

# Comune di Cerda

## Città Metropolitana di Palermo

**Oggetto:** Manutenzione straordinaria con adeguamento sismico della scuola materna di via Kennedy

### ELABORATO

RELAZIONE SULLA VULNERABILITA' SISMICA

Codice

# A2.2

Scala disegno

-

Rev.	Data	Descrizione	Redazione	Controllo	Approvazione
0	Agosto 2022	Prima Emissione	Ing. G. Macaluso	Ing. G. Macaluso	Ing. G. Macaluso

IL PROGETTISTA

Ing. Giuseppe Macaluso

IL RUP

Geom. Giuseppe Chiappone

Approvazioni



# ***Relazione sulla Vulnerabilità Sismica***

## **Scuola Materna G. Falcone**

### **1 Premessa**

A seguito dell'incarico conferitomi dal Comune di Cerda nella persona del Responsabile del settore Tecnico Geom. Giuseppe Chiappone, relativo alla Progettazione Definitiva/Esecutiva ed indagini strutturali per l'intervento di "Manutenzione straordinaria con adeguamento sismico della scuola materna di via Kennedy", il sottoscritto Ing. Giuseppe Macaluso iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Palermo al n.8353, relaziona quanto segue, in merito alle attività relative alle verifiche tecniche finalizzate alla valutazione del rischio sismico per l'edificio in oggetto.

### **2 Analisi Storico Critica**

#### **2.1 Descrizione sommaria dell'edificio**

L'edificio scolastico denominato G. Falcone sito in via Kennedy snc a Cerda adibito a scuola materna, è identificato al N.C.E.U. foglio 7 particella 922 avente le seguenti coordinate ED50: latitudine 38,0898° e longitudine 13,5145°.

L'edificio ricade in zona sismica di 2° grado per come all'allegato 1 dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio n. 3274 del 20.03.2003 pubblicata sulla G.U. n. 105 del 08.05.2003.

Il complesso scolastico è costituito da un unico corpo strutturale.

La struttura è stato realizzato, come comunicatami dall'Ufficio Tecnico del comune di Cerda all'incirca nel 1970.

Il corpo strutturale individuato con il n. 1 include in sé tutti gli ambienti utili per lo svolgimento della scuola materna di cui all'oggetto. Infatti esso consta dei seguenti ambienti:

- Ingresso;
- N.6 Aule;
- Bagni maschi;
- Bagni femmine;
- n.4 ripostigli;
- Sala professori.

È costituito da un solo piano fuori terra oltre sottotetto e raggiunge la quota massima (quota terrazzo) pari a 4,14 m.

Il numero medio delle presenze, nell'anno scolastico precedente, comprensivo di alunni, personale docente e non docente, è stato stimato in circa 100 presenze.

## 2.2 Caratteristiche strutturali

Dai rilievi effettuati, i due corpi costituenti l'edificio hanno una struttura portante del tipo intelaiata in C.A., con pilastri e travi longitudinali e trasversali tali da formare delle maglie chiuse.

Come detto in precedenza è ad una elevazione fuori terra, e copertura è piana.

Dall'epoca di realizzazione non sono stati effettuati altri interventi mirati alla riduzione della vulnerabilità nei confronti delle azioni sismiche.

## 2.3 Documentazione disponibile sulle origini della struttura

Come stabilito al paragrafo 8.5.1. della circolare esplicativa n.7 del 21 Gennaio 2019, l'analisi inizia con il reperire tutti i documenti disponibili sulle origini del fabbricato quali, ad esempio, elaborati e relazioni progettuali della prima realizzazione della costruzione e di eventuali successivi interventi, elaborati e rilievi prodotti, eventuali relazioni di collaudo e riguarda:

- l'epoca di costruzione;
- le tecniche, le regole costruttive e, se esistenti, le norme tecniche dell'epoca di costruzione;
- la forma originaria e le successive modifiche;
- i traumi subiti e le alterazioni delle condizioni al contorno;
- le deformazioni, i dissesti e i quadri fessurativi, con indicazioni, ove possibile, della loro evoluzione nel tempo;
- gli interventi di consolidamento pregressi;
- gli aspetti urbanistici e storici che hanno regolato lo sviluppo dell'aggregato edilizio di cui l'edificio.

Le fonti alle quali si è attinto nella ricerca sono gli archivi comunali, specificamente per le opere analizzate, ed una serie di testi riguardanti la tecnica delle costruzioni e la pratica edile pubblicati in Italia di metà del XX secolo, per quanto attiene alle tecniche costruttive allora utilizzate.

Da tale analisi si è cercato di capire l'evoluzione degli edifici nei decenni con particolare riferimento all'aspetto strutturale ed edile ad esso correlato: demolizioni e ricostruzioni, ampliamenti, ricostruzione di parti anche non strutturali ma aventi particolare interesse al fine strutturale. Si è posta particolare attenzione ai cambiamenti di destinazione d'uso subiti, alle variazioni dei carichi permanenti e variabili che i lavori hanno comportato, oltre agli eventuali impatti delle realizzazioni impiantistiche.

La struttura è stata realizzata nel 1970 circa. Non sono stati reperiti i progetti originali.

### 3 Rilievo Geometrico-Strutturale

Per il rilievo della struttura in c.a. si fa riferimento al paragrafo C8.5.2.2 della Circolare n.7 del 21 Gennaio 2019.

Come recita la normativa, il rilievo è finalizzato alla definizione sia della geometria esterna, sia dei dettagli di tutti gli elementi costruttivi effettivamente raggiungibili, con funzione strutturale o meno. Per gli elementi aventi funzione strutturale la geometria esterna deve essere sempre descritta in maniera la più completa possibile, allo scopo di ottenere un modello di calcolo affidabile, mentre i dettagli, spesso occultati alla vista (ad esempio la disposizione delle armature), possono essere rilevati a campione, estendendo poi le valutazioni agli altri elementi operando per analogia, anche in forza delle norme vigenti e dei prodotti in commercio all'epoca della costruzione. Il rilievo geometrico degli elementi deve permettere:

- l'identificazione dell'organizzazione strutturale;
- l'individuazione della posizione e delle dimensioni di travi, pilastri, scale e setti;
- l'identificazione dei solai e della loro tipologia, orditura, sezione verticale;
- l'individuazione di tipologia e dimensioni degli elementi non strutturali quali tamponamenti, tramezzature, etc.

Nel caso in cui la geometria della struttura sia nota dai disegni originali, deve essere comunque eseguito il rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni di progetto.

Nel definire il comportamento della costruzione in presenza di sisma sono di particolare importanza i dettagli costruttivi; le informazioni su di essi possono essere desunte dai disegni originali, da un progetto simulato o da indagini in situ.

Il progetto simulato, eseguito sulla base delle norme tecniche in vigore all'epoca della costruzione e della corrispondente pratica costruttiva, è utile per fornire informazioni su quantità e disposizione dell'armatura negli elementi con funzione strutturale e sulle caratteristiche dei collegamenti.

Sia che si disponga dei disegni originali, sia che si sia prodotto un progetto simulato, per verificarne la rispondenza alla realtà del costruito in termini di particolari costruttivi occorre effettuare rilievi in situ. Nei rilievi si possono individuare tre livelli di indagine, in relazione al loro grado di approfondimento.

**Indagini limitate:** consentono di valutare, mediante saggi a campione, la corrispondenza tra le caratteristiche dei collegamenti riportate negli elaborati progettuali originali o ottenute attraverso il progetto simulato, e quelle effettivamente presenti.

**Indagini estese:** si effettuano quando non sono disponibili gli elaborati progettuali originali, o come alternativa al progetto simulato seguito da indagini limitate, oppure quando gli elaborati progettuali originali risultano incompleti.

**Indagini esaustive:** si effettuano quando si desidera un livello di conoscenza accurata e non sono

disponibili gli elaborati progettuali originali.

Le indagini in-situ basate su saggi sono effettuate su una congrua percentuale degli elementi strutturali, privilegiando, tra le tipologie di elementi strutturali (travi, pilastri, pareti...), quelle che rivestono un ruolo di primaria importanza nella struttura.

Il quantitativo di indagini in-situ basate su saggi dipende dal livello di conoscenza desiderato in relazione al grado di sicurezza attuale e deve essere accuratamente valutato, anche in vista delle notevoli conseguenze che comporta sulla progettazione degli interventi.

In linea con quanto presente nel disciplinare tecnico di gara che richiedeva un livello di conoscenza minimo pari a LC2, in accordo con quanto prescritto dalle NTC 2018 e dalla circolare n. 7 del 21.01.2019, dovranno essere espedito tutte le indicazioni prima rappresentate al fine di raggiungere il livello di conoscenza LC2.

Il paragrafo che stabilisce il livello di approfondimento delle indagini per raggiungere il livello di conoscenza LC2 è il paragrafo 8.5.4 della Circolare esplicativa del 2019, infatti esso recita: che il livello LC2: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, con riferimento al par. C8.5.1, **il rilievo geometrico completo e indagini estese sui dettagli costruttivi**, con riferimento al par. C8.5.2, prove estese sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al par. C8.5.3.

Nel caso in esame, come descritto in premessa, non sono disponibili gli esecutivi strutturali. Pertanto, vista l'indisponibilità del progetto esecutivo, è stato effettuato un rilievo geometrico e strutturale completo.

La struttura in oggetto è ad una elevazione fuori terra. La copertura è piana su tre livelli diversi, il primo a quota 4,07 m, il secondo a quota 3,73 m e il terzo a quota 4,54 m tutti misurati rispetto allo spiccatto delle fondazioni.

Il solaio di copertura è di tipo gettato in opera in latero cemento dello spessore complessivo pari a 28 cm (24+4). Le pensiline che costeggiano l'intera struttura sono realizzate con solaio in latero cemento delle stesse caratteristiche del solaio di copertura.

Tutti i pilastri in c.a. della struttura hanno sezione quadrata di lato 30 cm, mentre le travi in c.a. hanno sezione rettangolari di dimensioni pari a 30 x 60 cm. Sono altresì presenti diverse travi "a spessore" delle dimensioni pari a 60 x 28 cm.

Le fondazioni come è stato accertato da indagini in sito sono del tipo a travi rovesce con sezione a quadrata con base e altezza pari a 50 cm.

Dall'esame visivo si riscontra che la struttura non presenta particolari criticità negli elementi strutturali principali, però si riscontrano delle lesioni nei tramezzi interni attribuibili a possibili cedimenti differenziali del piano di calpestio.

Di seguito si riproducono alcune foto dell'edificio in esame.



*Figura 3.1 – Ingresso area scolastica*



*Figura 3.2 – Prospetto Sud-Est*



*Figura 3.3 – Ingresso*



*Figura 3.4 – Prospetto Nord-Ovest*





*Figura 3.5 – Lesione inclinata a 45° nel disimpegno*



*Figura 3.6 – Lesione inclinata a 45° nella sala professori*



*Figura 3.7 – Lesione orizzontale sotto trave nel ripostiglio*

## 4 Piano di indagine

### 4.1 Ipotesi preliminare e sommaria della campagna di indagini

Per la programmazione delle indagini su strutture in calcestruzzo armato si dovrà fare riferimento al paragrafo C8.5.3.2 della Circolare n.7 del 21 Gennaio 2019.

Per definire le caratteristiche meccaniche dei materiali è possibile riferirsi anche alle norme dell'epoca della costruzione.

**Calcestruzzo:** si fa riferimento alle Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera, del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici .

**Acciaio:** la misura delle caratteristiche meccaniche si ottiene, in generale, mediante estrazione di campioni ed esecuzione di prove a trazione fino a rottura con determinazione della tensione di snervamento, della resistenza a rottura e dell'allungamento, salvo nel caso in cui siano disponibili certificati di prova conformi a quanto richiesto per le nuove costruzioni nella normativa dell'epoca di costruzione.

Le prove sui materiali, in analogia a quanto definito per le indagini sui dettagli costruttivi, possono essere eseguite su un numero di elementi diverso, a seconda del livello di conoscenza che si vuole raggiungere. Si possono distinguere, in relazione al loro grado di approfondimento, tre livelli di prova.

- **Prove limitate:** prevedono un numero limitato di prove in-situ o su campioni, impiegate per completare le informazioni sulle proprietà dei materiali, siano esse ottenute dalle normative in vigore all'epoca della costruzione, o dalle caratteristiche nominali riportate sui disegni costruttivi o nei certificati originali di prova.
- **Prove estese:** prevedono prove in-situ o su campioni più numerose di quelle del caso precedente e finalizzate a fornire informazioni in assenza sia dei disegni costruttivi, sia dei certificati originali di prova o quando i valori ottenuti con le prove limitate risultino inferiori a quelli riportati nei disegni o sui certificati originali.
- **Prove esaustive:** prevedono prove in-situ o su campioni più numerose di quelle del caso precedente e finalizzate a ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni costruttivi, sia dei certificati originali di prova, o quando i valori ottenuti dalle prove, limitate o estese, risultino inferiori a quelli riportati sui disegni o nei certificati originali, oppure nei casi in cui si desideri una conoscenza particolarmente accurata.

Al fine di determinare in maniera opportuna il numero e la localizzazione delle prove sui materiali, è utile:

- eseguire un numero limitato di indagini preliminari sugli elementi individuati come rappresentativi a seguito dell'analisi storico-critica, della documentazione disponibile e del rilievo geometrico, al fine di definire un modello preliminare della struttura;
- eseguire un'analisi per la verifica preliminare della sicurezza statica e della vulnerabilità sismica, utilizzando i dettagli costruttivi valutati nel corso della campagna di indagini

preliminari (paragrafo C8.5.2.2).

In base all'esito dell'analisi preliminare, valutata la necessità di approfondimenti della campagna di indagini in termini di numero e localizzazione, in relazione all'impegno statico delle diverse membrature, del loro ruolo riguardo alla sicurezza della struttura e del grado di omogeneità dei risultati delle prove preliminari, anche in relazione a quanto previsto dai documenti originari; il progetto delle prove ne fornisce la misura, consentendo così di graduare quantitativamente il livello di approfondimento.

Per l'identificazione delle caratteristiche dei materiali, i dati raccolti devono includere le seguenti caratteristiche:

- resistenza e, ove significativo, il modulo elastico E del calcestruzzo;
- tensione di snervamento, resistenza a rottura e allungamento dell'acciaio.

In linea con quanto presente nel disciplinare di gara che richiedeva un livello di conoscenza minimo pari a LC2, In accordo con quanto prescritto dalle NTC 2018 e dalla circolare n. 7 del 21.01.2019 dovranno essere espediti tutte le indicazioni prima rappresentate per raggiungere il livello di conoscenza LC2.

Il paragrafo che stabilisce il livello di approfondimento delle indagini per raggiungere un livello di conoscenza LC2 è il paragrafo 8.5.4 della Circolare esplicativa del 2019, infatti esso recita:

che il livello LC2: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, con riferimento al par. C8.5.1, il rilievo geometrico completo e indagini estese sui dettagli costruttivi, con riferimento al par. C8.5.2, **prove estese sulle caratteristiche meccaniche dei materiali**, con riferimento al par. C8.5.3.

Inoltre in aggiunta a quanto detto prima il paragrafo 8.5.4.2 della Circolare dice che per il **Livello di conoscenza LC2** si intende raggiunto quando sia stata effettuata l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato (con riferimento al par. C8.5.1), la geometria della struttura sia nota in base ai disegni originali (effettuando un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni) o a un rilievo, i dettagli costruttivi siano noti, o parzialmente dai disegni costruttivi originali integrati da indagini limitate in situ sulle armature e sui collegamenti presenti negli elementi più importanti, o (con riferimento al par. C8.5.2) a seguito di una indagine estesa in situ (i dati raccolti devono essere tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare), le caratteristiche meccaniche dei materiali siano note in base ai disegni costruttivi, integrati da prove limitate in situ (se i valori ottenuti dalle prove in situ sono minori dei corrispondenti valori indicati nei disegni di progetto, si eseguono prove estese in situ), o con prove estese in situ (con riferimento al par. C8.5.3); il corrispondente fattore di confidenza  $FC=1,2$ . La valutazione della sicurezza eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici; le informazioni raccolte sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelle riguardanti i dettagli strutturali, devono consentire la

messa a punto di un modello strutturale idoneo.

Quanto prima riportato è sinteticamente descritto nella tabella C.8.5.IV, di seguito riprodotta.

**Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio**

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

(\*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

Figura 4.1 – tabella C.8.5.IV della Circolare alla NTC 2018

Nel caso in esame, per poter raggiungere il livello LC2 bisognerà attuare il livello di *prove estese*.

## 4.2 Dettaglio del piano di indagine

Il piano di indagine è stato redatto al fine di raggiungere, come specificato prima, il livello di conoscenza LC2, ottenuto con il livello di *prove estese*.

Per stabilire il numero delle prove distruttive e non distruttive da effettuare, e per valutare la quantità di dettagli da rilevare, si fa riferimento alla tabella C.8.5.V della circolare, che da indicazioni a titolo esclusivamente orientativo, pertanto non obbligatorie.

Le note esplicative a margine della tabella inoltre tengono a precisare che:

Le percentuali di elementi da indagare ed il numero di provini da estrarre e sottoporre a prove di resistenza riportati nelle Tabelle C8.5.V e C8.5.VI hanno valore indicativo e vanno adattati ai singoli casi, tenendo conto dei seguenti aspetti:

(a) 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 geometria e ruolo uguali nello schema strutturale.

(b) Le prove sugli acciai sono finalizzate all'identificazione della classe dell'acciaio utilizzata con riferimento alla normativa vigente all'epoca di costruzione. Ai fini del raggiungimento del numero di prove sull'acciaio necessario per acquisire il livello di conoscenza desiderato è opportuno tener conto dei diametri (nelle strutture in c.a.) o dei profili (nelle strutture in acciaio) di più diffuso impiego negli elementi principali, con esclusione delle staffe.

(c) Ai fini delle prove sui materiali è consentito sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%,

con almeno il triplo di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive.

(d) Il numero di provini riportato nelle tabelle C8.5.V e C8.5.VI può esser variato, in aumento o in diminuzione, in relazione alle caratteristiche di omogeneità del materiale. Nel caso del calcestruzzo in opera, tali caratteristiche sono spesso legate alle modalità costruttive tipiche dell'epoca di costruzione e del tipo di manufatto, di cui occorrerà tener conto nel pianificare l'indagine. Sarà opportuno, in tal senso, prevedere l'effettuazione di una seconda campagna di prove integrative, nel caso in cui i risultati della prima risultino fortemente disomogenei.

Pertanto da quanto appurato dalla normativa vigente, viene stabilito di effettuare le indagini su tutti i corpi strutturali.

Di seguito si riportano le indagini eseguite.

<b>Prove distruttive</b>		
	<b>Ubicazione</b>	<b>Quantità</b>
Campioni di calcestruzzo	Piano Terra – Pilastrì	n.2
	Piano Terra – Travi	n.2
	<b>TOTALE</b>	<b>n.4</b>
Campioni di armatura	Piano Terra - Pilastrì	n.2
	<b>TOTALE</b>	<b>n.2</b>

*Tabella 4.1 – Indicazioni sulle prove distruttive*

<b>Prove non distruttive</b>		
	<b>Ubicazione</b>	<b>Quantità</b>
Prova Sclerometrica	Piano Terra – Pilastrì	n.8
	Piano Terra – Travi	n.5
	<b>TOTALE</b>	<b>n.13</b>

*Tabella 4.2 - Indicazioni sulle prove non distruttive*

Come detto in precedenza i campioni di calcestruzzo, serviranno per determinare, mediante prove di laboratorio, le resistenze a compressione; mentre i campioni di armatura saranno utilizzati per la determinazione, mediante prove di trazione in laboratorio, delle tensioni di snervamento, rottura e l'allungamento.

## 5 Risultati sulle indagini effettuate

Nella struttura sono state eseguite tutte quelle indagini preventivate e riportate nel paragrafo “Dettaglio piano di Indagine”.

In particolare, il sottoscritto tecnico, ha dato incarico al Laboratorio di Strutture dell’Università Kore di “Enna” per l’assistenza all’estrazione su elementi di calcestruzzo armato di:

- n.4 campioni di calcestruzzo;
- n.2 campioni di armatura.

Inoltre sono state commissionate a codesto laboratorio anche le prove di compressione e di trazione rispettivamente dei campioni di calcestruzzo e delle barre di armatura prelevate in sito.

Il prelievo dei campioni di calcestruzzo e il prelievo delle barre di armatura sono state effettuate il 17 Gennaio 2022.

La loro ubicazione è riportata nella planimetria riportata nella Tavola allegata.

Per il prelievo di campioni di calcestruzzo e di campioni di armatura sono state eseguite le seguenti procedure.

### a) Prelievo di campioni di calcestruzzo mediante carotaggio

La tecnica del “carotaggio” consiste nel prelievo di campioni cilindrici di calcestruzzo indurito secondo le prescrizioni della norma UNI EN 12504-1.

Essa consente di ottenere delle carote di materiale da sottoporre ad esame visivo e ad a svariate prove di laboratorio, fra le quali quella di compressione secondo procedimenti normalizzati, al fine di valutare la resistenza meccanica del calcestruzzo in situ.

La carotatrice è un rotore elettromeccanico che fa ruotare una “tazza” o “foretto” munito in punta di corona diamantata raffreddata ad acqua. La velocità di rotazione non deve andare oltre i 900 giri/min per non danneggiare la zona esterna della carota riducendone la resistenza. I diametri delle tazze possono variare a seconda dell’obiettivo dell’indagine, ad esempio per la ricerca della profondità di carbonatazione o analisi stratigrafica/omogeneità può essere sufficiente una tazza con diametro ridotto inferiore anche ai 50 mm, mentre per la valutazione della resistenza a compressione la scelta della tazza dovrà tener conto di alcuni aspetti fondamentali come:

- il diametro dell’inerte;
- la riduzione della sezione resistente dell’elemento analizzato;
- ridurre il rischio di taglio delle armature dell’elemento analizzato.

**Nel caso in esame, in funzione dei parametri prima indicati si sceglie di utilizzare una tazza di diametro interno pari a circa 75 mm, pertanto estraendo campioni cilindrici di altezza superiore a**

**75 mm al fine di ottenere una resistenza a compressione di tipo cubica.**

Preliminarmente al carotaggio viene eseguita una prova pacometrica onde evitare la presenza di barre di armatura o tubazioni attraversanti l'elemento.

Tutti i fori di carotaggio sono stati in seguito riempiti con malta strutturale ad espansione e/o ritiro controllato.

Di seguito si mostrano alcune foto sulle indagini eseguite.



*Figura 5.1 - Carotaggio, campione CP3*





*Figura 5.2 – Carotaggio, campione CT4*



*Figura 5.3 – Carotaggio, campione CT4*



*Figura 5.4 – Carotaggio, campione CP1*

*b) Verifica della profondità di carbonatazione del calcestruzzo*

I campioni prelevati mediante carotaggio sono stati sottoposti alla prova di carbonatazione, secondo la norma UNI 9944:1992 per determinare lo stato di conservazione del calcestruzzo.

In particolare, la norma si riferisce alla determinazione della profondità di carbonatazione.

La carbonatazione è un processo chimico per cui la Portlandite presente nel cemento, in presenza di anidride carbonica, dà luogo alla formazione di carbonato di calcio. Quando l'anidride carbonica dell'aria riesce a diffondersi dall'esterno nei pori della pasta cementizia, si innesca il processo di carbonatazione che modifica le proprietà alcaline del conglomerato cementizio poiché la conseguente riduzione dell'idrossido di calcio determina un abbassamento del pH della pasta cementizia. L'abbassamento del pH avviene ovviamente prima nelle zone corticali del materiale e solo successivamente in quelle più interne in funzione della porosità e/o del grado fessurativo del calcestruzzo.

Nei calcestruzzi densi e compatti la carbonatazione interessa di norma solamente i primi millimetri, ma in quelli porosi e/o fessurati può penetrare in profondità fino ad attraversare il copriferro e raggiungere le armature.

Per evidenziare le zone aggredite da fenomeni di carbonatazione si utilizza la fenolftaleina (indicatore di pH), usata in forma di soluzione in etanolo allo 0,1%. A pH inferiori a 8,2 è incolore, a pH superiori a 9,8 gli ossidrili perdono i loro idrogeni e la molecola impartisce un intenso color porpora alla soluzione.

Per ogni carota estratta è stata eseguita la prova di carbonatazione.

Di seguito si riportano le foto.



*Figura 5.5 – Verifica della profondità di Carbonatazione campione CP1*



*Figura 5.6 – Verifica della profondità di Carbonatazione campione CT2*



Figura 5.7 – Verifica della profondità di Carbonatazione campione CP3



Figura 5.8 – Verifica della profondità di Carbonatazione campione CT4

c) Prelievo di barre di armatura

Il prelievo di barre d'armatura è fondamentale per determinare le caratteristiche meccaniche delle barre in strutture in cemento armato sottoposte ad indagine e si effettua mediante estrazione di campioni di lunghezza circa 50 cm dall'elemento strutturale.

Il prelievo viene effettuato nella zona di sollecitazione minima dell'elemento strutturale e si svolge secondo le seguenti fasi:

1. individuazione della posizione esatta della barra mediante indagine magnetometrica sull'elemento strutturale soggetto ad indagine;
2. scasso mediante martello demolitore del copriferro fino a scoprire la barra da prelevare;
3. saldatura alla barra esistente della nuova barra di diametro maggiore o uguale;
4. taglio della barra ed estrazione.

**Nel caso in esame, come già detto in precedenza, sono state prelevate in totale n.2 barre.**

Di seguito si riportano le foto in merito all'estrazione delle barre di armatura.



*Figura 5.9 – Estrazione barre di Armatura F2*



*Figura 5.10 - Estrazione barre di Armatura F2*

Dopo aver provveduto al prelievo in sito dei campioni di calcestruzzo e di acciaio, sono state eseguite

dal Laboratorio di Strutture dell'Università Kore di "Enna" le prove.

d) Risultati delle prove di compressione e di trazione rispettivamente sui campioni di calcestruzzo e di armatura prelevati in sito

Il Laboratorio di Strutture dell'Università Kore di "Enna" ha emesso i seguenti certificati, allegati alla presente relazione:

- certificati di prova LST/CP/089/2022 del 29.03.2022 , relativi alle prove di compressione delle carote di calcestruzzo prelevate;
- certificati di prova LST/CP/090/2022 del 29.03.2022 relativi alla trazione delle barre di armatura prelevate.

Di seguito si riepilogano i principali risultati delle prove eseguite:

Sigla Campione	Ubicazione	Resistenza a compressione [N/mm <sup>2</sup> ]
CP1	Piano Terra - Pilastrì	12,34
CP3		4,86
CT2	Piano Terra – Travi	8,01
CT4		7,47

Tabella 5.1 – Resistenza a compressione rilevate nei campioni di cls prelevati

Sigla Campione	Ubicazione	Diametro nominale [mm]	Tensione di snervamento [N/mm <sup>2</sup> ]	Tensione di rottura [N/mm <sup>2</sup> ]
F1	Piano Terra	16	432,10	598,06
F2		16	436,33	558,84

Tabella 5.2 – Tensione di snervamento e di rottura e allungamento rilevati nei campioni di armatura prelevati

In data 17 Gennaio 2022 il sottoscritto ha eseguito inoltre le prove non distruttive indicate nel piano di Indagini, al fine di integrare le prove distruttive, e in maniera tale da verificare l'omogeneità del materiale.

Più precisamente sono state effettuate in totale **n.13 prove sclerometriche**, come dettagliato descritto nel paragrafo relativo al piano di indagine.

Di seguito si descrivono le prove non distruttive eseguite:

e) Prova sclerometrica

La prova sclerometrica si tratta di una prova indiretta per la valutazione della resistenza meccanica del calcestruzzo, basata sulla misurazione dell'indice di rimbalzo.

Il metodo dell'indice di rimbalzo utilizza lo sclerometro per misurare l'energia elastica assorbita dal calcestruzzo a seguito di un impatto. L'energia assorbita dal calcestruzzo è correlata alla rigidità e alla resistenza meccanica mediante relazioni empiriche. Il metodo consiste nel provocare l'impatto di una massa standardizzata contro la superficie del materiale sottoposto a prova e nel misurare l'altezza del rimbalzo, la misura è espressa in termini di percentuale dell'altezza di rimbalzo rispetto alla distanza percorsa della massa in movimento tra l'istante in cui è rilasciata e quando colpisce la superficie del calcestruzzo. Questa percentuale è detta indice di rimbalzo IR. Dato che l'energia cinetica della massa battente è standardizzata, l'altezza di rimbalzo dipende dall'energia dissipata durante l'impatto, che a sua volta dipende dalla resistenza meccanica della superficie del calcestruzzo.

L'indice di rimbalzo è correlato alla resistenza a compressione del calcestruzzo, ma è influenzato da numerosi altri fattori, tra cui:

- le condizioni di umidità del calcestruzzo in superficie – (una superficie umida conduce ad un indice di rimbalzo più basso);
- la presenza di uno strato superficiale carbonatato (aumenta l'indice di rimbalzo);
- la tessitura superficiale (una superficie ruvida fornisce generalmente un indice di rimbalzo più basso);
- l'orientazione dello strumento rispetto alla verticale (sono disponibili fattori di correzione approssimati);
- l'età del calcestruzzo;
- la dimensione e il tipo degli aggregati.

Poiché solo il calcestruzzo vicino al punto dell'impatto influenza sensibilmente il valore dell'indice di rimbalzo, la metodologia di prova è sensibile alle condizioni locali, quali la presenza di grossi granuli e gli elementi grossi d'aggregati in prossimità della superficie oppure di vuoti. Per mitigare gli effetti di alcune delle cause che alterano le misure, è pertanto opportuno che nell'intorno d'ogni punto di prova siano eseguite più battute, adeguatamente distanziate fra di loro.

Durante la prova l'asse dello sclerometro deve essere sempre perpendicolare alla superficie della struttura in quanto, una eventuale inclinazione, ne influenzerebbe i risultati, falsandoli poiché il rimbalzo della massa battente può essere più o meno disturbato dalla forza di gravità. In genere, le inclinazioni previste dai diagrammi allegati allo strumento sono relativi ai seguenti angoli:  $\alpha = 0^\circ$  (pilastri, travi ecc.);  $\alpha = + 90^\circ$  (solette orizzontali, intradosso di travi ed impalcati);  $\alpha = - 90^\circ$  (plinti di fondazione, solette stradali ecc.). È necessario quindi, secondo il tipo di struttura da saggiare, prestare molta attenzione al corretto uso dello strumento in modo da ottenere risultati soddisfacenti.

**Nel caso in esame è stato utilizzato uno sclerometro meccanico della Prisma modello 3415P.**

Per l'esecuzione di tali prove si è fatto riferimento alle linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive.

E' stata definita una maglia formata da 16 punti su quattro file (4x4), per ogni maglia sono state eseguite due serie di battute.



Figura 5.11 - Sclerometro utilizzato

Sono state mediate per ogni punto i valori ricavati nelle due serie, e successivamente è stata calcolata la media delle medie di tutti gli indici di rimbalzo rilevati nei punti.

Alle medie delle serie può essere associata una resistenza cubica media  $R_{cm}$ , del calcestruzzo, utilizzando le curve di correlazione dello strumento.

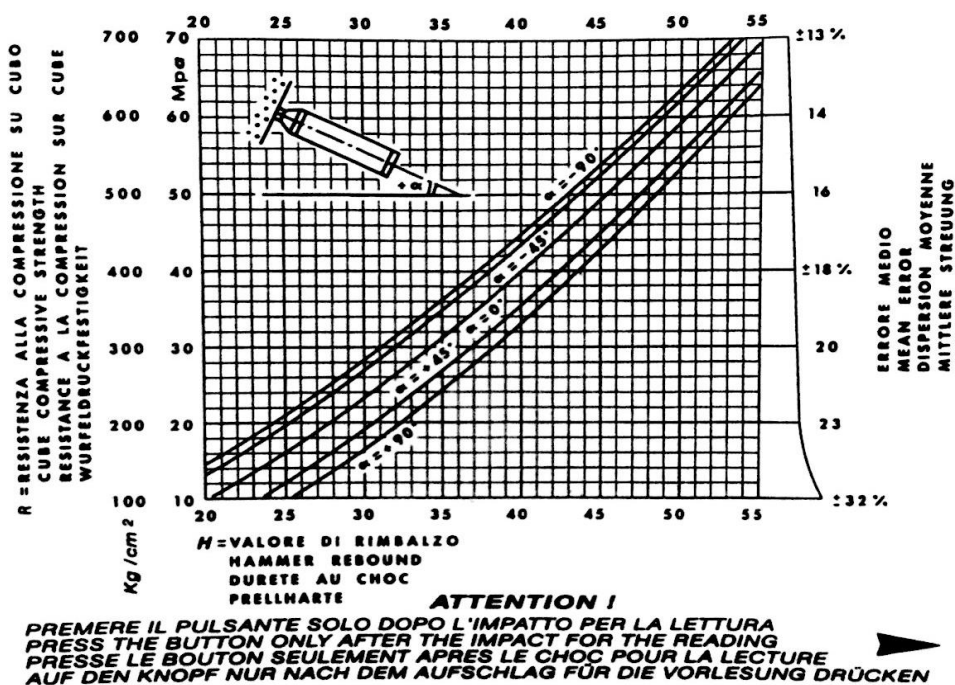


Figura 5.12 – Tabella con curve di correlazione dello sclerometro

Poiché questo metodo, come visto in precedenza, risulta influenzato da diversi fattori, è opportuno calibrare la correlazione che c'è tra l'indice di rimbalzo con le resistenze ottenute dalle prove distruttive sui campioni cilindrici di calcestruzzo prelevati in sito. In particolare la correlazione che



c'è tra l'indice di rimbalzo IR e la resistenza a compressione in opera  $R_c$  è del tipo:

$$R_c = a \cdot IR^b$$

in cui i coefficienti a e b sono i coefficienti da calibrare mediante prove distruttive su campioni di calcestruzzo prelevati in sito.

Di seguito si riportano:

1. tutti gli Indici di rimbalzo rilevati nei vari elementi strutturali;
2. la curva di calibrazione, ottenuta dalle sole letture degli indici di rimbalzo degli elementi strutturali, per la quale sono stati anche prelevati dei campioni di calcestruzzo e pertanto sono stati desunti i valori di resistenza a compressione;
3. le resistenze degli altri elementi strutturali calcolati mediante le sole letture degli indici di rimbalzo e la curva di calibrazione ottenuta;
4. Alcune foto degli elementi indagati.

piano	elemento	sigla prova sclerometrica	indice di rimbalzo - IR				IR medio	inclinazione battute
T	pilastro	SC1	32	28	34	30	31	0
			30	30	28	32		0
			35	33	36	30		0
			30	30	30	28		0
T	pilastro	SC2	32	34	28	34	36	0
			34	36	36	34		0
			38	40	40	40		0
			34	38	40	38		0
T	trave	SC3	25	20	28	20	24	0
			30	30	26	25		0
			24	22	24	24		0
			22	22	25	24		0
T	pilastro	SC4	29	32	30	30	32	0
			34	30	32	32		0
			34	32	38	35		0
			29	28	32	35		0
T	pilastro	SC5	32	34	28	28	32	0
			32	35	35	38		0
			30	28	30	32		0
			32	33	35	36		0
T	pilastro	SC6	38	40	35	38	37	0
			36	40	32	34		0
			40	35	40	35		0
			40	40	35	39		0
T	pilastro	SC7	32	35	30	32	37	0
			37	40	40	40		0
			40	40	32	32		0

			36	40	40	40		0
T	pilastro	SC8	35	35	40	33	35	0
			36	35	35	33		0
			32	35	35	30		0
			38	35	40	40		0
T	trave	SC9	20	20	20	15	18	0
			20	12	20	20		0
			18	18	20	21		0
			18	18	18	16		0
T	pilastro	SC10	25	30	20	34	31	0
			25	30	38	35		0
			32	35	28	30		0
			30	36	35	40		0
T	trave	SC11	20	18	22	20	24	0
			20	19	18	20		0
			28	26	32	28		0
			28	22	28	32		0
T	trave	SC12	30	30	24	22	26	0
			25	20	20	20		0
			30	30	28	28		0
			24	28	28	30		0
T	trave	SC13	28	25	20	23	28	0
			32	32	30	32		0
			30	30	28	28		0
			28	28	28	32		0

Tabella 5.3 – Valori degli indici di Rimbalzo rilevati nella struttura

sigla prova sclerometrica	IR medio	carotaggio corrispondente	Rc da carotaggio corrisp. [N/mm <sup>2</sup> ]
SC1	31	CP1	13,45
SC3	24	CT2	8,81
SC13	28	CT4	8,22

Tabella 5.4 – Valori degli indici di Rimbalzo rilevati negli elementi carotati

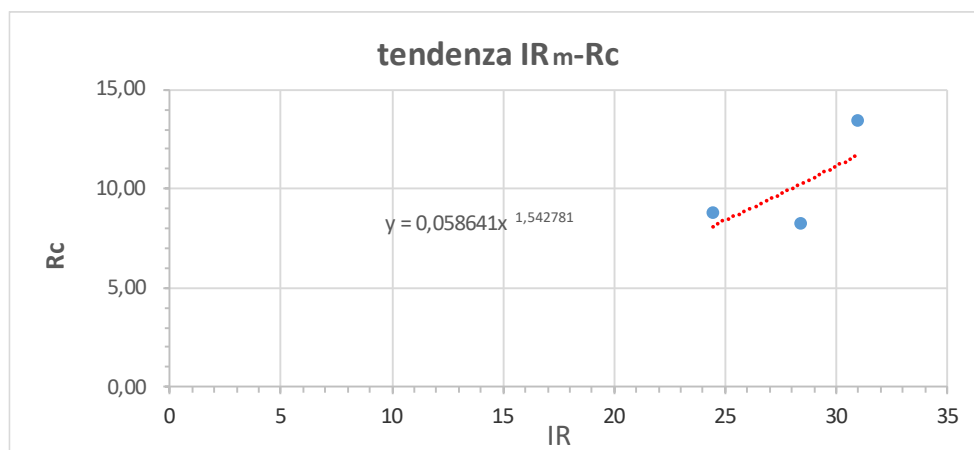


Figura 5.13 – Curva di correlazione Indice di Rimbalzo – Resistenza cls

Dalla curva prima ottenuta si ottengono le resistenze per gli altri elementi strutturali.

<i>piano</i>	<i>elemento</i>	sigla prova sclerometrica	IR medio	Rc da IR [N/mm <sup>2</sup> ]
T	pilastro	SC1	31	11,7
T	pilastro	SC2	36	14,8
T	trave	SC3	24	8,1
T	pilastro	SC4	32	12,3
T	pilastro	SC5	32	12,5
T	pilastro	SC6	37	15,6
T	pilastro	SC7	37	15,2
T	pilastro	SC8	35	14,4
T	trave	SC9	18	5,2
T	pilastro	SC10	31	12,0
T	trave	SC11	24	7,8
T	trave	SC12	26	9,0
T	trave	SC13	28	10,2
			<b>Rc media</b>	<b>11,45</b>

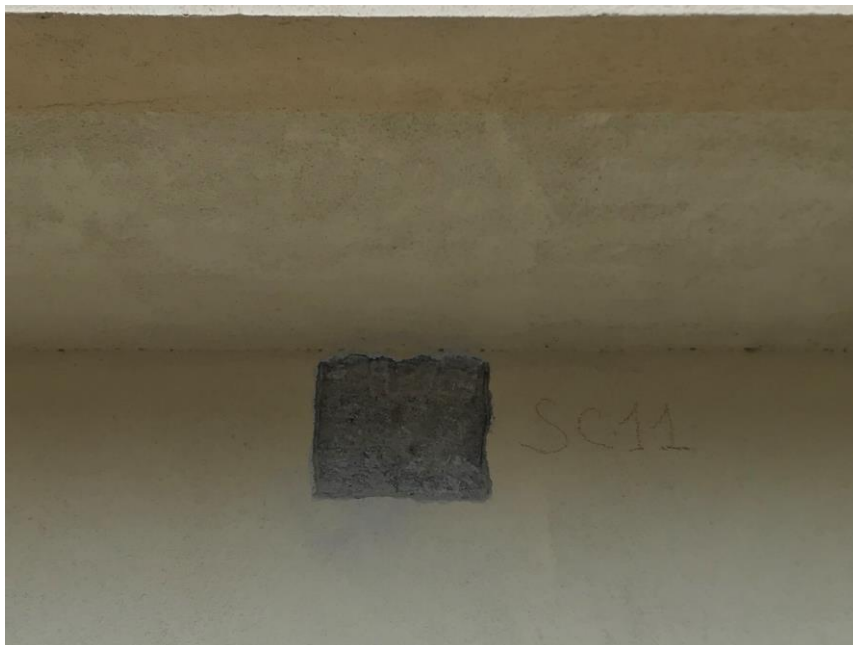
Tabella 5.5 – Resistenze ottenute dagli IR con la calibrazione della curva



*Figura 5.14 – Indagine Sclerometrica, Trave SC5*



*Figura 5.15 - Indagine Sclerometrica, Pilastro SC7*



*Figura 5.16 - Indagine Sclerometrica, Pilastro SC11*

*f) Pacometria*

La prova con pacometro digitale modello MC8020 utilizza una sonda di nuova concezione che combina la profondità delle barre (copriferro) più accurata e una routine che ricerca le dimensioni delle barre di armatura. Questo, combinato con una risoluzione estremamente elevata nella ricerca di barre multiple, imposta la singola barra fra un set di diametri disponibili che diventa punto di riferimento per il rilievo pacometrico. La nuova sonda K9 frutto di ricerche con la tecnica detta "induzione di impulso" che riesce a garantire i migliori risultati nelle zone molto armate. Quando lo strumento individua con precisione la dimensione della barra viene visualizzato anche il copriferro. Con il pacometro è stato possibile rilevare per il 35% degli elementi, le armature nelle travi e nei pilastri e lo spessore del copriferro.

Nella Tavola allegata alla presente si riportano le planimetrie con l'individuazione delle zone dove sono stati effettuati i saggi, le prove distruttive e non distruttive, e i prelievi di calcestruzzo e di acciaio.

*g) Saggi esplorativi*

Sono stati effettuati dei saggi per modellare correttamente la struttura, con la necessità in particolare di:

- constatare le armature presenti negli elementi strutturali;
- verificare lo spessore dei solai;
- rilevare la tipologia e le dimensioni della fondazione.

Dai saggi esplorativi, sono state rilevate le armature di seguito descritte.

I pilastri indagati possedevano tutti la stessa armatura, in particolare sono state rilevate in totale n.4 barre longitudinali lisce di diametro pari a 16 mm. Per l'armatura trasversale è stato rilevato che il diametro dei tondini è pari a 8 mm e il passo invece è pari a 16 cm.

Per le travi di dimensioni pari a 30x60 cm è stato rilevato nella parte intradossale una armatura longitudinale di almeno 3 barre di diametro 16 mm, mentre le barre trasversali sono di diametro pari a 8 mm e passo 20 cm vicino al nodo, mentre in mezzera pari a 25 cm.

Di seguito si mostrano alcune foto dei saggi strutturali effettuati.



*Figura 5.17 – Saggio per le fondazioni*



*Figura 5.18 – Saggio per le fondazioni*

## **6 Livello di Conoscenza e fattori di confidenza**

Le indagini prima descritte hanno consentito di individuare le caratteristiche tipologiche della costruzione in c.a., il profilo stratigrafico del terreno di fondazione nonché la categoria di sottosuolo utile per definire gli spettri di risposta da utilizzare per l'analisi sismica.

Dopo aver effettuato le indagini come previsto dal Piano di indagine, si può asserire che il livello di conoscenza raggiunto risulta essere pari a LC2.

Come riportato nella tabella C.8.5.IV, per **LC2** il fattore di confidenza da applicare è pari a **1,20**.

## 7 Modellazioni numeriche

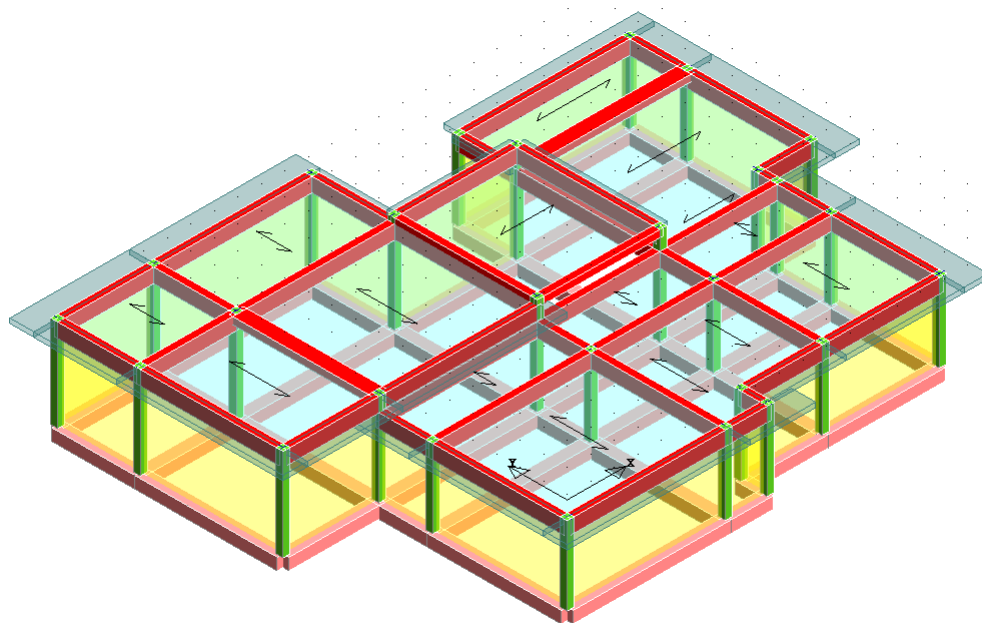
### 7.1 Metodo di risoluzione della struttura

La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali.

Nel modello sono stati tenuti in conto i disassamenti tra i vari elementi strutturali schematizzandoli come vincoli cinematici rigidi. La presenza di eventuali orizzontamenti è stata tenuta in conto o con vincoli cinematici rigidi o con modellazione della soletta con elementi SHELL. I vincoli tra i vari elementi strutturali e quelli con il terreno sono stati modellati in maniera congruente al reale comportamento strutturale.

In particolare, il modello di calcolo ha tenuto conto dell'interazione suolo-struttura schematizzando le fondazioni superficiali (con elementi plinto, trave o piastra) come elementi su suolo elastico alla Winkler.

Vengono riportate di seguito delle viste assonometriche strutturali contrapposte, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione:



*Figura 7.1 – Vista assonometrica 1*



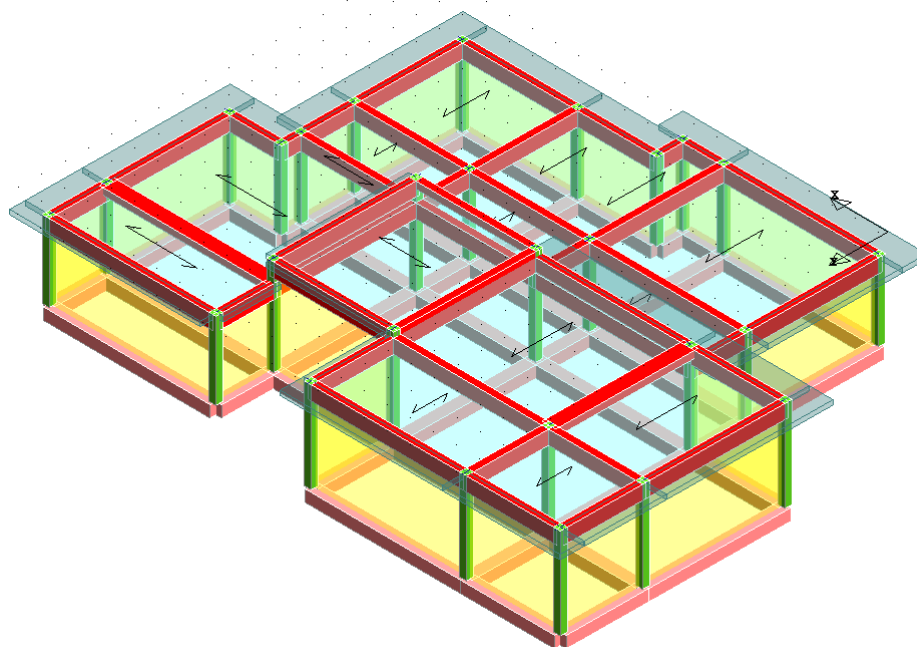


Figura 7.2 – Vista assonometrica 2

## 7.2 Valutazione della sicurezza

Come stabilito al paragrafo 8.7.2 della NTC 2018 nelle costruzioni esistenti in calcestruzzo armato soggette ad azioni sismiche viene attivata la capacità di elementi e meccanismi resistenti, che possono essere “duttili” o “fragili”.

L’analisi sismica globale deve utilizzare, per quanto possibile, metodi di analisi che consentano di valutare in maniera appropriata sia la resistenza sia la duttilità disponibili. L’impiego di metodi di calcolo lineari richiede al progettista un’opportuna definizione del fattore di comportamento in relazione alle caratteristiche meccaniche, globali e locali, della struttura in esame.

I meccanismi “duttili” si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di deformazione o di resistenza in relazione al metodo utilizzato; i meccanismi “fragili” si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di resistenza.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili si impiegano le proprietà dei materiali esistenti, determinate secondo le modalità indicate al paragrafo 8.5.3 della NTC 2018, divise per i fattori di confidenza corrispondenti al livello di conoscenza raggiunto.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi fragili, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza corrispondenti al livello di conoscenza raggiunto.

### 7.3 Metodi di analisi della risposta sismica e criteri di verifica

Gli effetti dell'azione sismica, possono essere valutati con i metodi di cui al paragrafo 7.3 delle NTC, con le precisazioni seguenti. Ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi/meccanismi strutturali vengono distinti in "duttili" e "fragili". La classificazione degli elementi/meccanismi nelle due categorie è fornita al paragrafo C8.7.2.3 della circolare per le costruzioni in c.a.

I fattori di confidenza indicati nella Tabella C8.5.III servono a un duplice scopo:

- a) per definire le resistenze dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi duttili e fragili; le resistenze medie, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, sono divise per i fattori di confidenza;
- b) per determinare le sollecitazioni trasmesse dagli elementi/meccanismi duttili a quelli fragili; le resistenze medie degli elementi duttili, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, sono moltiplicate per i fattori di confidenza.

Nel caso di analisi lineare con spettro elastico la capacità degli elementi duttili, in termini di resistenza, si valuta dividendo le proprietà dei materiali esistenti per il fattore di confidenza FC e la capacità degli elementi fragili per il fattore di confidenza FC e per il coefficiente parziale.

Nel caso di analisi lineare con fattore di struttura  $q$  o di analisi non lineare, per gli elementi duttili la capacità si valuta dividendo le proprietà dei materiali esistenti per il fattore di confidenza FC, per gli elementi fragili le proprietà dei materiali esistenti si dividono sia per il fattore di confidenza FC sia per il coefficiente parziale. Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano i valori di progetto.

L'analisi scelta che verrà effettuata nel caso in esame è **l'analisi statica non lineare**.

L'analisi statica non lineare si applica con le modalità indicate al paragrafo 7.3.4.1 delle NTC, con le limitazioni della Tabella C8.5.IV.

Gli elementi ed i meccanismi resistenti sono classificati in:

- "duttili": travi, pilastri e pareti inflesse con e senza sforzo normale;
- "fragili": meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti e nodi;

Pilastri e pareti soggetti a sollecitazioni di sforzo normale particolarmente elevate possono manifestare comportamento fragile.

Le sollecitazioni indotte dall'azione sismica sugli elementi/meccanismi sia duttili sia fragili, da utilizzare ai fini delle verifiche, sono quelle derivanti dall'analisi strutturale eseguita utilizzando i valori medi delle proprietà dei materiali. La verifica degli elementi "duttili" è eseguita confrontando la domanda in termini di deformazioni ottenuta dall'analisi con la relativa capacità.

La verifica degli elementi "fragili" è eseguita confrontando la domanda in termini di sollecitazioni con la relativa capacità.

Nel caso di analisi statica non lineare con ramo degradante e stati limite che si verificano su questo, inoltre:

- nel caso di elementi duttili la domanda in termini di deformazione si calcola in

corrispondenza di  $d_{max}$  per ciascuno stato limite;

- nel caso di elementi fragili la domanda in termini di sollecitazione di taglio si può calcolare utilizzando la seguente procedura:
  - a) si valuta il taglio massimo alla base  $V_{bu}$  sulla base dei risultati dell'analisi statica non lineare
  - b) si individua lo spostamento  $d_{cu}$  corrispondente al raggiungimento di tale sollecitazione di taglio
  - c) se lo spostamento  $d_{max}$  relativo allo stato limite considerato è minore di  $d_{cu}$ , la domanda in termini di sollecitazione di taglio si calcola in corrispondenza di  $d_{max}$
  - d) se  $d_{max} > d_{cu}$ , la domanda in termini di sollecitazione di taglio si calcola in corrispondenza di  $d_{cu}$ .

#### 7.4 Azioni da considerare

Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate tenendo conto di tutte le azioni presenti, sia non sismiche, sia sismiche. Con riferimento a quanto espresso nel paragrafo 8.5 delle NTC si precisa che, nel caso di combinazioni di carico che includano l'azione sismica, ai fini della determinazione dell'entità massima delle azioni sopportabili dalla struttura si considerano i carichi permanenti effettivamente riscontrati e quelli variabili previsti dalle NTC.

L'azione sismica è definita, per i diversi stati limite, al par. 3.2 delle NTC, tenuto conto del periodo di riferimento definito al par. 2.4 delle NTC (v. anche par. C8.3).

Per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni, valgono i criteri di cui al par. 2.5.3 delle NTC. Le diverse componenti dell'azione sismica sono combinate con i criteri riportati al par. 7.3.5 delle NTC 2018.

#### DESTINAZIONE D'USO E SOVRACCARICHI PER LE AZIONI ANTROPICHE

Per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi variabili si farà riferimento alla tabella del D.M. 17/01/2018 in funzione della destinazione d'uso.

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti  $q_k$  [kN/m<sup>2</sup>]
- carichi verticali concentrati  $Q_k$  [kN]
- carichi orizzontali lineari  $H_k$  [kN/m]

#### Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Categ.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	<b>Ambienti ad uso residenziale.</b> Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	<b>Uffici.</b> Cat. B1 – Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 – Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00

**Relazione sulla Vulnerabilità Sismica – Scuola Materna G. Falcone**

<b>C</b>	<b>Ambienti suscettibili di affollamento.</b>			
	Cat. C1 – Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00
	Cat. C2 – Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 – Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sporte relative tribune	5,00	5,00	3,00
<b>D</b>	<b>Ambienti ad uso commerciale.</b>			
	Cat. D1 – Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 – Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie	5,00	5,00	2,00
<b>E</b>	<b>Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.</b>			
	Cat. E1 – Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	> 6,00	6,00	1,00*
	Cat. E2 – Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	-	-	-
<b>F – G</b>	<b>Rimesse e parcheggi.</b>			
	Cat. F – Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G – Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN, da valutarsi caso per caso	-	-	-
<b>H</b>	<b>Coperture e sottotetti.</b>			
	Cat. H1 – Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,00
	Cat. H2 – Coperture praticabili	Secondo categoria di appartenenza		
	Cat. H3 – Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	-	-	-
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

I valori nominali e/o caratteristici  $q_k$ ,  $Q_k$  ed  $H_k$  di riferimento sono riportati nella Tab. 3.1.II. delle N.T.C. 2018. In presenza di carichi verticali concentrati  $Q_k$  essi sono stati applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dello orizzontamento.

In particolare si considera una forma dell'impronta di carico quadrata pari a 50 x 50 mm, salvo che per le rimesse ed i parcheggi, per i quali i carichi si sono applicano su due impronte di 200 x 200 mm, distanti assialmente di 1,80 m.

### AZIONE SISMICA

Ai fini delle N.T.C. 2018 l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti.

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. L'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie sono determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali.

AZIONI DOVUTE ALLA TEMPERATURA

E' stato tenuto conto delle variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali, con un delta di temperatura di 15° C.

Nel calcolo delle azioni termiche, si è tenuto conto di più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura, la eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti, le temperature dell'aria esterne (Cfr. § 3.5.2), dell'aria interna (Cfr.§ 3.5.3) e la distribuzione della temperatura negli elementi strutturali (Cfr § 3.5.4) viene assunta in conformità ai dettami delle N.T.C. 2018.

NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture, ove presente, è stato valutato mediante la seguente espressione di normativa:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t \quad \text{(Cfr. §3.3.7)}$$

in cui si ha:

$q_s$  = carico neve sulla copertura;

$\mu_i$  = coefficiente di forma della copertura, fornito al (Cfr.§ 3.4.5);

$q_{sk}$  = valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m<sup>2</sup>], fornito al (Cfr.§ 3.4.2) delle N.T.C. 2018

per un periodo di ritorno di 50 anni;

$C_E$  = coefficiente di esposizione di cui al (Cfr.§ 3.4.3);

$C_t$  = coefficiente termico di cui al (Cfr.§ 3.4.4).

AZIONI ANTROPICHE E PESI PROPRI

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del **Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018** (G. U. 20 febbraio 2018, n. 42 - Suppl.Ord.) "Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni"

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Di seguito i carichi considerati sulle strutture.

Solaio Copertura

n.4		
<b>Peso Proprio</b>	Solaio in latero cemento Soletta 4 cm Laterizi h 24 cm Travetto b 14 cm e interasse 50 cm	<b>300 Kg/m<sup>2</sup></b>

<b>Sovraccarico Permanente</b>	Massetto pendenze	<b>100 Kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Sovraccarico accidentale</b> <i>Copertura non accessibile, Categoria H</i>		<b>50 Kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Neve</b>		<b>60 Kg/m<sup>2</sup></b>

**Tamponamento**

<b>n. 2</b>		
<b>Peso Proprio</b>	Forato da 25 cm + intonaco	<b>248 Kg/mq</b>

## 8 Analisi Strutturali

### 8.1 Principali dati di Input

Per la definizione delle forme spettrali (spettri elastici e spettri di progetto), in conformità ai dettami del D.M. 17/01/2018 par. 3.2.3. sono stati assunti i seguenti termini.

- Vita Nominale del fabbricato;
- Classe d'Uso del fabbricato;
- Coefficiente Topografico;
- Latitudine e Longitudine del sito oggetto di edificazione.

Inoltre, dalla relazione geologica redatta dal Dott. Domenico Fabrizio Brancato si evince che la tipologia di sottosuolo *rilevata* è di **tipo B** “*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s*”.

Di seguito si riepilogano in maniera sintetica i principali parametri sismici.

Vita Nominale	50
Classe d'Uso	3
Categoria del Suolo	C
Categoria Topografica	1
Latitudine del sito oggetto di verifica	37.90961
Longitudine del sito oggetto di verifica	13.81844

Tabella 8.1

#### Pericolosità sismica di base su sottosuolo di tipo A

	SLD	SLV
$a_g$	0,074 g	0,192 g
$T^*_c$	0,2712	0,3078
$F_0$	2,3414	2,4034
$T^*_D$	1,8978	2,3718

Tabella 8.2

#### Coefficiente di amplificazione di sottosuolo, coefficiente $C_c$ e periodo $T_c$ su sottosuolo rilevato

	SLD	SLV
$S_s$	1,20	1,20
$S_T$	1,00	1,00
$S$	1,20	1,20
$C_c$	1,4280	1,3923
$T_c$	0,3873	0,4286

Tabella 8.3

Domanda: valori di riferimento delle accelerazioni e dei periodi di ritorno dell'azione sismica

	$a_g S$ [g]	TRD [anni]
<b>SLV</b>	0,2304	712
<b>SLD</b>	0,0888	75

Tabella 8.4

La stratigrafia e i parametri del terreno di fondazione considerati sono riportati nella tabella di seguito:

n.	Descrizione	Spess. [m]	$\gamma$ peso [kg/mc]	$\phi'$ [grd]	$c'$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$c_u$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
1	Argille limose e argille alterate	4,50	1.865	37°	0,17	1,00
2	Argilliti limose sane	Ind.	1.889	30°	0,15	0,80

Tabella 8.5

### Regolarità

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di struttura adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura.

Analizzando i requisiti di cui al paragrafo 7.2.1 (a,b,c,d,e,f,g) la struttura in esame è stata calcolata con le seguenti indicazioni:

- **NON REGOLARE in pianta**
- **REGOLARE in altezza** (un solo piano)

### Resistenze di calcolo dei materiali rilevati

La resistenza del calcestruzzo da utilizzare nel calcolo della struttura, viene ottenuta come media delle resistenze ottenute con metodi distruttivi e non distruttivi.

Di seguito si riportano le resistenze ottenute nei vari metodi e la Resistenza media ottenuta.

carotaggi	sclerometriche				
resistenza media da carotaggi a compr. cubica in sito $R_{mis}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	resistenza media da sclerometrica a compr. cubica $R_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	resistenza media a compr. cubica in sito $R_{cmis}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	resistenza media a compr. Cilindrica in sito $f_{cmis}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	modulo elastico lineare medio $E_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	resistenza media a trazione. cilindrica $f_{ctm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
8,96	11,45	10,20	8,47	20.929,73	1,25

Tabella 8.6 – Resistenza media di compressione del calcestruzzo

Per gli acciai verranno utilizzati le medie dei valori ottenute dalle prove di trazioni delle barre di armatura prelevati in sito.



Di seguito si riportano i valori ottenuti e le medie calcolate.

Sigla Campione	Ubicazione	Tipo di barra	Diametro nominale [mm]	Tensione di snervamento [N/mm <sup>2</sup> ]	Tensione di rottura [N/mm <sup>2</sup> ]
F1	Piano Terra - Pilastro	Liscia	16	432,10	598,06
F2	Piano Terra - Pilastro	Liscia	16	436,33	558,84
<b>Media</b>				<b>434,22</b>	<b>578,45</b>

Tabella 8.7 – Valori medi delle resistenze e degli allungamenti

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili si impiegano le proprietà dei materiali esistenti, determinate secondo le modalità indicate al paragrafo 8.5.3 della NTC 2018, divise per i fattori di confidenza corrispondenti al livello di conoscenza raggiunto.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi fragili, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza corrispondenti al livello di conoscenza raggiunto. Le caratteristiche meccaniche dell'acciaio anche per gli elementi duttili vanno valutate con il coefficiente dei materiali  $\gamma_s$ .

Nel caso in esame  $FC=1,2$  pertanto si ha:

<b>ELEMENTI DUTTILI</b>		
Resistenza CLS [MPa]	Tensione di snerv. Acciaio [MPa]	Tensione di rott. Acciaio [MPa]
7,05	314,65	419,17

Tabella 8.8 – Resistenze di calcolo per elementi duttili

<b>ELEMENTI FRAGILI</b>		
Resistenza CLS [MPa]	Tensione di snerv. Acciaio [MPa]	Tensione di rott. Acciaio [MPa]
4,70	314,65	419,17

Tabella 8.9 – Resistenze di calcolo per elementi fragili

### Analisi Strutturale

L'analisi strutturale eseguita è l'**Analisi Statica non lineare**.

## **8.2 Risultati dell'analisi: livelli di accelerazione e periodi di ritorno per diversi Stati limite**

La valutazione di sicurezza consiste nel determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti delle Norme, definiti dai coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui materiali.

L'entità dell'azione sismica sostenibile è denominata Capacità, l'entità dell'azione sismica attesa è denominata Domanda. Entrambe vanno determinate per gli stati limite considerati.

Un modo sintetico ed esaustivo per esprimere l'entità dell'azione sismica, e quindi di Capacità e Domanda è il relativo periodo di ritorno TR, tuttavia è opportuno riportare i risultati della valutazione anche in termini di accelerazione massima orizzontale al suolo, anche se questa grandezza, da sola, non descrive l'intero spettro ma solo un punto di esso.

Per la compilazione della scheda sintetica di livello 1 o 2, dal tabulato di calcolo si dovranno estrapolare i seguenti dati i valori di accelerazione al suolo (PGAC) e di periodo di ritorno (TRC) corrispondenti al raggiungimento dei diversi stati limite, pertanto:

**PGA<sub>CLC</sub>** = capacità per lo stato limite di prevenzione del collasso (SLC) - la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed esiguo margine di sicurezza nei confronti di collasso per azioni orizzontali.

**PGA<sub>CLV</sub>** = capacità per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) – la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

**PGACLD** = capacità per lo stato limite di danno (SLD) – la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso da parte delle apparecchiature.

**PGA<sub>CLO</sub>** = capacità per lo stato limite di operatività (SLO) - la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi.

Analogamente per i periodi di ritorno TRC i cui indici diventano TRCLC, TRCLV, TRCLD e TRCLO rispettivamente per gli stati limite SLC, SLV, SLD ed SLO. Ovviamente vanno compilati i soli valori relativi agli stati limite considerati nell'analisi.

Si ricorda che la verifica per la SLO è richiesta per le opere in classe IV, quella per lo SLD per le opere di classe III. La verifica per lo SLU può essere effettuata nei confronti dello SLV o SLC. Per gli edifici in muratura si assume che la verifica dello SLV implichi anche la verifica dello SLC (Circolare C8.7.1.1).

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal DM 17/01/2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive. In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite, sono state considerate le combinazioni delle azioni di cui al § 2.5.3 delle NTC 2018, per i seguenti casi di carico:

SLO	NO
SLD	SI
SLV	SI
SLC	NO

Il numero dei modi di vibrare considerato ha permesso di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura, per le varie direzioni:

DIREZIONE	% MASSA
X	100
Y	100
Z	NON SELEZIONATA

Nei tabulati si riportano la capacità della struttura espressa attraverso i livelli di accelerazione e i periodi di ritorno derivante dall'analisi push-over.

### **8.3 Indicatori di rischio**

Si definiscono 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 è concettualmente lo stesso utilizzato come indicatore di rischio per le verifiche sismiche effettuate fino a tutto il 2007, quindi in coerenza con gli Allegati dell'Ordinanza 3274 e ss.mm.e ii. Tale indicatore, nel nuovo quadro normativo di riferimento determinatosi con il Decreto Ministeriale del 17.1.2018 non è sufficiente a descrivere compiutamente il rapporto fra le azioni sismiche, vista la maggiore articolazione della definizione di queste ultime. Esso, tuttavia, continua a rappresentare una "scala di percezione" del rischio, ormai largamente utilizzata e con la quale è bene mantenere una affinità.

Viene quindi introdotto il secondo rapporto, fra i periodi di ritorno di Capacità e Domanda. Quest'ultimo, però, darebbe luogo ad una scala di rischio molto diversa a causa della conformazione delle curve di pericolosità (accelerazione o ordinata spettrale in funzione del periodo di ritorno), che sono tipicamente concave.

Al fine di ottenere una scala di rischio simile alla precedente, quindi, il rapporto fra i periodi propri viene elevato ad un coefficiente "a" = 0,41 ottenuto dall'analisi statistica delle curve di pericolosità  $\alpha_{uC}$  a livello nazionale è un indicatore del rischio collasso,  $\alpha_{uV}$  del rischio per la vita, mentre  $\alpha_{uD}$  è un indicatore del rischio di inagibilità dell'opera ed  $\alpha_{eO}$  del rischio di non operatività.

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.

Sono riportati di seguito tutti gli indicatori di rischio derivante dall'analisi push-over.

#### **Tabellina riassuntiva delle PushOver**

Numero	PgaSLD/Pga63%	PgaSLV/Pga10%
--------	---------------	---------------

PushOver		
1	0.407	0.156
2	0.59	0.227
3	0.687	0.264
4	0.448	0.172
5	0.407	0.156
6	0.59	0.227
7	0.687	0.264
8	0.448	0.172
9	0.285	0.109
10	0.509	0.196
11	0.655	0.252
12	0.633	0.244
13	0.285	0.109
14	0.509	0.196
15	0.655	0.252
16	0.633	0.244
17	0.488	0.188
18	0.622	0.239
19	0.57	0.219
20	0.633	0.244
21	0.488	0.188
22	0.622	0.239
23	0.57	0.219
24	0.633	0.244
25	0.366	0.141
26	0.59	0.227
27	0.529	0.204
28	0.611	0.235
29	0.366	0.141
30	0.59	0.227
31	0.529	0.204
32	0.611	0.235
<b>Min. PgaSL/Pga%</b>	<b>0.285</b>	<b>0.109</b>

Come si evince dalle tabelle riportate di seguito l'indice minimo di rischio rilevato è:

**SLV  $\zeta_E = 0,109$**

## Sommario

<b>1</b>	<b>Premessa</b> .....	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Analisi Storico Critica</b> .....	<b>1</b>
2.1	Descrizione sommaria dell'edificio.....	1
2.2	Caratteristiche strutturali .....	2
2.3	Documentazione disponibile sulle origini della struttura .....	2
<b>3</b>	<b>Rilievo Geometrico-Strutturale</b> .....	<b>3</b>
<b>4</b>	<b>Piano di indagine</b> .....	<b>9</b>
4.1	Ipotesi preliminare e sommaria della campagna di indagini.....	9
4.2	Dettaglio del piano di indagine .....	11
<b>5</b>	<b>Risultati sulle indagini effettuate</b> .....	<b>13</b>
<b>6</b>	<b>Livello di Conoscenza e fattori di confidenza</b> .....	<b>29</b>
<b>7</b>	<b>Modellazioni numeriche</b> .....	<b>30</b>
7.1	Metodo di risoluzione della struttura.....	30
7.2	Valutazione della sicurezza.....	31
7.3	Metodi di analisi della risposta sismica e criteri di verifica .....	32
7.4	Azioni da considerare .....	33
<b>8</b>	<b>Analisi Strutturali</b> .....	<b>37</b>
8.1	Principali dati di Input .....	37
8.2	Risultati dell'analisi: livelli di accelerazione e periodi di ritorno per diversi Stati limite .....	39
8.3	Indicatori di rischio .....	41