066658823	0	0.001636473	0.000362973	0.010414629
11	0.041581728	0.024448895	0.000008347	0	0.001191586	0.000371118	0.005289777
12	0.036245215	0.0000011	0.076979897	0	0.000015277	0.00003537	0.002017644
13	0.029938481	0.186769105	0.000552933	0	0.000021225	0.003123882	0.112828807
14	0.026394437	0.001624634	0.179810063	0	0.006979711	0.0000062	0.039975647
15	0.022605342	0.048921437	0.00014409	0	0.000369175	0.004377608	0.034931478

Poiché il modo di vibrare fondamentale del fabbricato ha una partecipazione di massa inferiore al 75% e il periodo fondamentale della struttura non è superiore a  $T_c$  è risultato che non è eseguibile una analisi statica non lineare.

Il calcolo degli spostamenti e delle sollecitazioni è stato effettuato svolgendo un'analisi elastico-lineare di tipo dinamica con fattore di struttura  $q$  (ai fini della simulazione del comportamento strutturale dissipativo e non).

Nelle costruzioni esistenti in cemento armato o in acciaio soggette ad azioni sismiche viene attivata la capacità di elementi e meccanismi resistenti, che possono essere "duttili" o "fragili".

Nel caso di uso del fattore di struttura, tutti gli elementi strutturali duttili devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Tutti gli elementi strutturali "fragili" devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta per  $q = 1,5$  sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

L'analisi sismica globale deve utilizzare, per quanto possibile, metodi di analisi che consentano di valutare in maniera appropriata sia la resistenza che la duttilità disponibile attraverso la definizione del fattore di struttura  $q$  il cui valore va scelto nel campo fra 1,5 e 3,0 sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche.

Per quanto riguarda l'aspetto sulla regolarità, si è in presenza di una struttura che rispetta le seguenti proprietà:

- la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze;
- il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta non è inferiore a 4;
- la dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;
- gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

e pertanto non può essere considerata regolare in pianta, e, poiché non tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione, non può essere considerata regolare in altezza.

Per quanto riguarda l'aspetto dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche si è valutato che i tassi di lavoro per i pilastri sotto l'azione dei soli carichi gravitazionali sono molto alti, al punto che alcuni pilastri non risultano verificati a sforzo normale centrato, per quanto il coefficiente di sicurezza sia prossimo all'unità.

Per tale ragione per il **fattore di struttura  $q$**  dell'edificio si è assunto il valore cautelativo:  $q=1.5$ .

La vigente norma per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili consente di impiegare le proprietà dei materiali esistenti divise per i fattori di confidenza in relazione al livello di conoscenza raggiunto, mentre per il calcolo della capacità di resistenza degli elementi fragili primari, prescrive

che le resistenze dei materiali siano divise per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza in relazione al livello di conoscenza raggiunto. Questo è anche specificato anche nella Circ. 2 Febbraio 2009 n.617 "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008", che nella tabella C8.4 di seguito riportata indica che per i meccanismi duttili è possibile adottare coefficienti parziali unitari.

Tabella C8.4 – Valori delle proprietà dei materiali e criteri di analisi e di verifica della sicurezza

		Modello Lineare		Modello Non Lineare		
		Domanda	Capacità	Domanda	Capacità	
Tipo di elemento o meccanismo (e/m)	Duttile / Fragile	Accettazione del Modello Lineare (ML) (per il controllo dei valori di $p_i = D_i/C_i$ )				Dall'analisi. Usare i valori medi nel modello.
		Dall'analisi. Usare i valori medi dei moduli nel modello.	In termini di resistenza. Usare i valori medi.	In termini di deformazione. Usare i valori medi divisi per il FC.		
	Duttile	Verifiche (se il ML è accettato)				
		Dall'analisi.	In termini di deformazione. Usare i valori medi divisi per il FC.			
	Fragile	Verifiche (se il ML è accettato)				
		Se $p_i \leq 1$ , dall'analisi.	In termini di resistenza. Usare i valori medi divisi per il FC e per il coefficiente parziale.	In termini di resistenza. Usare i valori medi divisi per il FC e per il coefficiente parziale.		

La stessa circolare, al punto C7.4.4 consiglia di assumere per le combinazioni sismiche gli stessi coefficienti parziali delle combinazioni non sismiche tener conto del degrado ciclico dei materiali.

Poiché le indagini di laboratorio hanno confermato l'alto livello di carbonatazione presente nelle carote estratte nelle calcolazioni si è scelto di non utilizzare coefficienti parziali unitari per i meccanismi duttili nelle combinazioni di carico.

Nei modelli esaminati, ai fini della ripartizione delle azioni gravitazionali si è impiegato il metodo delle aree d'influenza, mentre ai fini della ripartizione delle azioni sismiche sugli elementi strutturali principali, si è assunta l'ipotesi di solai infinitamente rigidi e azioni sismiche applicate nel baricentro delle masse di tali orizzontamenti.

In particolare tale comportamento rigido sarà garantito nello stato di progetto poiché l'intervento prevede anche la realizzazione di una caldana armata su ogni solaio.

Ai fini della simulazione del sisma orizzontale sono state considerate due condizioni sismiche indipendenti e ortogonali (sisma X e sisma Y) e due condizioni atte a simulare l'eccentricità accidentale in direzione x e y considerata pari a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione del sisma.

Le azioni assunte sono quelle corrispondenti allo spettro di risposta elastico di normativa per le quali si rimanda al paragrafo dedicato. Ai fini della valutazione degli effetti sulle strutture, le azioni nelle due direzioni sono combinate secondo quanto richiesto al paragrafo 7.3.5 del rif.(D.M. LL. PP. 14/01/2008).

I risultati delle analisi sono stati utilizzati per le verifiche agli S.L. in accordo alla vigente normativa (D.M. LL. PP. 14/01/2008). Ai fini delle verifiche per le azioni gravitazionali sono state prese in esame le sole combinazioni allo S.L.U. come previsto dalla vigente norma per gli edifici esistenti.

Ai fini delle verifiche per le azioni sismiche per gli edifici esistenti il D.M. 14-01-08 prevede in generale quattro stati limite:

- SLCO stato limite di collasso
- SLV stato limite di salvaguardia della vita
- SLV FO stato limite di vita delle fondazioni
- SLD stato limite di danno
- SLO stato limite di operatività

Essendo lo stato limite di collasso per costruzioni in c.a. alternativo a quello di stato limite di salvaguardia della vita (circ. 617 C8.3) non lo si è considerato.

Nell'analisi è stato considerato lo stato limite di operatività, riservato agli edifici di classe III e IV, mentre non è stato considerato lo stato limite di danno (con coefficienti meno gravosi), riservato agli edifici di classe I e II.

Si rimanda ai relativi paragrafi per le informazioni sul codice di calcolo impiegato, all' "allegato C" della presente relazione per i tabulati relativi alla descrizione del modello f.e.m. e delle azioni ad esso applicate e per i risultati delle verifiche statiche.

### **A.6.3 INFORMAZIONI SULL'ANALISI ESEGUITA CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO**

Il codice di calcolo utilizzato è il **Sismicad12 versione 12.1** prodotto e distribuito dalla **Concrete S.r.l.**, Via della Pieve n. 19, 35121 – Padova.

Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili.

Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre-processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

Le travi sono progettate e verificate a flessione retta e taglio; a richiesta è possibile la verifica per le sei componenti della sollecitazione.

I pilastri ed i pali sono verificati per le sei componenti della sollecitazione.

Per gli elementi bidimensionali giacenti in un medesimo piano è disponibile la modalità di verifica che consente di analizzare lo stato di verifica nei singoli nodi degli elementi.

Nelle verifiche (a presso flessione e punzonamento) è ammessa la introduzione dei momenti di calcolo modificati in base alle direttive dell'EC2, Appendice A.2.8.

I plinti superficiali sono verificati assumendo lo schema statico di mensole con incastri posti a filo o in asse pilastro.

Gli ancoraggi delle armature delle membrature in c.a. sono calcolati sulla base della effettiva tensione normale che ogni barra assume nella sezione di verifica distinguendo le zone di ancoraggio in zone di buona o cattiva aderenza.

In particolare il programma valuta la tensione normale che ciascuna barra può assumere in una sezione sviluppando l'aderenza sulla superficie cilindrica posta a sinistra o a destra della sezione considerata; se in una sezione una barra assume per effetto dell'aderenza una tensione normale minore di quella ammissibile, il suo contributo all'area complessiva viene ridotto dal programma nel rapporto tra la tensione normale che la barra può assumere per effetto dell'aderenza e quella ammissibile.

Le verifiche sono effettuate a partire dalle aree di acciaio equivalenti così calcolate che vengono evidenziate in relazione.

A seguito di analisi inelastiche eseguite in accordo a OPCM 3431 o D.M. 14-01-08 vengono condotte verifiche di resistenza per i meccanismi fragili (nodi e taglio) e verifiche di deformabilità per i meccanismi duttili.

Per la descrizione della modalità di schematizzazione e per i criteri di calcolo delle sollecitazioni si rimanda all' "allegato C" della presente relazione.

Si rimanda al manuale principale e al manuale del solutore forniti dal produttore del software per la descrizione esauriente delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, per l'individuazione dei campi d'impiego e i casi di prova interamente risolti e commentati.

La comprovata affidabilità e validazione dei codici utilizzati è riportata nei manuali di validazione forniti dallo stesso produttore del programma, ovvero: un manuale di validazione principale, nel quale sono riportati:

- Basi teoriche ed algoritmi impiegati
- Campi di impiego
- Struttura semplice in c.a. in zona non sismica
- Esempio di Analisi statica equivalente D.M. 16-01-96
- Esempio Analisi statica equivalente ORDINANZA 3431
- Esempio di applicazione dello spettro di risposta D.M. 16-01-96
- Esempio di applicazione dello spettro di risposta ORDINANZA 3431
- Esempio di telaio multipiano
- Verifica di un plinto superficiale

- Struttura semplice in acciaio in zona non sismica
- Lastra rettangolare appoggiata al contorno
- Modellazione non lineare di un portale in c.a.
- Esempio di determinazione di  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T_c$  secondo DM 14-01-08
- Esempio di calcolo di taglio alla base in analisi statica e dinamica
- Esempio di gerarchia delle resistenze trave e pilastro in c.a. in classe di duttilità A e B
- Verifica di travate in c.a. secondo le Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14-01-2008.
- Analisi statica non lineare di un pilastro
- Analisi statica non lineare di una parete modellata mediante l'elemento Concrete
- Analisi statica non lineare di un singolo maschio murario
- Esempio di Rinforzo di una trave con materiali compositi

e un manuale di validazione del solutore nel quale sono riportati 25 esempi, ovvero:

- Esempio 1 patch test piastra rettangolare
- Esempio 2 analisi statica di una trave a mensola
- Esempio 3 analisi statica di una trave rettilinea
- Esempio 4 analisi statica di una trave curva
- Esempio 5 analisi statica di una trave a elica
- Esempio 6 analisi statica di una volta a botte
- Esempio 7 analisi statica di un guscio emisferico
- Esempio 8 vibrazioni libere di una trave: analisi p-delta
- Esempio 9 trave su suolo elastico non reagente a trazione
- Esempio 10 analisi elastoplastica di un telaio
- Esempio 11 analisi di un telaio con pilastri disassati
- Esempio 12 trave su suolo di winkler
- Esempio 13 trave su suolo elasto-plastico alla winkler
- Esempio 14 mensola in muratura – analisi non lineare
- Esempio 15 blocco in muratura con carico trapezio
- Esempio 16 analisi al secondo ordine di una piastra inflessa
- Esempio 17 analisi al secondo ordine di una fune pretesa
- Esempio 18 un fenomeno di instabilità progressiva
- Esempio 19 analisi statica di una piastra romboidale
- Esempio 20 analisi statica di una trave a z

- Esempio 21 guscio cilindrico: patch test
- Esempio 22 analisi statica di una piastra spessa
- Esempio 23 vibrazioni libere di una piastra romboidale sottile
- Esempio 24 vibrazioni libere di una piastra romboidale spessa
- Esempio 25 vibrazioni libere di una lastra trapezia

## **A.7 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO STRUTTURALE**

L'intervento strutturale da realizzarsi ha lo scopo di rinforzare l'edificio per garantirne la resistenza alle azioni gravitazionali secondo le prescrizioni della norma attualmente in vigore.

I rinforzi saranno effettuati in modo da non comportare una sensibile variazione della rigidezza degli elementi strutturali e produrre un incremento della resistenza nei confronti dell'azione sismica.

Nei paragrafi a seguire si sono individuate le problematiche relative agli elementi strutturali desunte in base alle verifiche svolte sul modello "**CASA DI RIPOSO SAN FRANCESCO\_12 SLU-STATO DEI LUOGHI**" e le soluzioni adottate.

### **A.7.1 PILASTRI: PROBLEMATICHE E RINFORZI**

Il livello tensionale medio nelle verifiche a pressoflessione dei pilastri svolte sul modello "**CASA DI RIPOSO SAN FRANCESCO\_12 SLU-STATO DEI LUOGHI**" è elevato e supera in alcuni casi il valore limite, anche in condizioni gravitazionali; molti pilastri presentano verifiche insoddisfatte per instabilità (eseguite dal programma di calcolo con il metodo della colonna modello basata sulla curvatura nominale definita dal riferimento di comprovata validità UNI EN 1992-1-1).

Inoltre c'è da sottolineare che nella verifica a sforzo normale centrato, secondo la prassi progettuale usuale all'epoca della costruzione, non tutti i pilastri risultano verificati anche adottando la normativa vigente all'epoca della costruzione; questo è da imputarsi, a parere dello scrivente, ad un errore di progetto nella valutazione della tensione ammissibile a sforzo normale centrato da parte del progettista originario.

Il progettista originario, infatti, nell'esempio di calcolo riportato nella "relazione dei calcoli statici", a pagina 7, ha riportato il dimensionamento del pilastro 1, e nonostante abbia indicato tensione ammissibile di calcolo pari a 60daN/cm<sup>2</sup> per compressione per calcestruzzo Rck 250 (valore tra l'altro superiore a quello desunto dai certificati di prova originari), ha adottato nella tabella del dimensionamento della sezione e dell'armatura del pilastro una tensione limite pari a 64.8daN/cm<sup>2</sup>.

In base alla normativa vigente all'epoca della costruzione, "Norme tecniche per la esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e



per le strutture metalliche, n.214 del 14 Agosto 1976" (come pure nella precedente n.198 del 29 Luglio 1974) al paragrafo 2.3 "Tensioni nominali di compressione ammissibili nel conglomerato" è prescritto che per gli elementi calcolati a compressione semplice si deve applicare una riduzione del 30% della tensione ammissibile definita per gli elementi soggetti a flessione o pressoflessione, il cui valore va determinato in base alla formula:

$$\sigma'_b = 60 + (R'_{bk}-150)/4 \text{ [kg/cmq]}$$

Nel caso oggetto di analisi, per  $R'_{bk}=250$ , si ottiene  $\sigma'_b = 85 \text{ kg/cmq}$ , che fornisce la resistenza a sforzo normale centrato

$$\sigma'_b (N) = 0.7*85 = 59.5 \text{ kg/cmq} (= 58.35 \text{ daN/cmq}).$$

I casi che presentano verifica insoddisfatta sono comunque caratterizzati da un coefficiente di sicurezza prossimo all'unità.

Per quanto riguarda il non soddisfacimento della verifica d'instabilità nella "relazione dei calcoli statici" originaria non è riportata alcuna indicazione circa le verifiche effettuate.

La norma vigente all'epoca della costruzione imponeva una verifica d'instabilità per pilastri con snellezza  $l = L_0/i > 50$ , con  $L_0$  lunghezza libera di inflessione ed  $i$  raggio d'inerzia minimo della sezione, per cui nel caso in esame, anche nell'ipotesi più cautelativa di pilastri incernierati in corrispondenza degli impalcati per  $L_0=L$ , e sezione minima 30x30 non si rendeva necessario tener conto dei fenomeni di instabilità.

Il rinforzo dei pilastri verrà effettuato mediante la realizzazione di una camicia di spessore pari a 3cm realizzata con microcalcestruzzi fibrorinforzati ad elevatissime prestazioni (HPFRCC), avente le caratteristiche minime indicate nella "relazione illustrativa delle caratteristiche, della qualità e della dosatura dei materiali".

La camicia sarà gettata in opera previa preparazione del supporto finalizzata a rimuovere tutte le parti degradate sino ad ottenere un buon grado di rugosità superficiale necessario a garantire una corretta adesione della cappa collaborante al supporto e spazzolatura dei ferri di armatura e integrazione attraverso la saldatura di monconi qualora si renda necessario.

Nella progettazione del rinforzo si è considerata la sezione risultante con caratteristica meccanica di resistenza pari alla media pesata sulle aeree tra la resistenza del calcestruzzo esistente e quella del microcalcestruzzo costituente la camicia. Nel calcolo della resistenza media si è tenuto conto del fattore di confidenza applicato dal programma di calcolo.

In particolare, a vantaggio di sicurezza, si sono considerate due resistenze di progetto per i pilastri rinforzati: la resistenza  $R_{ck320\_LC2}$  per le sezioni 66x31, 46x46 e 41x41 e la resistenza  $R_{ck340\_LC2}$  per le sezioni 46x31 e 36x36.

Per la sollecitazione di pressoflessione si è considerato il contributo di resistenza a trazione delle fibre contenute nel microcalcestruzzo HPFRCC in termini di armatura equivalente di acciaio FeB32k liscio con fattore di confidenza LC2, mentre il contributo di resistenza a taglio delle fibre è stato trascurato a vantaggio di sicurezza.

Al fine di considerare nella verifica dei pilastri la "resistenza a trazione equivalente" delle fibre si è assunta, nello spessore della camicia, la presenza di un'armatura di acciaio composta da 1 barra  $\phi 8$  per ogni spigolo e barre  $\phi 5$  o  $\phi 6$  o  $\phi 8$  di parete.

Nella valutazione si sono considerati i seguenti valori di resistenza a trazione:

- resistenza di calcolo per il microcalcestruzzo HPFRCC pari a  $65/1.5=43\text{daN/cm}^2$  (essendo  $65\text{daN/cm}^2$  la resistenza a trazione diretta minima a 28 gg del microcalcestruzzo e 1.5 il coefficiente parziale di sicurezza dell' HPFRCC);
- resistenza di calcolo dell'acciaio equivalente pari a  $4000/1.2/1.15=2900\text{ daN/cm}^2$  (essendo  $FC=1.2$  il fattore di confidenza raggiunto, 1.15 il coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio e  $4000\text{ daN/cm}^2$  il valore di snervamento dell'acciaio presente nelle strutture esistenti desunto dalle prove eseguite sui campioni prelevati in situ).

Considerato che la resistenza della singola barra di spigolo è equivalente a quella di una sezione ad L di lati pari a 7cm e spessore pari a 3cm di microcalcestruzzo, per il calcolo dell'area equivalente di parete, " $A_{s,eq}$ ", per ogni lato del pilastro si è assunta la porzione di camicia in HPFRCC residua di sezione rettangolare avente dimensioni  $3 \times (\text{lato pil.} - 14)\text{cm}$ .

Nelle tabelle seguenti è riportato il calcolo del numero delle barre di parete in termini di  $\phi 5$  o  $\phi 6$  o  $\phi 8$  e il valor medio di resistenza della sezione di calcestruzzo composta dal nucleo originario e dalla camicia in HPFRCC.

66X31	B	s(B)	BETON	$f_y(4000/1,2/1,15)$	$A_{s,eq}$	$\Phi$	n	$\Phi$	n	$\Phi$	n	oltre a 1 $\Phi 8$ di spigolo	Rck MEDIO
	66,0	3,0	43,0	2900,0	2,3	5,0	11,8	6,0	8,2	8,0	4,6		336,07
	H	s(B)	BETON	$f_y(4000/1,2/1,15)$	$A_{s,eq}$	$\Phi$	n	$\Phi$	n	$\Phi$	n		
	31,0	3,0	43,0	2900,0	0,8	5,0	3,9	6,0	2,7	8,0	1,5		
46X46	B	s(B)	BETON	$f_y(4000/1,2/1,15)$	$A_{s,eq}$	$\Phi$	n	$\Phi$	n	$\Phi$	n	oltre a 1 $\Phi 8$ di spigolo	Rck MEDIO
	46,0	3,0	43,0	2900,0	1,4	5,0	7,3	6,0	5,0	8,0	2,8		327,79
	H	s(B)	BETON	$f_y(4000/1,2/1,15)$	$A_{s,eq}$	$\Phi$	n	$\Phi$	n	$\Phi$	n		
	46,0	3,0	43,0	2900,0	1,4	5,0	7,3	6,0	5,0	8,0	2,8		
46X31	B	s(B)	BETON	$f_y(4000/1,2/1,15)$	$A_{s,eq}$	$\Phi$	n	$\Phi$	n	$\Phi$	n	oltre a 1 $\Phi 8$ di spigolo	Rck MEDIO
	46,0	3,0	43,0	2900,0	1,4	5,0	7,3	6,0	5,0	8,0	2,8		347,55
	H	s(B)	BETON	$f_y(4000/1,2/1,15)$	$A_{s,eq}$	$\Phi$	n	$\Phi$	n	$\Phi$	n		
	31,0	3,0	43,0	2900,0	0,8	5,0	3,9	6,0	2,7	8,0	1,5		
41X41	B	s(B)	BETON	$f_y(4000/1,2/1,15)$	$A_{s,eq}$	$\Phi$	n	$\Phi$	n	$\Phi$	n	oltre a 1 $\Phi 8$ di spigolo	Rck MEDIO
	41,0	3,0	43,0	2900,0	1,2	5,0	6,1	6,0	4,2	8,0	2,4		337,66
	H	s(B)	BETON	$f_y(4000/1,2/1,15)$	$A_{s,eq}$	$\Phi$	n	$\Phi$	n	$\Phi$	n		
	41,0	3,0	43,0	2900,0	1,2	5,0	6,1	6,0	4,2	8,0	2,4		
36X36	B	s(B)	BETON	$f_y(4000/1,2/1,15)$	$A_{s,eq}$	$\Phi$	n	$\Phi$	n	$\Phi$	n	oltre a 1 $\Phi 8$ di spigolo	Rck MEDIO
	36,0	3,0	43,0	2900,0	1,0	5,0	5,0	6,0	3,5	8,0	1,9		350,00
	H	s(B)	BETON	$f_y(4000/1,2/1,15)$	$A_{s,eq}$	$\Phi$	n	$\Phi$	n	$\Phi$	n		
	36,0	3,0	43,0	2900,0	1,0	5,0	5,0	6,0	3,5	8,0	1,9		

## A.7.2

### TRAVI: PROBLEMATICHE E RINFORZI

La maggior parte delle travi nella condizione dello stato dei luoghi presentano verifica insoddisfatta a flessione per le sole condizioni gravitazionali.

La verifica insoddisfatta riguarda in alcuni casi le fibre tese superiori e in altri le fibre tese inferiori.

Nella maggior parte delle travi per le quali la verifica insoddisfatta riguarda le fibre tese superiori le sezioni nelle quali il momento resistente è inferiore al momento sollecitante di calcolo non corrispondono a quelle nelle quali agisce la massima sollecitazione, ma coincidono con sezioni a sollecitazione più bassa; ciò è dovuto alla presenza di armatura superiore sagomata e all'effetto della traslazione del diagramma del momento) effettuata come previsto dal punto 4.1.2.1.3.2 dell'attuale norma vigente - D.M. LL. PP. 14/01/2008).

La traslazione del diagramma del momento flettente non era prevista dalla norma vigente all'epoca della costruzione e per tale ragione i ferri sagomati risultano insufficienti a coprire il momento sollecitante che tende le fibre superiori.

Il rinforzo di tali zone verrà effettuato all'estradosso delle travi mediante l'inserimento di barre in acciaio tipo B450C aggiuntive e il ripristino del calcestruzzo all'estradosso con calcestruzzo a ritiro compensato.

Il getto sarà effettuato in opera previa preparazione del supporto che preveda la rimozione della caldana per uno spessore sufficiente alla messa a nudo delle staffe della trave e sufficiente a rimuovere tutte le parti degradate del calcestruzzo esistente per ottenere un buon grado di rugosità superficiale, eliminazione del copriferro e messa a nudo delle staffe e delle barre verticali del pilastro per un'altezza di circa 10cm dall'estradosso del solaio e inserimento di connettori di ancoraggio.

Qualora lo si è ritenuto necessario è stata prevista l'integrazione della connessione attraverso la saldatura di monconi.

Laddove la verifica insoddisfatta riguarda le fibre tese inferiori il rinforzo previsto è diverso a seconda che si tratti delle campate corte delle travi a piano terra che collegano i pilastri alle pareti controrocchia, o le altre campate.

Nel primo caso il rinforzo verrà effettuato in modo analogo ai pilastri, ovvero mediante la realizzazione di una camicia di spessore compresa tra i 3 ed i 5 cm all'intradosso con microcalcestruzzi fibrorinforzati ad elevatissime prestazioni (HPFRCC), avente le caratteristiche minime indicate nella "relazione illustrativa delle caratteristiche, della qualità e della dosatura dei materiali", provvedendo alla preparazione del supporto e alla spazzolatura dei ferri di armatura e integrazione attraverso la saldatura di monconi qualora si renda necessario, analogamente al caso dei pilastri rinforzati.

Nella progettazione del rinforzo si è trascurato l'incremento di resistenza a compressione legato alla migliore caratteristica meccanica del microcalcestruzzo costituente la camicia, come pure il contributo di resistenza a trazione dovuto alle fibre.

Nel rinforzo è prevista l'aggiunta di un'armatura inferiore all'interno della camicia costituita da barre B450C da ancorare chimicamente in corrispondenza della parete controroccia.

Nel caso di travi da rinforzare inferiormente in corrispondenza di campate diverse da quelle precedentemente individuate è previsto l'utilizzo di placcaggio con tessuto in fibre di carbonio avente le caratteristiche minime indicate nella "relazione illustrativa delle caratteristiche, della qualità e della dosatura dei materiali".

### **A.7.3 PLINTI DI FONDAZIONE: PROBLEMATICHE E RINFORZI**

I plinti di fondazione risultano verificati per effetto delle sollecitazioni gravitazionali agenti, mentre il terreno di fondazione risulta sollecitato da una tensione più alta di quella ammissibile in corrispondenza di tre plinti.

Il rinforzo di tali plinti prevede l'allargamento per un'ulteriore larghezza pari a 20 cm per lato mediante l'applicazione di un calcestruzzo reoplastico a ritiro compensato gettato in opera previa preparazione del supporto finalizzata a rimuovere tutte le parti degradate ed ottenere un buon grado di rugosità superficiale, rimozione del copriferro e spazzolatura dei ferri di armatura e integrazione attraverso la saldatura di monconi qualora si renda necessario. Il calcestruzzo superfluidificato da utilizzare avrà le caratteristiche minime indicate nella "relazione illustrativa delle caratteristiche, della qualità e della dosatura dei materiali".

Nel rinforzo è prevista l'aggiunta di un'armatura all'interno dello spessore aggiunto costituita da barre B450C da ancorare chimicamente in corrispondenza della parete controroccia e del plinto esistente. Inoltre si è vincolato lo spostamento orizzontale per ciascun plinto mediante l'utilizzo di 4 barre  $\Phi 20$  resinate in appositi fori in roccia.

### **A.7.4 SETTI IN C.A.: PROBLEMATICHE E RINFORZI**

I setti in c.a. del vano scala non risultano verificati per effetto delle sollecitazioni gravitazionali a causa di picchi locali di tensione che si presentano in corrispondenza delle intersezioni con travi o cordoli.

Il rinforzo di tali zone verrà effettuato mediante l'inserimento di barre in acciaio tipo B450C e il ripristino mediante microcalcestruzzi fibrorinforzati ad elevatissime prestazioni (HPFRCC), aventi le caratteristiche minime indicate nella "relazione illustrativa delle caratteristiche, della qualità e della dosatura dei materiali".

Il getto sarà effettuato in opera previa preparazione del supporto che preveda la rimozione del copriferro per uno spessore sufficiente alla messa a nudo delle barre e sufficiente a rimuovere tutte le parti degradate del calcestruzzo esistente per ottenere un buon grado di rugosità superficiale.

Qualora lo si è ritenuto necessario è stata prevista l'integrazione della connessione attraverso la saldatura di monconi.

## **A.7.5 PARETI CONTROROCCIA: PROBLEMATICHE E RINFORZI**

Le pareti controroccia in c.a. sono armate solo sulla faccia esterna, per cui non risultano verificate laddove vi sono gusci tesi dalla parte interna a causa della modifica dello schema strutturale realizzato in corso d'opera all'epoca della costruzione rispetto alle prescrizioni di progetto originarie.

Il rinforzo di tali zone verrà effettuato mediante la realizzazione di una controparete di rinforzo di spessore 12 cm mediante l'applicazione di un calcestruzzo reoplastico a ritiro compensato gettato in opera previa preparazione del supporto finalizzata a rimuovere tutte le parti degradate ed ottenere un buon grado di rugosità superficiale.

Il calcestruzzo superfluidificato da utilizzare avrà le caratteristiche minime indicate nella "relazione illustrativa delle caratteristiche, della qualità e della dosatura dei materiali".

Nel rinforzo è prevista l'aggiunta di un doppio strato di armatura (uno verticale ed uno orizzontale) costituito da barre B450C da ancorare chimicamente in corrispondenza della parete controroccia.

## **A.7.6 SOLAI: PROBLEMATICHE E RINFORZI**

I solai in c.a.p. sono stati progettati all'epoca della costruzione sulla base delle analisi dei carichi riportate nel "calcolo di verifica a rottura", allegato alla presente relazione nell'elaborato "ALLEGATO - ELABORATI DI PROGETTO ORIGINARI", e prodotti e certificati dalla ditta SIAI S.pA di Roseto degli Abruzzi.

L'analisi dei carichi ivi riportata differisce in difetto rispetto a quella indicata dal progettista originario nella "relazione dei calcoli statici", sia per l'impalcato a piano terra che per gli impalcati relativi ai piani superiori.

Nel "verbale di prova di carico" originario nel quale sono riportate le prove eseguite sui solai della struttura a termine della sua realizzazione è ancora riportata la stessa analisi dei carichi effettuata dal prefabbricatore, in discordanza da quella indicata dal progettista originario nella "relazione dei calcoli statici".

La normativa di riferimento all'epoca della costruzione relativamente ai carichi, come riportato anche dal progettista originario nella "relazione dei calcoli statici" è la *Circ.Min. LL.PP. 08/06/1968, n. 4773 "Ipotesi di carico nelle costruzioni"*, nella quale si legge che, i carichi d'esercizio, comprensivi degli effetti dinamici ordinari, quando non sia diversamente precisato, possono desumersi dalla tabella 1.4.1 di seguito riportata.

Tabella 1.4.1.- Carichi di esercizio

N°	Locale	Carico [kg/m <sup>2</sup> ]
1	Locali di abitazione o servizio e di ufficio non aperti al pubblico e relativi terrazzi di copertura praticabili	200
2	Locali pubblici suscettibili di affollamento (negozi, ristoranti, caffè, banche, uffici postali, anie scolastiche) e relativi terrazzi di copertura praticabili	350
3	Locali pubblici suscettibili di grande affollamento (sale di riunioni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi, palestre, ecc.)	500
4	Salie da ballo, tribune senza posti fissi, ecc.	600
5	Balconi e scale:	
	Per edifici di abitazione	400
	Per edifici pubblici e scolastici	500
6	Sottotetto accessibile	100
7	Rimesse per autovetture fino a 2,5 t di peso	300
8	Archivi e biblioteche, secondo i casi, comunque non minore di	600

Sulla base di tale riferimento sembra che il progettista nella "relazione dei calcoli statici" abbia assunto il piano terra come "locale pubblico suscettibile di grande affollamento" e i piani superiori, destinati a dormitorio, come "locali di abitazione o servizio e di ufficio non aperti al pubblico", in accordo con la succitata circolare.

Al contrario i carichi assunti dal prefabbricatore nel dimensionamento degli elementi in c.a.p. e quelli assunti per l'esecuzione della prova di carico sono inferiori a quelli previsti dalla circolare e dalla "relazione dei calcoli statici".

Da indagini in sito è risultato che la caldana presente è priva di armatura, come era consuetudine costruttiva dell'epoca di realizzazione della struttura.

Per garantire la resistenza nel trasferimento delle azioni sismiche agli elementi verticali e in particolare ai setti e alle pareti in c.a. l'intervento prevede la realizzazione di una caldana armata collaborante di spessore pari a 5cm da realizzarsi previa scarifica meccanica della superficie di estradosso del solaio con rimozione del calcestruzzo degradato e privo di coerenza per una profondità di circa 2cm, collegata a quella esistente mediante connettori a taglio.

Il calcestruzzo superfluidificato a ritiro compensato da utilizzare avrà le caratteristiche minime indicate nella "relazione illustrativa delle caratteristiche, della qualità e della dosatura dei materiali".

L'altezza dei travetti con l'introduzione della caldana aumenta in tal modo di circa 3cm. Nella verifica dei solai è stato considerato un copriferro superiore pari a circa 4cm, in base alle indagini svolte in sito dagli scriventi.

Nella verifica dei solai non si sono considerati quei contributi indicati dal progettista originario non riscontrati dalle indagini svolte in situ, ovvero la presenza di blocchi di laterizio con parte superiore rinforzata e la presenza di fasce piene di solaio pari a 15cm (zone resistenti taglio) in corrispondenza delle travi che fungono da appoggio per i travetti.

Dall'analisi del progetto originario risultano evidenti ulteriori discordanze con lo stato di fatto dell'opera.

La tipologia di acciaio indicata dal progettista originario nella relazione di "calcolo di verifica a rottura del solaio precompresso" con tensione ammissibile pari a  $2200 \text{ daN/cm}^2$  indica l'utilizzo di armatura classe FeB44k ad aderenza migliorata (in conformità alla normativa vigente all'epoca di realizzazione della struttura) come monconatura superiore dei solai.

Dalle indagini eseguite in situ è stata riscontrata armatura superiore liscia, per cui nelle verifiche si è considerato un acciaio della medesima qualità di quello sottoposto a prova estratto dalle travi e dalle pareti (a vantaggio di sicurezza).

Agendo sempre a vantaggio di sicurezza anche per l'armatura da aggiungere nei rinforzi si è considerata la medesima qualità di acciaio dell'armatura esistente, prevedendo però l'effettivo copriferro per ognuna delle due tipologie di armatura.

Infatti, poiché il dimensionamento dell'armatura inferiore e superiore nei travetti indicata sulla relazione di "calcolo di verifica a rottura" del solaio precompresso effettuato dal progettista originario è stato condotto sulla base di un momento pari a  $1/12ql^2$  (con  $l$ =luce della campata tipo), si è verificato che tale armatura risulta spesso insufficiente a coprire il momento sollecitante se si adotta per i travetti uno schema a travi continue su appoggi.

Per tale ragione è risultato necessario incrementare la resistenza dei travetti in alcune campate a momento negativo (fibre tese superiori) e in altre a momento positivo (fibre tese inferiori).

Il rinforzo a momento negativo sarà effettuato attraverso la predisposizione nello spessore della caldana collaborante di nuova realizzazione di barre aggiuntive di armatura di tipo B450C.

Per definire la lunghezza dei monconi esistenti presenti in corrispondenza degli appoggi dei travetti si è eseguito progetto simulato. Per il progetto simulato si faccia riferimento all'allegato A ("verifiche") alla presente relazione.

Il rinforzo a momento negativo risulta necessario non solo laddove il momento sollecitante in corrispondenza degli appoggi risulta superiore al momento resistente, ma anche in quelle campate che dall'analisi risultano tutte tese superiormente nelle combinazioni di carico agli stati limite ultimi, effettuando il carico-scarico in fase di verifica.

Per quest'ultima ragione si è previsto il rinforzo di tutti i travetti con barre filanti di diametro  $\phi 10$  lungo tutta la lunghezza dei travetti in ogni zona di solaio.

Per la definizione delle zone di solaio da rinforzare a momento positivo si è considerato il momento di rottura resistente indicato dal progettista nella relazione di "calcolo di verifica a rottura" del solaio precompresso.

Esso è sempre pari a 1386daNm per solaio H=25, per cui tenendo conto dell'incremento di altezza utile della sezione del travetto per effetto della caldaia collaborante e del fattore di confidenza FC=1.2, per livello di conoscenza LC2, si sono rinforzati a momento positivo le campate con momento di calcolo superiore a:

$$M_d = 1386/1.2 \times 28/25 = 1293 \text{ daNm} \quad (\text{per } H=25)$$

$$M_d = 1386/1.2 \times 23/25 = 1062 \text{ daNm} \quad (\text{per } H=20)$$

Le campate che necessitano di rinforzo a momento positivo sono presenti solo a piano terra. Il rinforzo sarà eseguito mediante la realizzazione di cordoli in c.a. delle dimensioni di cm 38x(25+3) o 38x(20+3) da realizzarsi in sostituzione di fasce di pignatte a file alterne, previo taglio e demolizione a sezione obbligata di fasce di pignatte e della sovrastante caldaia esistente in c.a..

Il calcestruzzo superfluidificato da utilizzare avrà le stesse caratteristiche di quello utilizzato per il rinforzo dei plinti di fondazione.

Nel rinforzo è prevista l'aggiunta di armatura costituita da barre B450C da ancorare chimicamente in corrispondenza delle travi intradossate.

Il rinforzo dei solai a taglio o a compressione sarà eseguito tramite la realizzazione di fasce piene armate a ridosso delle travi utilizzando calcestruzzo superfluidificato avente le caratteristiche minime indicate nella "relazione illustrativa delle caratteristiche, della qualità e della dosatura dei materiali".

## **A.8 RISULTATI E VERIFICHE**

### **A.8.1 GIUNTI E INTERAZIONI CON ALTRI EDIFICI**

Come specificato in precedenza l'edificio oggetto di analisi è isolato per cui non è necessario verificare il dimensionamento del giunto sismico.

### **A.8.2 VERIFICHE STRUTTURE, SPOSTAMENTI E SOLLECITAZIONI**

Nell'allegato "B" alla presente relazione vengono riportate le informazioni relative alle verifiche degli elementi strutturali nelle combinazioni di carico agli stati limite ultimi, e le informazioni relative agli spostamenti nodali e alle sollecitazioni di aste e gusci nelle combinazioni di carico sismiche per la



struttura, come determinate in base ai modelli di calcolo “**CASA DI RIPOSO SAN FRANCESCO\_12 SLU-STATO DEI LUOGHI**” e “**CASA DI RIPOSO SAN FRANCESCO\_12 SISMICO-STATO DEI LUOGHI**”, per lo stato dei luoghi, e in base ai modelli di calcolo “**CASA DI RIPOSO SAN FRANCESCO\_18 SLU-PROGETTO**” e “**CASA DI RIPOSO SAN FRANCESCO\_18 SISMICO-PROGETTO**” per lo stato di progetto.

Nello stesso allegato vengono riportate le verifiche del modello “**CASA DI RIPOSO SAN FRANCESCO\_9 T.A.**”, utile alla definizione dell’armatura delle travi del piano secondo e copertura e della lunghezza della monconatura superiore dei solai secondo il progetto simulato.

Gli spostamenti nodali vengono tabulati per le combinazioni di calcolo più significative.

Nell’allegato sono presenti inoltre le immagini delle configurazioni deformate del modello nelle combinazioni di calcolo in cui gli spostamenti nodali sono più significativi.

Le sollecitazioni delle aste vengono tabulate indicando per ciascuna asta del modello la massima sollecitazione e la sezione in cui tale condizione si verifica. Le tabelle vengono distinte per sollecitazione e vengono ordinate a partire dall’asta più sollecitata.

A seguire nello stesso allegato sono individuati i telai costituenti il modello e per ciascuna sollecitazione viene graficizzato il relativo involucro.

### **A.8.3 VULNERABILITA' SISMICA E MIGLIORAMENTO SISMICO**

L’analisi della vulnerabilità sismica della struttura nello stato dei luoghi e nello stato di progetto è stata condotta sulla base di quanto indicato nell’OPCM 3728 del 29 Dicembre 2008 “Modalità di attivazione del Fondo per interventi straordinari della Presidenza del Consiglio dei Ministri, istituito ai sensi dell’articolo 32-bis del decreto-legge 30 settembre 2003, n. 269, convertito, con modificazioni, dalla legge 24 novembre 2003, n. 326, ed incrementato con la legge 24 dicembre 2007, n. 244. (Ordinanza n. 3728)”.

Nell’Allegato 2 della succitata Ordinanza vengono esposti i metodi di calcolo degli indicatori di rischio sismico; in particolare l’indice di rischio viene espresso come rapporto tra capacità e domanda secondo la formula:

$$R_{CD}=(T_{R,C}/T_{R,D})^a$$

dove la capacità è definita in termini di periodo di ritorno dell’azione sismica corrispondente al raggiungimento dello stato limite secondo il DM 14/01/2008, e l’esponente “a” è stato assunto pari a 0.41 in base alla “Scheda di sintesi delle verifiche sismiche della regione Lazio”, “Programma Temporale delle Verifiche Tecniche Sismiche e Piano di Interventi di miglioramento o adeguamento sismico su strutture strategiche e/o rilevanti ai fini di Protezione Civile”.

Nelle calcolazioni si sono definiti due tipi di indicatori di rischio: il primo dato dal rapporto fra capacità e domanda in termini di PGA ed il secondo espresso dall’analogo rapporto fra i periodi di ritorno dell’azione sismica.

Valori prossimi o superiori all'unità caratterizzano casi in cui il livello di rischio è prossimo a quello richiesto dalle norme; valori bassi, prossimi a zero, caratterizzano casi ad elevato rischio.

Le verifiche per lo stato limite di salvaguardia della vita dei meccanismi fragili che consistono nelle verifiche a taglio di travi, pilastri e pareti e nella verifica dei nodi trave pilastro, sono state svolte dal programma di calcolo incrementando le sollecitazioni ottenute dall'analisi con spettro di progetto nel rapporto  $q/1.5$  per  $q \geq 1.5$ .

Nel caso specifico, come già detto, si è assunto  $q=1.5$ .

Per tutti gli elementi strutturali, per gli spostamenti d'interpiano, e per le fondazioni il programma di calcolo ha effettuato una ricerca del moltiplicatore  $\alpha$  dei coefficienti di combinazione sismici per individuare il valore che fornisce per la verifica considerata (pressoflessione, taglio, nodo, resistenze delle fondazioni), un coefficiente di sicurezza unitario.

Nel caso in cui la verifica non sia stata raggiunta sotto l'azione dei soli carichi gravitazionali sismici si è restituito un moltiplicatore  $\alpha$  nullo.

Quindi il programma di calcolo per trovare la capacità in termini di accelerazione ha adottato un processo iterativo per cui una volta trovato il moltiplicatore delle azioni sismiche  $\alpha$  che attiva un dato stato limite, ha soddisfatto la seguente disequazione:

$$S_e(T_{R,C}, T_1, q) > \alpha S_e(T_{R,D}, T_1, q)$$

dove:

- $T_{R,D}$  è il periodo di riferimento per il dato stato limite (SLO, SLD, SLV);
- $T_1$  è il periodo proprio del sistema derivante dall'analisi;
- $q$  è il fattore di struttura;
- $\alpha$  è il moltiplicatore che attiva la "modalità di rottura" oggetto della verifica

nella quale  $T_{R,C}$  è il periodo di ritorno ricercato.

Si è dunque individuato il minore tra i moltiplicatori relativi alle singole verifiche.

Nelle tabelle che seguono sono riportati i risultati dell'analisi per lo stato dei luoghi e di progetto.

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

#### **LEGENDA**

*Descrizione: Descrizione*

*Stato limite: V=Taglio; PF=Presso flessione; PFFP=Presso flessione fuori piano; R=Ribaltamento*

*molt.: moltiplicatore minimo della azione sismica che produce lo stato limite*

*comb.: combinazione*

*PGA: PGA*

*PGA/PGArif: PGA/PGArif*

*TR: Tempo di ritorno*

*$(TR/TRrif)^{.41}$ :  $(TR/TRrif)^{.41}$*

*trave: titolo della trave*

*verifica: stato di verifica*  
*Pressoflessione: Dati della verifica a pressoflessione*  
*coeff.sic.: coefficiente di sicurezza a flessione*  
*moltiplicatore: moltiplicatore della azione sismica che produce lo stato limite*  
*iPGA: indicatore di rischio sismico in termini di accelerazione*  
*iTR: indicatore di rischio sismico in termini di tempo di ritorno*  
*pannello: pannello che fa parte della verifica della parete*  
*Taglio: Dati della verifica a taglio*  
*coeff.sic.: coefficiente di sicurezza a taglio*  
*moltiplicatore: moltiplicatore della azione sismica che produce lo stato limite*  
*iPGA: indicatore di rischio sismico in termini di accelerazione*  
*iTR: indicatore di rischio sismico in termini di tempo di ritorno*  
*pannello: pannello che fa parte della verifica della parete*  
*Pilastro: titolo del pilastro*  
*verif.: stato di verifica*  
*Nodi: Dati della verifica dei nodi*  
*coeff.sic.: coefficiente di sicurezza del nodo*  
*moltiplicatore: moltiplicatore della azione sismica che produce lo stato limite*  
*iPGA: indicatore di rischio sismico in termini di accelerazione*  
*iTR: indicatore di rischio sismico in termini di tempo di ritorno*  
*Conf.: Nodo interamente confinato*  
*Min.st.: Verificato grazie ai minimi di staffatura*  
*Quota : quota del nodo [cm]*  
*Area: Area del pilastro [cm<sup>2</sup>]*  
*Minimo staffe: Verificato grazie ai minimi di staffatura secondo 7.4.29*  
*Confinato: Nodo interamente confinato*  
*Pilastro: pilastro cui appartiene il nodo*  
*quota : quota del nodo [cm]*  
*Ag: Area della sezione trasversale del pilastro [cm<sup>2</sup>]*  
*Angolo Trave: Angolo della giacitura della trave considerata rispetto al sistema di riferimento globale [deg]*  
*Min.st.: Verificato grazie ai minimi di staffatura*  
*Conf.: Nodo interamente confinato*  
*Compressione: Dati della verifica della tensione di compressione del nodo*  
*Vnc: Azione tagliante sul nodo per il calcolo della tensione di compressione [daN]*  
*Nc: Azione assiale sul nodo per il calcolo della tensione di compressione [daN]*  
*Snc: Tensione di compressione agente [daN/cm<sup>2</sup>]*  
*Snc,lim: Tensione di compressione limite [daN/cm<sup>2</sup>]*  
*Comb. c: Combinazione che d il valore peggiore per la tensione di compressione*  
*Trazione: Dati della verifica della tensione di trazione del nodo*  
*Vnt: Azione tagliante sul nodo per il calcolo della tensione di trazione [daN]*  
*Nt: Azione assiale sul nodo per il calcolo della tensione di trazione [daN]*  
*Snt: Tensione di trazione agente [daN/cm<sup>2</sup>]*  
*Snt,lim: Tensione di trazione limite [daN/cm<sup>2</sup>]*  
*Comb. t: Combinazione che d il valore peggiore per la tensione di trazione*  
*titolo: titolo della verifica della parete*

## **STATO DEI LUOGHI**

Verifica di edificio esistente con fattore q secondo C8.7.2.4

Accelerazione di aggancio SLV (ag/g\_SLV\*S\*ST) PGA,SLVrif = 0.109

Accelerazione di aggancio SLO (ag/g\_SLO\*S\*ST) PGA,SLOrif = 0.035

Tr,SLVrif = 712 anni

Tr,SLOrif = 45 anni

moltiplicatore minimo delle condizioni sismiche per raggiungimento della rottura a taglio 0.297  
parete 50-61

Rottura per taglio trazione

Valori azioni N= -41174.4 Tx= -285835.7 Ty= 0

combinazione SLV 3  
 sezione a quota 320  
 tempo di ritorno 70 anni  
 indicatore  $iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 0.386$   
 PGA 0.042  
 indicatore  $iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 0.383$

moltiplicatore minimo delle condizioni sismiche per raggiungimento della rottura a flessione 0  
 Trave a "Piano terra" 1-49  
 Momento flettente gravitazionale 623252.9  
 Momento flettente sismico -80959.9  
 Momento ultimo 623105.4  
 combinazione SLV 1  
 campata 1  
 sezione a distanza 90  
 tempo di ritorno 0 anni  
 indicatore  $iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 0$   
 PGA 0  
 indicatore  $iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 0$

moltiplicatore minimo delle condizioni sismiche per raggiungimento dello spostamento limite di  
 interpiano 6.228  
 combinazione SLO 14  
 tra Nodo 4788 e Nodo 6724  
 tempo di ritorno 1288 anni  
 indicatore  $iTr=(Tr/Tr,SLOrif)^{.41} = 3.956$   
 PGA 0.139  
 indicatore  $iPGA=PGA/PGA,SLOrif = 3.993$

moltiplicatore minimo delle condizioni sismiche per raggiungimento della pressione massima al  
 suolo 0.933  
 combinazione SLV fondazioni 5  
 Nodo 90 di coordinate -1197,5;1240,0;-350,0  
 tempo di ritorno 606 anni  
 indicatore  $iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 0.936$   
 PGA 0.102  
 indicatore  $iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 0.934$

Indicatori minimi riferiti al solo materiale C.A.

Descrizione	Stato limite	molt.	comb.	PGA	PGA/PGarif	TR	$(TR/TRrif)^{.41}$
Trave a "Piano primo" 61-50	Taglio	0.382	SLV 14	0.049	0.451	103	0.453
Trave a "Piano terra" 1-49	Flessione	0	SLV 1	0	0	0	0
Pilastrata 42	Taglio	2.121	SLV 14	0.181	1.664	2474	1.666
Pilastrata 37	Flessione	0.094	SLV 10	0.023	0.215	17	0.216
parete 52-61	Taglio compressione bielle	0.781	SLV 10	0.085	0.784	404	0.793
parete 50-61	Taglio trazione	0.297	SLV 3	0.042	0.383	70	0.386
parete 50-51	Taglio scorrimento			0.181	1.664	2474	1.666
parete 52-61	Flessione	0.445	SLV 16	0.054	0.496	133	0.503

Verifica a flessione semplice e a taglio delle travi

trave	Pressoflessione				Taglio				verifica
	coeff.sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR	coeff.sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR	
Trave a "Piano terra"40-36	0.667	2.48	1.664	1.666	0.68	4.53	1.664	1.666	*
Trave a "Piano terra" 1-49	0.501	0	0	0	1.416	6.491	1.664	1.666	*
Trave a "Piano terra" 4-15	0.463	0	0	0	1.319	3.727	1.664	1.666	*
Trave a "Piano terra" 6-10	0.642	2.242	1.664	1.666	2.259	16.856	1.664	1.666	*

trave	Pressoflessione				Taglio				verifica
	coeff.sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR	coeff.sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR	
Trave a "Piano terra" 6-12	0.456	0	0	0	1.394	8.639	1.664	1.666	*
Trave a "Piano terra" 7-8	0.449	0	0	0	1.245	2.275	1.664	1.666	*
Trave a "Piano terra" 8-11	0.457	0	0	0	1.259	5.232	1.664	1.666	*
Trave a "Piano terra" 10-25	0.394	0	0	0	1.576	21.684	1.664	1.666	*
Trave a "Piano terra" 10-58-60	0.358	0	0	0	1.576	25.394	1.664	1.666	*
Trave a "Piano terra" 15-18	0.406	0	0	0	1.722	103.656	1.664	1.666	*
Trave a "Piano terra" 18-27	0.91	4.044	1.664	1.666	1.451	19.673	1.664	1.666	*
Trave a "Piano terra" 21-19	0.461	0	0	0	1.409	3.779	1.664	1.666	*
Trave a "Piano terra" 21-25	0.667	3.755	1.664	1.666	2.302	45.016	1.664	1.666	*
Trave a "Piano terra" 23-22	0.468	0	0	0	1.289	2.37	1.664	1.666	*
Trave a "Piano terra" 23-36	0.474	0	0	0	1.291	2.198	1.664	1.666	*
Trave a "Piano terra" 25-26	0.464	0	0	0	1.666	19.76	1.664	1.666	*
Trave a "Piano terra" 36-21	0.375	0	0	0	1.605	41.129	1.664	1.666	*
Trave a "Piano terra" 38-37	0.459	0	0	0	1.265	4.424	1.664	1.666	*
Trave a "Piano terra" 40-31	0.386	0	0	0	1.566	19.826	1.664	1.666	*
Trave a "Piano terra" 40-61-63	0.355	0	0	0	1.582	23.417	1.664	1.666	*
Trave a "Piano terra" 41-38	0.451	0	0	0	1.251	2.232	1.664	1.666	*
Trave a "Piano terra" 42-36	0.465	0	0	0	1.373	3.587	1.664	1.666	*
Trave a "Piano terra" 43-16	0.447	0	0	0	1.148	4.038	1.664	1.666	*
Trave a "Piano terra" 45-34	0.457	0	0	0	1.244	5.922	1.664	1.666	*
Trave a "Piano terra" 46-31	0.471	0	0	0	1.31	5.952	1.664	1.666	*
Trave a "Piano terra" 47-28	0.632	2.486	1.664	1.666	1.348	26.469	1.664	1.666	*
Trave a "Piano terra" 54-6	0.322	0	0	0	1.405	4.803	1.664	1.666	*
Trave a "Piano terra" 55-56	2.873	2.9	1.664	1.666	3.395	3.67	1.664	1.666	
Trave a "Piano terra" 58-48	1.291	4.507	1.664	1.666	1.36	8.73	1.664	1.666	
Trave a "Piano terra" 59-60	4.798	6.668	1.664	1.666	12.013	47.22	1.664	1.666	
Trave a "Piano terra" 61-13	0.448	0	0	0	1.213	5.548	1.664	1.666	*
Trave a "Piano terra" 63-62	4.232	5.874	1.664	1.666	12.184	42.373	1.664	1.666	
Trave a "Piano terra" 65-64	2.815	2.816	1.664	1.666	2.923	3.719	1.664	1.666	
Trave a "Piano primo" 1-3	0.952	1.748	1.664	1.666	1.884	10.945	1.664	1.666	*
Trave a "Piano primo" 4-6	0.706	0.391	0.458	0.462	2.033	7.015	1.664	1.666	*
Trave a "Piano primo" 6-10	0.958	3.899	1.664	1.666	2.22	38.518	1.664	1.666	*
Trave a "Piano primo" 6-12	0.71	1.099	1.095	1.09	2.056	20.066	1.664	1.666	*
Trave a "Piano primo" 7-8	0.47	0.346	0.423	0.426	2.634	3.841	1.664	1.666	*
Trave a "Piano primo" 8-11	0.771	0.882	0.885	0.889	2.625	10.026	1.664	1.666	*
Trave a "Piano primo" 13-15	1.012	2.093	1.664	1.666	1.983	14.254	1.664	1.666	
Trave a "Piano primo" 16-18	0.927	1.429	1.435	1.433	1.782	9.565	1.664	1.666	*
Trave a "Piano primo" 21-19	0.602	0	0	0	1.805	6.564	1.664	1.666	*
Trave a "Piano primo" 21-25	0.767	3.028	1.664	1.666	1.873	21.675	1.664	1.666	*
Trave a "Piano primo" 21-27	0.605	0.191	0.308	0.307	1.874	7.518	1.664	1.666	*
Trave a "Piano primo" 23-22	0.436	0.273	0.366	0.368	2.585	3.413	1.664	1.666	*
Trave a "Piano primo" 23-26	0.458	0.317	0.399	0.404	2.64	3.655	1.664	1.666	*
Trave a "Piano primo" 28-30	0.892	1.618	1.632	1.634	1.783	10.777	1.664	1.666	*
Trave a "Piano primo" 31-33	0.959	2.042	1.664	1.666	1.992	14.635	1.664	1.666	*
Trave a "Piano primo" 36-34	0.685	0.744	0.747	0.755	2.023	17.562	1.664	1.666	*
Trave a "Piano primo" 38-37	0.732	0.783	0.787	0.795	2.637	8.778	1.664	1.666	*
Trave a "Piano primo" 40-36	0.961	3.971	1.664	1.666	2.22	38.634	1.664	1.666	*
Trave a "Piano primo" 41-38	0.464	0.353	0.429	0.432	2.636	3.689	1.664	1.666	*
Trave a "Piano primo" 42-36	0.703	0.37	0.443	0.443	2.046	6.623	1.664	1.666	*

trave	Pressoflessione				Taglio				verifica
	coeff.sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR	coeff.sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR	
Trave a "Piano primo" 43-45	0.954	1.709	1.664	1.666	1.89	10.419	1.664	1.666	*
Trave a "Piano primo" 55-56	2.42	2.885	1.664	1.666	3.207	3.293	1.664	1.666	
Trave a "Piano primo" 58-54	0.257	0.264	0.361	0.365	0.447	0.426	0.483	0.487	*
Trave a "Piano primo" 59-60	3.643	8.857	1.664	1.666	10.365	34.864	1.664	1.666	
Trave a "Piano primo" 61-50	0.235	0.227	0.334	0.337	0.406	0.382	0.451	0.453	*
Trave a "Piano primo" 63-62	3.307	7.698	1.664	1.666	9.523	31.293	1.664	1.666	
Trave a "Piano primo" 65-64	2.317	2.665	1.664	1.666	2.85	2.954	1.664	1.666	
Trave a "Piano secondo" 1-2	0.654	0.428	0.484	0.488	1.721	7.159	1.664	1.666	*
Trave a "Piano secondo" 4-5	0.563	0.233	0.34	0.342	1.649	6.182	1.664	1.666	*
Trave a "Piano secondo" 5-11	0.728	0.804	0.807	0.815	2.901	11.87	1.664	1.666	*
Trave a "Piano secondo" 5-54 56	0.318	0	0	0	1.733	25.16	1.664	1.666	*
Trave a "Piano secondo" 7-9	0.485	0.308	0.392	0.397	2.927	4.009	1.664	1.666	*
Trave a "Piano secondo" 7-10	0.96	2.939	1.664	1.666	2.051	29.338	1.664	1.666	*
Trave a "Piano secondo" 9-12	0.639	0.608	0.61	0.622	1.694	14.96	1.664	1.666	*
Trave a "Piano secondo" 9-20	0.352	0	0	0	1.788	10.152	1.664	1.666	*
Trave a "Piano secondo" 10-11	0.96	1.03	1.029	1.027	2.055	9.981	1.664	1.666	*
Trave a "Piano secondo" 13-14	0.642	0.456	0.503	0.509	1.688	10.191	1.664	1.666	*
Trave a "Piano secondo" 16-17	0.614	0.317	0.399	0.404	1.689	7.814	1.664	1.666	*
Trave a "Piano secondo" 19-20	0.537	0.212	0.323	0.325	1.693	5.836	1.664	1.666	*
Trave a "Piano secondo" 20-26	0.467	0.228	0.334	0.337	2.83	3.899	1.664	1.666	*
Trave a "Piano secondo" 22-25	0.96	1.05	1.048	1.045	2.051	10.421	1.664	1.666	*
Trave a "Piano secondo" 24-22	0.431	0.223	0.332	0.334	2.687	3.588	1.664	1.666	*
Trave a "Piano secondo" 24-27	0.565	0.24	0.345	0.347	1.693	6.366	1.664	1.666	*
Trave a "Piano secondo" 26-25	0.96	1.045	1.043	1.041	2.03	9.765	1.664	1.666	*
Trave a "Piano secondo" 28-29	0.644	0.353	0.429	0.432	1.691	8.044	1.664	1.666	*
Trave a "Piano secondo" 31-32	0.635	0.471	0.513	0.521	1.689	10.97	1.664	1.666	*
Trave a "Piano secondo" 34-35	0.642	0.61	0.611	0.622	1.688	15.469	1.664	1.666	*
Trave a "Piano secondo" 35-34	0.347	0	0	0	1.777	9.381	1.664	1.666	*
Trave a "Piano secondo" 39-37	0.738	0.749	0.752	0.76	2.971	10.128	1.664	1.666	*
Trave a "Piano secondo" 39-50 64	0.321	0	0	0	1.738	20.27	1.664	1.666	*
Trave a "Piano secondo" 40-37	0.96	0.956	0.957	0.958	2.06	9.389	1.664	1.666	*
Trave a "Piano secondo" 41-35	0.468	0.246	0.347	0.347	2.769	3.737	1.664	1.666	*
Trave a "Piano secondo" 41-40	0.96	2.568	1.664	1.666	2.048	25.456	1.664	1.666	*
Trave a "Piano secondo" 42-39	0.545	0.229	0.337	0.339	1.65	5.694	1.664	1.666	*
Trave a "Piano secondo" 43-44	0.632	0.403	0.466	0.47	1.72	6.515	1.664	1.666	*
Trave a "Piano secondo" 55-56	2.61	3.201	1.664	1.666	4.086	4.353	1.664	1.666	
Trave a "Piano secondo" 59-60	3.666	8.881	1.664	1.666	10.464	35.003	1.664	1.666	
Trave a "Piano secondo" 63-62	3.368	4.759	1.664	1.666	10.982	27.137	1.664	1.666	
Trave a "Piano secondo" 65-64	1.366	1.465	1.473	1.471	5.479	7.753	1.664	1.666	
Trave a "Piano copertura" 1-2	0.56	1.851	1.664	1.666	2.015	15.227	1.664	1.666	*
Trave a "Piano copertura" 4-5	0.508	0	0	0	1.907	11.305	1.664	1.666	*
Trave a "Piano copertura" 7-8	0.771	0.916	0.918	0.921	2.833	7.562	1.664	1.666	*
Trave a "Piano copertura" 7-10	0.963	3.334	1.664	1.666	2.028	38.879	1.664	1.666	*
Trave a "Piano copertura" 8-11	0.768	2.606	1.664	1.666	2.837	15.581	1.664	1.666	*
Trave a "Piano copertura" 9-12	0.533	2.917	1.664	1.666	1.934	27.048	1.664	1.666	*
Trave a "Piano copertura" 10-11	0.963	1.14	1.135	1.129	2.036	13.31	1.664	1.666	*
Trave a "Piano copertura" 13-14	0.533	2.043	1.664	1.666	1.935	18.621	1.664	1.666	*
Trave a "Piano copertura" 16-17	0.535	1.487	1.495	1.494	1.939	13.005	1.664	1.666	*
Trave a "Piano copertura" 19-20	0.532	1.059	1.057	1.054	1.932	10.08	1.664	1.666	*

trave	Pressoflessione				Taglio				verifica
	coeff.sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR	coeff.sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR	
Trave a "Piano copertura" 22-23	0.705	0.735	0.738	0.747	2.787	7.123	1.664	1.666	*
Trave a "Piano copertura" 22-25	0.963	1.177	1.173	1.166	2.027	13.681	1.664	1.666	*
Trave a "Piano copertura" 23-26	0.751	0.845	0.849	0.854	2.82	7.845	1.664	1.666	*
Trave a "Piano copertura" 24-27	0.535	1.215	1.212	1.206	1.938	11.485	1.664	1.666	*
Trave a "Piano copertura" 26-25	0.963	1.135	1.131	1.125	2.016	12.745	1.664	1.666	*
Trave a "Piano copertura" 28-29	0.533	1.73	1.664	1.666	1.934	15.516	1.664	1.666	*
Trave a "Piano copertura" 31-32	0.536	2.309	1.664	1.666	1.941	21.336	1.664	1.666	*
Trave a "Piano copertura" 34-35	0.53	2.348	1.664	1.666	1.927	28.718	1.664	1.666	*
Trave a "Piano copertura" 37-38	0.771	2.239	1.664	1.666	2.841	13.757	1.664	1.666	*
Trave a "Piano copertura" 38-41	0.745	0.844	0.847	0.854	2.836	6.926	1.664	1.666	*
Trave a "Piano copertura" 40-37	0.963	1.064	1.062	1.059	2.036	12.422	1.664	1.666	*
Trave a "Piano copertura" 41-40	0.963	2.88	1.664	1.666	2.027	33.38	1.664	1.666	*
Trave a "Piano copertura" 42-39	0.509	0	0	0	1.909	10.138	1.664	1.666	*
Trave a "Piano copertura" 43-44	0.559	1.63	1.646	1.647	2.013	13.493	1.664	1.666	*
Trave a "Piano copertura" 55-56	2.007	2.469	1.664	1.666	7.897	14.332	1.664	1.666	*
Trave a "Piano copertura" 59-60	3.595	5.303	1.664	1.666	11.631	30.245	1.664	1.666	*

### Verifica a pressoflessione e taglio dei pilastri; verifica dei nodi

Pilastro	Pressoflessione				Taglio				Nodi				verif.		
	coeff.sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR	coeff.sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR	coeff.sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR		Conf.	Min.st.
Pilastrata 1	1.019	1.031	1.03	029	2.123	4.122	.664	666	0.871	0.719	.721	731	NO	NO	*
Pilastrata 2	1.076	1.328	1.33	326	5.641	7.306	.664	666	1.131	1.141	.136	129	NO	NO	
Pilastrata 3	1.267	1.281	.281	276	6.193	8.607	.664	666	1.265	1.375	.379	376	NO	NO	
Pilastrata 4	0.885	0.781	.784	793	1.925	5.502	.664	666	0.665	0.406	.469	474	NO	NO	*
Pilastrata 5	0.684	0.656	.658	.67	3.844	4.957	.664	666	0.625	0	0	0	NO	NO	*
Pilastrata 6	0.901	0.844	.847	854	4.369	5.835	.664	666	1.143	1.156	.152	144	NO	NO	*
Pilastrata 7	0.649	0.313	.395	397	2.179	3.186	.664	666	0.4	0	0	0	NO	NO	*
Pilastrata 8	0.776	0.766	.769	776	3.093	3.398	.664	666	0.373	0.031	.119	119	NO	NO	*
Pilastrata 9	1.052	1.563	.575	575	6.973	13.131	.664	666	0.462	0	0	0	NO	NO	*
Pilastrata 10	0.957	1.594	.607	608	2.258	5.414	.664	666	1.073	2.5	.664	666	NO	NO	*
Pilastrata 11	0.646	0.25	.352	353	2.065	5.597	.664	666	0.294	0	0	0	NO	NO	*
Pilastrata 12	1.051	1.813	.664	666	1.936	6.073	.664	666	1.084	1.25	.249	243	NO	NO	
Pilastrata 13	1.057	1.25	.249	243	1.977	4.271	.664	666	0.933	0.844	.847	854	NO	NO	*
Pilastrata 14	1.049	1.141	.136	129	5.933	9.077	.664	666	1.24	1.344	.346	342	NO	NO	
Pilastrata 15	1.513	1.625	1.64	642	7.508	12.316	.664	666	1.878	2.563	.664	666	NO	NO	
Pilastrata 16	0.952	0.938	.939	942	1.89	3.066	.664	666	0.807	0.625	.627	639	NO	NO	*
Pilastrata 17	1.034	1.023	.023	021	4.523	6.014	.664	666	0.839	0.813	.816	822	NO	NO	*
Pilastrata 18	0.993	0.984	.985	985	5.231	7.9	.664	666	1.32	1.563	.575	575	NO	NO	*
Pilastrata 19	0.89	0.813	.816	822	1.291	2.337	.664	666	0.672	0.469	.512	518	NO	NO	*
Pilastrata 20	0.573	0.523	.544	555	3.471	4.461	.664	666	0.466	0	0	0	NO	NO	*
Pilastrata 21	0.91	0.922	.924	927	2.417	5.642	.664	666	0.41	0	0	0	NO	NO	*
Pilastrata 22	0.603	0.406	.469	474	1.373	2.146	.664	666	0.302	0	0	0	NO	NO	*
Pilastrata 23	0.57	0.602	.603	616	2.94	3.098	.664	666	0.338	0	0	0	NO	NO	*
Pilastrata 24	0.709	0.656	.658	.67	3.771	4.882	.664	666	0.466	0	0	0	NO	NO	*
Pilastrata 25	0.891	1.344	.346	342	1.501	2.927	.664	666	1.073	3	.664	666	NO	NO	*
Pilastrata 26	0.512	0.219	.329	331	1.986	2.176	.664	666	0.298	0	0	0	NO	NO	*
Pilastrata 27	0.86	0.813	.816	822	3.427	5.725	.664	666	0.712	0.547	.558	568	NO	NO	*
Pilastrata 28	1.007	1.031	1.03	029	3.861	7.601	.664	666	0.832	0.688	0.69	701	NO	NO	*
Pilastrata 29	0.964	0.953	.954	956	4.773	6.985	.664	666	1.015	1.031	1.03	029	NO	NO	*
Pilastrata 30	1.1	1.109	.106	101	6.01	8.289	.664	666	1.391	1.625	1.64	642	NO	NO	
Pilastrata 31	1.001	1.5	.509	508	3.193	10.636	.664	666	1.014	1.063	1.06	057	NO	NO	

Pilastrato	Pressoflessione				Taglio				Nodi				Conf.	Min.st.	verif.
	coeff.sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR	coeff.sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR	coeff.sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR			
Pilastrata 32	1.057	1.25	.249	243	6.117	9.813	.664	666	1.248	1.563	.575	575	NO	NO	
Pilastrata 33	1.595	1.813	.664	666	7.957	11.862	.664	666	1.568	1.875	.664	666	NO	NO	
Pilastrata 34	1.009	1.938	.664	666	1.314	3.123	.664	666	1.08	1.25	.249	243	NO	NO	
Pilastrata 35	1.047	1.5	.509	508	6.572	10.043	.664	666	0.462	0	0	0	NO	NO	*
Pilastrata 36	0.891	0.844	.847	854	2.911	5.655	.664	666	1.065	1.063	1.06	057	NO	NO	*
Pilastrata 37	0.546	0.094	.215	216	1.391	3.133	.664	666	0.286	0	0	0	NO	NO	*
Pilastrata 38	0.713	0.703	.705	716	2.837	3.161	.664	666	0.356	0.055	.166	167	NO	NO	*
Pilastrata 39	0.616	0.594	.596	609	3.725	4.654	.664	666	0.617	0	0	0	NO	NO	*
Pilastrata 40	0.906	1.625	1.64	642	1.533	3.52	.664	666	1.066	2.25	.664	666	NO	NO	*
Pilastrata 41	0.554	0.156	.281	.28	1.376	2.277	.664	666	0.39	0	0	0	NO	NO	*
Pilastrata 42	0.717	0.609	.611	622	1.219	2.121	.664	666	0.62	0.359	.435	436	NO	NO	*
Pilastrata 43	0.923	0.875	.878	883	1.539	3.61	.664	666	0.785	0.625	.627	639	NO	NO	*
Pilastrata 44	1.069	1.156	.152	144	5.391	6.757	.664	666	1.053	1.063	1.06	057	NO	NO	
Pilastrata 45	1.151	1.156	.152	144	5.635	8.278	.664	666	1.193	1.281	.281	276	NO	NO	
Pilastrata 46	1.411	6.359	.664	666	5.509	51.568	.664	666	1.905	10.938	.664	666	NO	NO	
Pilastrata 47	1.03	4.063	.664	666	4.378	46.547	.664	666	1.505	6.875	.664	666	NO	NO	
Pilastrata 48	0.881	1.375	.379	376	3.743	20.996	.664	666	1.086	1.5	.509	508	NO	NO	*
Pilastrata 49	1.294	5.484	.664	666	5.343	47.651	.664	666	1.852	9.375	.664	666	NO	NO	

### Verifica a pressoflessione e taglio dei pannelli parete

titolo	Pressoflessione				Taglio				verif.				
	pannello	coeff.sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR	pannello	coeff.sic.	moltiplicatore		iPGA	iTR		
parete 50-51	Pannello da Filo 50 a Filo 51	0.328		0.465	0.509	0.516	Pannello da Filo 50 a Filo 51	1.12		1.116	1.113	1.107	*
parete 50-61	Pannello da Filo 61 a Filo 50	0.825		0.898	0.901	0.905	Pannello da Filo 61 a Filo 50	0.312		0.297	0.383	0.386	*
parete 51-52	Pannello da Filo 52 a Filo 51	0.757		0.813	0.816	0.822	Pannello da Filo 52 a Filo 51	1.149		1.162	1.158	1.151	*
parete 52-61	Pannello da Filo 52 a Filo 61	0.346		0.445	0.496	0.503	Pannello da Filo 52 a Filo 61	0.632		0.625	0.627	0.639	*
parete 53-54	Pannello da Filo 53 a Filo 54	0.351		0.516	0.541	0.55	Pannello da Filo 53 a Filo 54	1.208		1.221	1.219	1.213	*
parete 53-57	Pannello da Filo 57 a Filo 53	1.032		1.017	1.016	1.015	Pannello da Filo 57 a Filo 53	2.831		2.821	1.664	1.666	
parete 54-58	Pannello da Filo 58 a Filo 54	1.11		1.048	1.046	1.044	Pannello da Filo 58 a Filo 54	0.955		0.953	0.954	0.956	*
parete 57-58	Pannello da Filo 57 a Filo 58	0.342		0.461	0.507	0.515	Pannello da Filo 57 a Filo 58	0.66		0.641	0.643	0.654	*
Parete a "fondazione -130 - Piano terra" 26_25-72	Pannello da Filo 72 a (2046;3660)	0.999		0.998	0.998	0.998	Pannello da Filo 72 a (2046;3660)	1.068		1.071	1.069	1.065	*
Parete a "fondazione -130 - Piano terra" 61-73	Pannello da Filo 73 a Filo 61	4.692		1.368	1.372	1.368	Pannello da Filo 73 a Filo 61	0.512		0.445	0.496	0.503	*
Parete a "fondazione -130 - Piano terra" 72-19_16	Pannello da (2433;2320) a Filo 72	8.523		2.383	1.664	1.666	Pannello da (2433;2320) a Filo 72	0.713		0.703	0.705	0.716	*
Parete a "fondazione -130 - Piano terra" 73-31_28	Pannello da (613;3660) a Filo 73	145.377		8.216	1.664	1.666	Pannello da (613;3660) a Filo 73	0.559		0.523	0.544	0.555	*
Parete a "fondazione -180 - Piano terra" 19_16-71	Pannello da Filo 71 a (2433;2320)	134.54		10.817	1.664	1.666	Pannello da Filo 71 a (2433;2320)	0.447		0.406	0.469	0.474	*



titolo	Pressoflessione					Taglio					verif.
	pannello	coeff.sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR	pannello	coeff.sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR	
Parete a "fondazione -180 - Piano terra" 58-71	Pannello da Filo 58 a Filo 71	11.339	1.762	1.664	1.666	Pannello da Filo 58 a Filo 71	0.554	0.484	0.521	0.529	*
Parete a "Fondazione -300 - Piano terra" 31 28-26 25	Pannello da (2046;3660) a (613;3660)	285.892	5.39	1.664	1.666	Pannello da (2046;3660) a (613;3660)	0.695	0.672	0.674	0.684	*
Parete a "Fondazione -300 - Piano terra" 66-67	Pannello da Filo 66 a Filo 67	1.193	1.152	1.147	1.139	Pannello da Filo 66 a Filo 67	0.58	0.563	0.568	0.578	*
Parete a "Fondazione -300 - Piano terra" 67-68	Pannello da Filo 67 a Filo 68	5.099	3.731	1.664	1.666	Pannello da Filo 67 a Filo 68	0.729	0.734	0.737	0.746	*
Parete a "Fondazione -300 - Piano terra" 68-69	Pannello da Filo 68 a Filo 69	3.827	3.495	1.664	1.666	Pannello da Filo 68 a Filo 69	0.688	0.656	0.658	0.67	*
Parete a "Fondazione -300 - Piano terra" 69-70	Pannello da Filo 69 a Filo 70	1.384	1.276	1.277	1.271	Pannello da Filo 69 a Filo 70	0.533	0.438	0.49	0.496	*

## STATO DI PROGETTO

Verifica di edificio esistente con fattore q secondo C8.7.2.4

Accelerazione di aggancio SLV (ag/g\_SLV\*S\*ST) PGA,SLVrif = 0.109

Accelerazione di aggancio SLO (ag/g\_SLO\*S\*ST) PGA,SLOrif = 0.035

Tr,SLVrif = 712 anni

Tr,SLOrif = 45 anni

moltiplicatore minimo delle condizioni sismiche per raggiungimento della rottura a taglio 0.383

parete 50-61

Rottura per taglio trazione

Valori azioni N= -46341.5 Tx= -321889.1 Ty= 0

combinazione SLV 3

sezione a quota 160

tempo di ritorno 103 anni

indicatore iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^.41 = 0.453

PGA 0.049

indicatore iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 0.451

moltiplicatore minimo delle condizioni sismiche per raggiungimento della rottura a flessione 0.482

Trave a "Piano secondo" 41-35

Momento flettente gravitazionale -411372.6

Momento flettente sismico -700059

Momento ultimo -749064.8

combinazione SLV 14

campata 2

sezione a distanza 416

tempo di ritorno 150 anni

indicatore iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^.41 = 0.528

PGA 0.057

indicatore  $iPGA = PGA/PGA, SLVrif = 0.52$

moltiplicatore minimo delle condizioni sismiche per raggiungimento dello spostamento limite di interpiano 7.828

combinazione SLO 14

tra Nodo 4879 e Nodo 6876

tempo di ritorno 2325 anni

indicatore  $iTr = (Tr/Tr, SLOrif)^{.41} = 5.04$

PGA 0.176

indicatore  $iPGA = PGA/PGA, SLOrif = 5.063$

moltiplicatore minimo delle condizioni sismiche per raggiungimento della pressione massima al suolo 1.088

combinazione SLV fondazioni 6

Nodo 13 di coordinate 12,5;30,0;-350,0

tempo di ritorno 860 anni

indicatore  $iTr = (Tr/Tr, SLVrif)^{.41} = 1.081$

PGA 0.118

indicatore  $iPGA = PGA/PGA, SLVrif = 1.085$

Indicatori minimi riferiti al solo materiale C.A.

Descrizione	Stato limite	molt.	comb.	PGA	PGA/PGArif	TR	$(TR/TRrif)^{.41}$
Trave a "Piano terra" 41-38	Taglio	2.034	SLV 3	0.181	1.664	2474	1.666
Trave a "Piano secondo" 41-35	Flessione	0.482	SLV 14	0.057	0.52	150	0.528
Pilastrata 42	Taglio	2.366	SLV 3	0.181	1.664	2474	1.666
Pilastrata 20	Flessione	0.781	SLV 14	0.085	0.784	404	0.793
parete 52-61	Taglio compressione bielle	0.781	SLV 5	0.085	0.784	404	0.793
parete 50-61	Taglio trazione	0.383	SLV 3	0.049	0.451	103	0.453
parete 50-51	Taglio scorrimento			0.181	1.664	2474	1.666
parete 52-61	Flessione	0.594	SLV 14	0.065	0.596	212	0.609

Verifica a flessione semplice e a taglio delle travi

trave	Pressoflessione				Taglio				verifica
	coeff.sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR	coeff.sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR	
Trave a "Piano terra" 40-36	1.076	5.053	1.664	1.666	2.226	24.91	1.664	1.666	
Trave a "Piano terra" 1-49	1.044	5.315	1.664	1.666	1.298	6.909	1.664	1.666	
Trave a "Piano terra" 4-15	1.102	2.748	1.664	1.666	1.233	3.672	1.664	1.666	
Trave a "Piano terra" 6-10	1.04	6.807	1.664	1.666	2.139	26.054	1.664	1.666	
Trave a "Piano terra" 6-12	1.073	4.425	1.664	1.666	1.3	6.704	1.664	1.666	
Trave a "Piano terra" 7-8	1.074	1.745	1.664	1.666	1.143	2.175	1.664	1.666	
Trave a "Piano terra" 8-11	1.043	2.936	1.664	1.666	1.153	4.083	1.664	1.666	
Trave a "Piano terra" 18-27	1.063	3.824	1.664	1.666	1.544	15.943	1.664	1.666	
Trave a "Piano terra" 21-19	1.057	2.293	1.664	1.666	1.281	3.497	1.664	1.666	
Trave a "Piano terra" 21-25	1.097	7.592	1.664	1.666	2.238	40.315	1.664	1.666	
Trave a "Piano terra" 23-22	1.033	1.565	1.578	1.578	1.143	2.186	1.664	1.666	
Trave a "Piano terra" 23-26	1.217	2.193	1.664	1.666	1.36	2.863	1.664	1.666	
Trave a "Piano terra" 38-37	1.033	2.593	1.664	1.666	1.143	3.615	1.664	1.666	
Trave a "Piano terra" 41-38	1.05	1.631	1.647	1.649	1.115	2.034	1.664	1.666	
Trave a "Piano terra" 42-36	1.064	2.439	1.664	1.666	1.26	3.455	1.664	1.666	
Trave a "Piano terra" 43-16	1.02	3.059	1.664	1.666	1.108	3.71	1.664	1.666	
Trave a "Piano terra" 45-34	1.045	3.82	1.664	1.666	1.178	5.092	1.664	1.666	
Trave a "Piano terra" 46-31	1.131	4.628	1.664	1.666	1.295	6.08	1.664	1.666	
Trave a "Piano terra" 47-28	1.043	6.23	1.664	1.666	1.217	21.251	1.664	1.666	
Trave a "Piano terra" 55-56	3.64	3.698	1.664	1.666	3.312	4.141	1.664	1.666	
Trave a "Piano terra" 58-48	1.203	5.61	1.664	1.666	1.182	18.144	1.664	1.666	

trave	Pressoflessione				Taglio				verifica
	coeff.sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR	coeff.sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR	
Trave a "Piano terra" 59-60	5.118	7.696	1.664	1.666	11.994	57.892	1.664	1.666	
Trave a "Piano terra" 61-13	1.032	3.135	1.664	1.666	1.123	4.833	1.664	1.666	
Trave a "Piano terra" 63-62	4.978	7.903	1.664	1.666	12.16	60.266	1.664	1.666	
Trave a "Piano terra" 65-64	3.373	3.399	1.664	1.666	2.692	3.303	1.664	1.666	
Trave a "Piano primo" 1-3	1.149	1.609	1.623	1.624	1.816	9.833	1.664	1.666	
Trave a "Piano primo" 4-6	0.767	0.79	0.794	0.801	1.841	6.567	1.664	1.666	*
Trave a "Piano primo" 6-10	1.105	5.202	1.664	1.666	2.219	49.404	1.664	1.666	
Trave a "Piano primo" 6-12	1.09	1.66	1.664	1.666	1.887	14.025	1.664	1.666	
Trave a "Piano primo" 7-8	0.608	0.656	0.658	0.67	2.677	3.573	1.664	1.666	*
Trave a "Piano primo" 8-11	1.044	1.397	1.402	1.398	2.624	7.812	1.664	1.666	
Trave a "Piano primo" 15-13	1.129	1.814	1.664	1.666	1.892	11.664	1.664	1.666	
Trave a "Piano primo" 18-16	1.014	1.345	1.347	1.343	1.689	8.879	1.664	1.666	
Trave a "Piano primo" 21-19	0.718	0.732	0.734	0.743	1.605	5.755	1.664	1.666	*
Trave a "Piano primo" 21-25	1.131	7.065	1.664	1.666	2.167	37.256	1.664	1.666	
Trave a "Piano primo" 21-27	0.788	0.838	0.842	0.849	1.618	6.49	1.664	1.666	*
Trave a "Piano primo" 23-21	0.587	0.599	0.601	0.612	2.574	3.231	1.664	1.666	*
Trave a "Piano primo" 23-26	0.59	0.621	0.623	0.634	2.639	3.447	1.664	1.666	*
Trave a "Piano primo" 28-30	1.086	1.475	1.484	1.482	1.677	9.015	1.664	1.666	
Trave a "Piano primo" 31-33	1.144	1.742	1.664	1.666	1.883	12.006	1.664	1.666	
Trave a "Piano primo" 36-34	1.078	1.606	1.62	1.621	1.808	13.025	1.664	1.666	
Trave a "Piano primo" 38-37	0.996	1.272	1.272	1.267	2.633	7.233	1.664	1.666	*
Trave a "Piano primo" 40-36	1.106	5.286	1.664	1.666	2.219	49.551	1.664	1.666	
Trave a "Piano primo" 41-38	0.576	0.605	0.607	0.619	2.679	3.441	1.664	1.666	*
Trave a "Piano primo" 42-36	0.753	0.771	0.774	0.783	1.875	6.287	1.664	1.666	*
Trave a "Piano primo" 43-45	1.137	1.572	1.584	1.585	1.823	9.422	1.664	1.666	
Trave a "Piano primo" 55-56	3.464	4.258	1.664	1.666	4.889	5.243	1.664	1.666	
Trave a "Piano primo" 58-54	1.087	16.474	1.664	1.666	2.309	75.574	1.664	1.666	
Trave a "Piano primo" 59-60	3.675	7.747	1.664	1.666	10.296	54.914	1.664	1.666	
Trave a "Piano primo" 61-50	1.085	16.428	1.664	1.666	2.307	75.52	1.664	1.666	
Trave a "Piano primo" 63-62	3.225	6.293	1.664	1.666	9.661	38.413	1.664	1.666	
Trave a "Piano primo" 65-64	3.769	4.151	1.664	1.666	4.225	4.557	1.664	1.666	
Trave a "Piano secondo" 1-2	1.058	2.713	1.664	1.666	1.716	10.653	1.664	1.666	
Trave a "Piano secondo" 4-5	1.005	2.92	1.664	1.666	1.463	9.877	1.664	1.666	
Trave a "Piano secondo" 5-11	1.1	1.221	1.218	1.212	2.906	10.63	1.664	1.666	
Trave a "Piano secondo" 7-9	0.712	0.537	0.553	0.563	3.015	4.91	1.664	1.666	*
Trave a "Piano secondo" 7-10	1.078	3.536	1.664	1.666	1.979	27.947	1.664	1.666	
Trave a "Piano secondo" 9-12	1.041	5.431	1.664	1.666	1.485	18.206	1.664	1.666	
Trave a "Piano secondo" 10-11	1.063	1.522	1.532	1.531	2.147	13.21	1.664	1.666	
Trave a "Piano secondo" 14-13	1.105	3.003	1.664	1.666	1.662	13.78	1.664	1.666	
Trave a "Piano secondo" 17-18	1.054	2.53	1.664	1.666	1.724	12.111	1.664	1.666	
Trave a "Piano secondo" 19-20	1.08	2.325	1.664	1.666	1.517	8.174	1.664	1.666	
Trave a "Piano secondo" 20-26	0.734	0.595	0.596	0.609	2.87	4.749	1.664	1.666	*
Trave a "Piano secondo" 22-25	1.078	1.684	1.664	1.666	1.977	13.198	1.664	1.666	
Trave a "Piano secondo" 24-22	0.72	0.614	0.616	0.627	2.779	4.395	1.664	1.666	*
Trave a "Piano secondo" 24-27	1.061	2.563	1.664	1.666	1.5	8.858	1.664	1.666	
Trave a "Piano secondo" 26-25	1.078	1.636	1.652	1.654	1.962	12.466	1.664	1.666	
Trave a "Piano secondo" 28-29	1.139	2.449	1.664	1.666	1.692	10.984	1.664	1.666	
Trave a "Piano secondo" 31-32	1.108	3.188	1.664	1.666	1.684	14.483	1.664	1.666	
Trave a "Piano secondo" 34-35	1.035	5.117	1.664	1.666	1.481	17.064	1.664	1.666	

trave	Pressoflessione				Taglio				verifica
	coeff.sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR	coeff.sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR	
Trave a "Piano secondo" 39-37	1.049	1.102	1.099	1.094	2.909	9.657	1.664	1.666	
Trave a "Piano secondo" 40-37	1.059	1.437	1.444	1.442	2.149	12.526	1.664	1.666	
Trave a "Piano secondo" 41-35	0.674	0.482	0.52	0.528	3.049	4.604	1.664	1.666	*
Trave a "Piano secondo" 41-40	1.078	3.269	1.664	1.666	1.975	25.631	1.664	1.666	
Trave a "Piano secondo" 42-39	1.005	2.715	1.664	1.666	1.47	9.153	1.664	1.666	
Trave a "Piano secondo" 43-44	1.061	2.511	1.664	1.666	1.715	10.034	1.664	1.666	
Trave a "Piano secondo" 55-56	3.374	4.755	1.664	1.666	7.851	9.601	1.664	1.666	
Trave a "Piano secondo" 59-60	3.773	18.31	1.664	1.666	10.427	79.108	1.664	1.666	
Trave a "Piano secondo" 63-62	4.798	10.78	1.664	1.666	10.679	81.303	1.664	1.666	
Trave a "Piano secondo" 65-64	2.342	2.96	1.664	1.666	8.658	16.582	1.664	1.666	
Trave a "Piano copertura" 1-2	1.153	4.248	1.664	1.666	2.059	23.531	1.664	1.666	
Trave a "Piano copertura" 4-5	1.026	2.819	1.664	1.666	1.932	18.035	1.664	1.666	
Trave a "Piano copertura" 7-8	1.459	2.036	1.664	1.666	2.792	9.729	1.664	1.666	
Trave a "Piano copertura" 7-10	1.208	4.784	1.664	1.666	2.073	36.732	1.664	1.666	
Trave a "Piano copertura" 9-12	1.061	5.966	1.664	1.666	1.959	37.112	1.664	1.666	
Trave a "Piano copertura" 10-11	1.182	2.152	1.664	1.666	2.147	18.187	1.664	1.666	
Trave a "Piano copertura" 14-13	1.06	4.876	1.664	1.666	1.964	29.925	1.664	1.666	
Trave a "Piano copertura" 17-16	1.11	3.871	1.664	1.666	1.995	21.715	1.664	1.666	
Trave a "Piano copertura" 19-20	1.03	4.148	1.664	1.666	1.945	16.735	1.664	1.666	
Trave a "Piano copertura" 22-23	1.328	2.05	1.664	1.666	2.733	9.174	1.664	1.666	
Trave a "Piano copertura" 22-25	1.212	2.375	1.664	1.666	2.074	18.059	1.664	1.666	
Trave a "Piano copertura" 22-31	1.058	5.312	1.664	1.666	1.977	32.526	1.664	1.666	
Trave a "Piano copertura" 23-26	1.401	2.193	1.664	1.666	2.759	9.932	1.664	1.666	
Trave a "Piano copertura" 24-27	1.056	3.066	1.664	1.666	1.959	18.872	1.664	1.666	
Trave a "Piano copertura" 26-25	1.208	2.28	1.664	1.666	2.062	17.18	1.664	1.666	
Trave a "Piano copertura" 28-29	1.072	4.414	1.664	1.666	1.976	25.757	1.664	1.666	
Trave a "Piano copertura" 34-35	1.06	5.633	1.664	1.666	1.954	35.327	1.664	1.666	
Trave a "Piano copertura" 37-38	1.571	4.232	1.664	1.666	2.789	19.219	1.664	1.666	
Trave a "Piano copertura" 40-37	1.19	2.049	1.664	1.666	2.144	17.214	1.664	1.666	
Trave a "Piano copertura" 41-38	1.411	1.893	1.664	1.666	2.792	9.029	1.664	1.666	
Trave a "Piano copertura" 41-40	1.212	4.479	1.664	1.666	2.075	33.988	1.664	1.666	
Trave a "Piano copertura" 42-39	1.027	2.612	1.664	1.666	1.934	16.527	1.664	1.666	
Trave a "Piano copertura" 43-44	1.151	3.84	1.664	1.666	2.057	21.927	1.664	1.666	
Trave a "Piano copertura" 55-56	3.621	4.782	1.664	1.666	11.097	18.904	1.664	1.666	
Trave a "Piano copertura" 59-60	5.11	23.079	1.664	1.666	12.013	141.391	1.664	1.666	
Trave a "Piano copertura" 8-11	1.568	4.662	1.664	1.666	2.781	21.005	1.664	1.666	

### Verifica a pressoflessione e taglio dei pilastri; verifica dei nodi

Pilastro	Pressoflessione				Taglio				Nodi				verif.		
	coeff.sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR	coeff.sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR	coeff.sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR		Conf.	Min.st.
Pilastrata 1	1.295	1.75	.664	666	1.456	3.182	.664	666	1.092	1.188	.184	178	NO	NO	
Pilastrata 2	1.609	2.195	.664	666	5.024	5.41	.664	666	2.219	2.813	.664	666	NO	NO	
Pilastrata 3	1.528	1.719	.664	666	7.638	10.695	.664	666	1.523	1.75	.664	666	NO	NO	
Pilastrata 4	1.01	1.031	1.03	029	1.386	2.397	.664	666	0.805	0.625	.627	639	NO	NO	*
Pilastrata 5	0.999	0.984	.985	985	3.784	4.044	.664	666	1.897	2.25	.664	666	NO	NO	*
Pilastrata 6	1.062	1.094	.091	087	3.059	7.438	.664	666	1.004	1.016	.015	014	NO	NO	
Pilastrata 7	1.112	1.281	.281	276	2.252	4.124	.664	666	0.529	0	0	0	NO	NO	*
Pilastrata 8	1.089	1.094	.091	087	2.549	2.811	.664	666	0.506	0.219	.329	331	NO	NO	*
Pilastrata 9	1.063	1.813	.664	666	3.902	8.969	.664	666	2.089	4.75	.664	666	NO	NO	
Pilastrata 10	1.309	1.938	.664	666	1.621	5.213	.664	666	1.511	3.344	.664	666	NO	NO	
Pilastrata 11	1.102	1.313	.314	309	2.326	8.775	.664	666	0.447	0	0	0	NO	NO	*

Pilastrato	Pressoflessione				Taglio				Nodi				Conf.	Min.st.	verif.
	coeff.sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR	coeff.sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR	coeff.sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR			
Pilastrata 12	1.454	2.5	.664	666	2.234	9.885	.664	666	1.067	1.375	.379	376	NO	NO	
Pilastrata 13	1.491	1.938	.664	666	2.236	9.884	.664	666	1.106	1.75	.664	666	NO	NO	
Pilastrata 14	1.616	2.313	.664	666	6.593	7.547	.664	666	2.255	3.875	.664	666	NO	NO	
Pilastrata 15	1.313	2.031	.664	666	6.226	14.797	.664	666	2.329	3.25	.664	666	NO	NO	
Pilastrata 16	1.297	1.563	.575	575	1.435	2.873	.664	666	1.044	1.125	.121	115	NO	NO	
Pilastrata 17	1.544	1.734	.664	666	4.701	5.254	.664	666	2.2	2.688	.664	666	NO	NO	
Pilastrata 18	1.309	1.406	.411	409	5.551	10.049	.664	666	1.616	2.063	.664	666	NO	NO	
Pilastrata 19	1.238	1.281	.281	276	2.337	5.548	.664	666	0.93	0.688	0.69	701	NO	NO	*
Pilastrata 20	0.885	0.781	.784	793	3.114	3.4	.664	666	1.665	2	.664	666	NO	NO	*
Pilastrata 21	1.066	1.281	.281	276	1.637	7.135	.664	666	0.609	0.016	0.09	109	NO	NO	*
Pilastrata 22	1.087	1.094	.091	087	2.343	3.988	.664	666	0.459	0	0	0	NO	NO	*
Pilastrata 23	1.006	1.008	.007	006	2.847	3.054	.664	666	0.464	0.109	.234	231	NO	NO	*
Pilastrata 24	0.988	0.969	.969	971	3.439	3.519	.664	666	1.774	2.156	.664	666	NO	NO	*
Pilastrata 25	1.199	1.531	.542	542	1.13	2.898	.664	666	1.523	4.688	.664	666	NO	NO	
Pilastrata 26	1.094	1.109	.106	101	3.443	4.073	.664	666	0.457	0	0	0	NO	NO	*
Pilastrata 27	1.321	1.594	.607	608	4.329	6.768	.664	666	1.083	1.188	.184	178	NO	NO	
Pilastrata 28	1.47	1.969	.664	666	5.183	9.315	.664	666	1.185	1.5	.509	508	NO	NO	
Pilastrata 29	1.484	1.875	.664	666	5.376	5.45	.664	666	2.132	2.813	.664	666	NO	NO	
Pilastrata 30	1.489	1.594	.607	608	7.888	10.526	.664	666	1.753	2.188	.664	666	NO	NO	
Pilastrata 31	1.536	1.875	.664	666	3.599	10.593	.664	666	1.17	2	.664	666	NO	NO	
Pilastrata 32	1.555	2.5	.664	666	7.213	7.637	.664	666	2.252	4.5	.664	666	NO	NO	
Pilastrata 33	1.51	2.5	.664	666	10.458	14.647	.664	666	1.903	2.313	.664	666	NO	NO	
Pilastrata 34	1.394	2.406	.664	666	2.275	9.168	.664	666	0.977	0.875	.878	883	NO	NO	*
Pilastrata 35	1.055	1.75	.664	666	3.832	8.482	.664	666	2.063	4.625	.664	666	NO	NO	
Pilastrata 36	1.047	1.063	1.06	057	2.079	7.163	.664	666	0.939	0.906	.908	912	NO	NO	*
Pilastrata 37	1.141	1.375	.379	376	2.453	8.499	.664	666	0.442	0	0	0	NO	NO	*
Pilastrata 38	1.016	1.016	.015	014	2.474	2.711	.664	666	0.491	0.219	.329	331	NO	NO	*
Pilastrata 39	0.959	0.938	.939	942	3.521	3.606	.664	666	1.811	2.156	.664	666	NO	NO	*
Pilastrata 40	1.22	1.969	.664	666	2.601	5.158	.664	666	1.515	3.25	.664	666	NO	NO	
Pilastrata 41	1.144	1.25	.249	243	2.274	4.072	.664	666	0.526	0	0	0	NO	NO	*
Pilastrata 42	1.041	1.125	.121	115	2.015	2.366	.664	666	0.769	0.563	.568	578	NO	NO	*
Pilastrata 43	1.323	1.813	.664	666	2.324	3.526	.664	666	1.016	1.031	1.03	029	NO	NO	
Pilastrata 44	1.599	2.078	.664	666	4.81	5.287	.664	666	2.22	2.719	.664	666	NO	NO	
Pilastrata 45	1.471	1.594	.607	608	6.842	10.349	.664	666	1.439	1.688	.664	666	NO	NO	
Pilastrata 46	1.224	6.906	.664	666	4.757	59.022	.664	666	1.637	10	.664	666	NO	NO	
Pilastrata 47	1.113	7.125	.664	666	3.937	54.159	.664	666	1.345	6.25	.664	666	NO	NO	
Pilastrata 48	1.063	2.219	.664	666	3.453	17.6	.664	666	1.13	1.75	.664	666	NO	NO	
Pilastrata 49	1.191	6.25	.664	666	4.698	55.43	.664	666	1.614	8.75	.664	666	NO	NO	

### Verifica a pressoflessione e taglio dei pannelli parete

titolo	Pressoflessione				Taglio				verif.		
	pannello	coeff.sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR	pannello	coeff.sic.	moltiplicatore		iPGA	iTR
parete 50-51	Pannello da Filo 50 a Filo 51	0.663	0.742	0.745	0.754	Pannello da Filo 50 a Filo 51	1.191	1.194	1.191	1.184	*
parete 50-61	Pannello da Filo 61 a Filo 50	0.958	0.977	0.977	0.978	Pannello da Filo 61 a Filo 50	0.4	0.383	0.451	0.453	*
parete 51-52	Pannello da Filo 52 a Filo 51	0.888	0.922	0.924	0.927	Pannello da Filo 52 a Filo 51	1.236	1.253	1.252	1.246	*
parete 52-61	Pannello da Filo 52 a Filo 61	0.507	0.594	0.596	0.609	Pannello da Filo 52 a Filo 61	0.633	0.633	0.635	0.647	*
parete 53-54	Pannello da Filo 53 a Filo 54	0.652	0.75	0.753	0.762	Pannello da Filo 53 a Filo 54	1.53	1.547	1.558	1.558	*
parete 53-57	Pannello da Filo 57 a Filo 53	0.854	0.906	0.908	0.912	Pannello da Filo 57 a Filo 53	3.1	3.113	1.664	1.666	*

titolo	Pressoflessione					Taglio					verif.
	pannello	coeff.sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR	pannello	coeff.sic.	moltiplicatore	iPGA	iTR	
parete 54-58	Pannello da Filo 61 a Filo 50	1.112	1.048	1.046	1.044	Pannello da Filo 61 a Filo 50	0.404	0.391	0.458	0.462	*
parete 57-58	Pannello da Filo 57 a Filo 58	0.487	0.609	0.611	0.622	Pannello da Filo 57 a Filo 58	0.66	0.656	0.658	0.67	*
Parete a "Fondazione -130 - Piano terra" 26_25_72	Pannello da Filo 72 a (2046;3654)	5.022	3.826	1.664	1.666	Pannello da Filo 72 a (2046;3654)	2.222	2.292	1.664	1.666	
Parete a "Fondazione -130 - Piano terra" 61-73	Pannello da Filo 73 a Filo 61	8.438	3.419	1.664	1.666	Pannello da Filo 73 a Filo 61	1.012	1.016	1.016	1.015	
Parete a "Fondazione -130 - Piano terra" 72-19_16	Pannello da Filo 71 a Filo 72	46.696	12.549	1.664	1.666	Pannello da Filo 71 a Filo 72	3.62	3.73	1.664	1.666	
Parete a "Fondazione -130 - Piano terra" 72-31_28	Pannello da Filo 73 a Filo 72	24.397	39.832	1.664	1.666	Pannello da Filo 73 a Filo 72	2.015	2.089	1.664	1.666	
Parete a "fondazione -180 - Piano terra" 19_16-71	Pannello da Filo 71 a (2427;2320)	174.852	36.415	1.664	1.666	Pannello da Filo 71 a (2427;2320)	1.232	1.251	1.25	1.245	
Parete a "Fondazione -180- Piano terra" 68-71	Pannello da Filo 58 a Filo 71	38.487	4.784	1.664	1.666	Pannello da Filo 58 a Filo 71	1.094	1.111	1.108	1.103	
Parete a "Fondazione -300 - Piano terra" 66-67	Pannello da Filo 66 a Filo 67	1.03	1.017	1.016	1.015	Pannello da Filo 66 a Filo 67	1.331	1.337	1.34	1.336	
Parete a "Fondazione -300 - Piano terra" 67-68	Pannello da Filo 67 a Filo 68	5.298	3.324	1.664	1.666	Pannello da Filo 67 a Filo 68	1.082	1.073	1.07	1.066	
Parete a "Fondazione -300 - Piano terra" 68-69	Pannello da Filo 68 a Filo 69	3.206	2.945	1.664	1.666	Pannello da Filo 68 a Filo 69	0.997	0.992	0.992	0.992	*
Parete a "Fondazione -300 - Piano terra" 69-70	Pannello da Filo 69 a Filo 70	1.23	1.16	1.155	1.148	Pannello da Filo 69 a Filo 70	0.765	0.719	0.721	0.731	*

## **CONSIDERAZIONI SUL MIGLIORAMENTO SISMICO**

I risultati derivati dall'analisi di vulnerabilità sismica dell'edificio in oggetto hanno restituito indici di rischio molto bassi, il che indica che allo stato dei luoghi l'edificio è lontano dalla verifica sismica; in particolare si è ottenuto moltiplicatore minimo delle condizioni sismiche per raggiungimento della rottura a taglio 0.297 con indicatore  $iTr = 0.386$  e indicatore  $iPGA = 0.383$ ; moltiplicatore minimo delle condizioni sismiche per raggiungimento della rottura a flessione 0, per verifica insoddisfatta di alcune travi per il solo effetto gravitazionale con coefficienti da combinazione sismica; moltiplicatore minimo delle condizioni sismiche per raggiungimento dello stato limite di interpiano 6.228 con indicatore  $iTr = 3.956$  e indicatore  $iPGA = 3.993$ ; moltiplicatore minimo delle condizioni sismiche per raggiungimento della pressione massima al suolo 0.933 con indicatore  $iTr = 0.936$  e indicatore  $iPGA = 0.934$ .

A seguito dell'intervento tutti i suddetti indicatori migliorano e si ottiene moltiplicatore minimo delle condizioni sismiche per raggiungimento della rottura a taglio 0.383 con indicatore  $iTr = 0.453$  e indicatore  $iPGA = 0.451$ ; moltiplicatore minimo delle condizioni sismiche per raggiungimento della rottura a flessione 0.482, con indicatore  $iTr = 0.528$  e indicatore  $iPGA = 0.52$ ; moltiplicatore minimo delle condizioni sismiche per raggiungimento dello stato limite di interpiano 7.828 con indicatore  $iTr = 5.04$  e indicatore  $iPGA = 5.063$ ; moltiplicatore minimo delle condizioni sismiche per raggiungimento della pressione massima al suolo 1.088 con indicatore  $iTr = 1.081$  e indicatore  $iPGA = 1.085$ .

Data l'impossibilità di indagare adeguatamente i nodi travi-pilastro si individueranno gli interventi di rinforzo successivamente alla seconda fase conoscitiva.

Si ribadisce che trattandosi di edificio esistente non si sono eseguite le verifiche di gerarchia di resistenza, nè le verifiche agli stati limite di esercizio, e che le combinazioni dei carichi agli stati limite di esercizio utilizzate nei modelli di calcolo sono solo indicative e non corrispondono a quelle prescritte dalla norma attualmente in vigore.

L'intervento di adeguamento statico dell'edificio, che costituisce l'obiettivo del presente lavoro, produce dunque anche un miglioramento della resistenza alle azioni sismiche della struttura.

In particolare si può evincere quanto detto oltre che dagli indicatori precedentemente riportati anche dall'osservazione che sotto l'effetto delle azioni sismiche, escludendo le verifiche dei nodi, nello stato di progetto risultano verificati 45 pilastri su 49, mentre nello stato dei luoghi risultano verificati solo 16 pilastri su 49.

Per quanto riguarda le travi sotto l'effetto delle azioni sismiche nello stato di progetto risultano verificate 105 travi su 118, mentre nello stato dei luoghi risultano verificate solo 16 travi su 118.

Per quanto riguarda i plinti di fondazione sotto l'effetto delle azioni sismiche nello stato di progetto tutti i plinti risultano verificati, mentre nello stato dei luoghi risultano verificati 48 plinti su 49, poichè in corrispondenza di un plinto si supera la massima tensione al suolo (per le verifiche tensionali sul terreno si faccia riferimento alla "relazione sulle fondazioni" e all'allegato "verifiche, deformazioni e tensioni"; si fa, infine, osservare che nella fase di progetto si prevede comunque il rinforzo di 3 plinti per effetto dell'incremento di tensione al suolo conseguente l'aumento del carico); inoltre è stato predisposto l'ancoraggio al suolo, mediante 4 barre del diametro di 20 mm, per tutti i plinti in maniera da garantire il ritegno agli spostamenti orizzontali.