



PROVINCIA DI POTENZA

INTERVENTO DI ADEGUAMENTO SISMICO  
DELL'EDIFICIO SCOLASTICO SEDE DELL'I.I.S.  
"DE SARLO" DI LAGONEGRO  
VIA SANT'ANTUONO  
CODICE EDIFICIO 760390475

CUP: H62C21000410001



PROGETTO ESECUTIVO

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

Arch. Manuela CORINGRATO (Capogruppo)

S. & S. ENGINEERING Srls

Geom. Domenico Franco GIOIA

Geol. Mario CHIORAZZO

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Funzionario Ing. Tiziana CAPPA

ELABORATO:		Relazione di sintesi (Revisione)	Tav. N. <b>S.1</b>
Data:	Novembre 2022	Scala:	

RTP: Cap. Arch. Manuela CORINGRATO - S. & S. Engineering srls - Geom. Domenico Franco GIOIA - Geol. Mario Chiorazzo

## Sommario

<b>1. Riferimenti normativi .....</b>	<b>3</b>
<b>2. Premessa: descrizione generale delle opere .....</b>	<b>4</b>
<b>3. Classificazione dell'intervento secondo la normativa .....</b>	<b>6</b>
<b>4. Cenni riguardanti la valutazione di vulnerabilità: aspetti significativi .....</b>	<b>7</b>
<b>5. Definizione della proposta progettuale .....</b>	<b>9</b>
<b>6. Azioni sulla costruzione e definizione delle combinazioni.....</b>	<b>19</b>
6.1. Pesi propri dei materiali strutturali .....	19
6.2. Sovraccarichi permanenti .....	19
6.3. Sovraccarichi variabili.....	24
6.3.1. Azioni variabili legate alla destinazione d'uso .....	24
6.4. Definizione dell'azione sismica di progetto .....	25
<b>7. Modellazione, analisi e fattori di comportamento.....</b>	<b>32</b>
7.1. Metodologia applicativa e modelli agli elementi finiti sviluppati.....	32
7.1.1. Dimensionamento del sistema di dissipazione.....	32
7.1.2. Verifica del sistema di dissipazione stato limite SLC.....	33
7.1.3. Verifica della sovrastruttura stato limite SLV .....	33
7.1.4. Verifica degli esoscheletri stato limite SLC .....	34
7.1.5. Verifica del complesso fondazione terreno stato limite SLC .....	35
<b>8. Documentazione presentata .....</b>	<b>36</b>
<b>9. Conclusioni .....</b>	<b>37</b>

## Indice delle figure

FIGURA 2.1 – STRALCIO PLANIMETRICO CON INDICAZIONE DEI CORPI DI FABBRICA OGGETTO DI ADEGUAMENTO SISMICO .	4
FIGURA 2.2 – STRALCIO SEZIONE TRASVERSALE TIPO E SEZIONE LONGITUDINALE IN CORRISPONDENZA DEL VANO SC .....	5
FIGURA 5.1 – BLOCCO B: PIANTA SCHEMATICA IMPALCATO CON INDICAZIONE TIPOLOGIE DI ESOSCHELETRI E DISSIPAZIONE .....	10
FIGURA 5.2 – BLOCCO A: PIANTA SCHEMATICA IMPALCATO CON INDICAZIONE TIPOLOGIE DI ESOSCHELETRI E DISSIPAZIONE ....	10
FIGURA 5.3 – TIPOLOGIE DI ESOSCHELETRI RETICOLARI IN ACCIAIO, CON SCHEMI UNIFILARI E QUOTE SIGNIFICATIVE .....	11
FIGURA 5.4 – INDICAZIONI DELLE CARATTERISTICHE PRINCIPALI RICHIESTE PER CIASCUNA TIPOLOGIA DI DISSIPATORE ..	12
FIGURA 5.5 – STRALCIO DELLA PIANTA FONDAZIONI ESOSCHELETRI, CON INDICAZIONE DELLE QUOTE SIGNIFICATIVE .....	13
FIGURA 5.6 – VISTA DI UN NODO TIPO PER IL COLLEGAMENTO BULLONATO DELLE COLONNE DEGLI ESOSCHELETRI .....	13
FIGURA 5.7 – INDICAZIONI DELLE MACRO-FASI DI MONTAGGIO IN OPERA DI UN ESOSCHELETRO TIPO .....	14
FIGURA 5.8 – ESEMPIO DI INSERTO METALLICO (FOTO SX) E POSA IN OPERA CON BARRE DI ANCORAGGIO CON TAPPO.....	15
FIGURA 5.9 – STRALCIO DETTAGLIO RINFORZO NODO IN C.A. DI FACCIATA CON INDICAZIONE DIMENSIONI SIGNIFICATIVE .....	15
FIGURA 5.10 – STRALCIO CARPENTERIA DI PRIMO PIANO, CON INDICAZIONE INTERVENTI SUI NODI IN C.A. NON CONFIDABILI .....	16
FIGURA 5.11 – STRALCIO DETTAGLI DISPOSIZIONE DISPOSITIVI IN CORRISPONDENZA DEL GIUNTO TECNICO LATO SUD TRA BLOCCO A E BLOCCO B.....	17
FIGURA 5.12 – CARPENTERIA PIANO PRIMO CON INDICAZIONE INTERVENTO SETTI VANO ASCENSORE PER LA REALIZZAZIONE .....	18
FIGURA 6.1 – UBICAZIONE OPERA OGGETTO DI STUDIO.....	28
FIGURA 6.2 - INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO .....	29
FIGURA 6.3 - SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE .....	29
FIGURA 6.4 - DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO .....	30
FIGURA 6.5 – SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI ALLO STATO LIMITE SLV DELLE COMPONENTI VERTICALI ED ORIZZONTALI .....	30
FIGURA 6.6 – CONFRONTO DELLO SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO STATO LIMITE SLV TRA NTC2018 E DM 1996 .....	31
FIGURA 7.1 – MODELLO DI ISTERESI PER CALCESTRUZZO ARMATO (IMMAGINE SX) E ACCIAIO (DX) IN CASO DI CARICHI .....	34

## 1. Riferimenti normativi

La normativa a cui si si fa riferimento per la progettazione esecutiva delle strutture è la seguente:

- **D.M. 17.01.2018:** *aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”*;
- **Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti n. 7 del 21 gennaio 2019:** *Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018*;
- **UNI EN 1993-1-8 (EC 3):** *“Progettazione delle strutture di acciaio” – Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti.*
- **ETAG 001 Edition 1997 – Annex C:** *“Design Methods for Anchorages”. Guideline for european technical approval of metal anchors for use in concrete ;*
- **UNI EN 15129:2018:** *“Dispositivi antisismici”*;
- **Palermo M., Silvestri S., Landi L., Gasparini G., Trombetti T. (2016)** – *“Peak velocities estimation for a direct five-step design procedure of inter-storey viscous dampers - Bulletin of Earthquake Engineering ;*
- **Silvestri S., Gasparini G., Trombetti T. (2010)** – *“A Five-Step Procedure for the Dimensioning of Viscous Dampers to Be Inserted in Building Structures, Journal of Earthquake Engineering .*

## 2. Premessa: descrizione generale delle opere

La presente relazione di sintesi vuole dare una breve descrizione del progetto esecutivo e degli elaborati descrittivi sviluppati a corredo dell'intervento di adeguamento sismico di due dei tre corpi appartenenti all'istituto scolastico I.I.S. De Sarlo di Lagonegro, ubicato in Via S. Antuono.

Trattasi in dettaglio dei corpi A e B rappresentati in FIGURA 2.1; il corpo B, in particolare, secondo la documentazione riguardante la valutazione di vulnerabilità sismica eseguita in periodo antecedente, risulta altamente vulnerabile, con indicatore di rischio minimo pari al 12.2%.



FIGURA 2.1 – STRALCIO PLANIMETRICO CON INDICAZIONE DEI CORPI DI FABBRICA OGGETTO DI ADEGUAMENTO SISMICO

I corpi di fabbrica in questione, unici dal punto di vista funzionale ed architettonico ma strutturalmente indipendenti, sono stati realizzati in c.a. intorno agli anni '60 ed interessati da un intervento di rinforzo strutturale progettato negli anni '90, come meglio chiarito più in avanti; di seguito si riporta una descrizione sintetica di ciascun sistema strutturale, successivamente discusso ed approfondito singolarmente, che rappresenta lo stato di fatto attuale, quindi contempla sia la struttura originaria che i successivi elementi di rinforzo:

- ✓ *Blocco A*, che caratterizza il corpo di sinistra, costituito da una pianta irregolare a forma rettangolare allungata con due aggetti asimmetrici per l'ubicazione del vano scala e servizi igienici, avente dimensioni massime di 28.3 m x 14.23 m ed uno sviluppo in altezza di n.3 piani fuori terra più un sistema di coperture a falde. Per quel che riguarda le destinazioni d'uso, dei tre livelli indicati, i primi due sono adibiti a funzione scolastica, mentre il terzo rappresenta

soltanto un sottotetto accessibile per sola manutenzione (vedi anche stralcio della sezione trasversale mostrato in FIGURA 2.2);

- ✓ *Blocco B*, che caratterizza il corpo di destra e rappresenta l'ala più imponente. La geometria del plesso è simile a quella del blocco A, ma presenta una dimensione longitudinale maggiore ed un vano scala con dimensioni trasversali minori; inoltre, in questo caso i locali igienici ed il vano scala non sono attaccati, per cui i due aggetti, che rappresentano l'irregolarità rispetto alla forma rettangolare allungata, si mostrano tra loro separati. Il rilievo in sito ha mostrato che le dimensioni massime del corpo di fabbrica sono pari a 35.40 x 13.30 m, mentre lo sviluppo in altezza è identico a quanto già descritto per il blocco A, se si escludono i collegamenti verticali in corrispondenza dei vano scala: se infatti nel blocco B si garantisce il collegamento dei primi due livelli, con copertura a terrazzo avente quota coincidente con il sottotetto, nel blocco A il vano scala collega anche il terzo livello per l'accesso ad un terrazzo di copertura limitato al primo campo di solaio, presentando pertanto un'ulteriore falda di copertura, con altezza massima rispetto al piano campagna di circa 14.86 m.

Per entrambi i blocchi, a parte le differenze descritte per il vano scala, si evincono altezze di interpiano costanti per i tre livelli fuori terra, pari a 3.72 m; le falde di copertura presentano invece pendenze diverse, con angolo di inclinazione comunque sempre sotto i 20° ed altezza della linea di colmo rispetto ad estradosso sottotetto di 1.85 m.

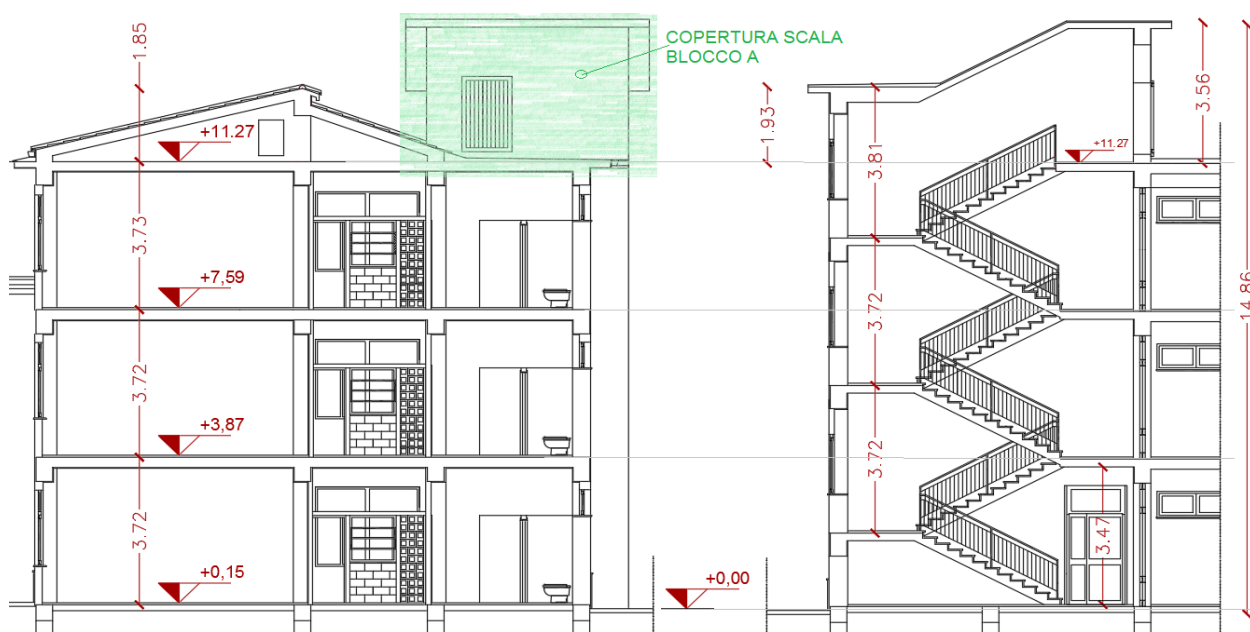


FIGURA 2.2 – STRALCIO SEZIONE TRASVERSALE TIPO E SEZIONE LONGITUDINALE IN CORRISPONDENZA DEL VANO SCALA BLOCCO A

### 3. Classificazione dell'intervento secondo la normativa

Ai sensi del D.M.17/01/2018, la progettazione strutturale in oggetto rientra all'interno dell'intervento di adeguamento sismico secondo quanto indicato al §8.4.3 della stessa norma. In particolare, rientrano in tale categoria tutti quegli interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, conseguendo livelli di sicurezza variabili dallo 80 al 100% rispetto all'azione di progetto che sarebbe richiesta per edifici di nuova costruzione. Entrando nel merito del progetto specifico, non si rientra in nessuno dei 5 punti indicati dalla norma per l'obbligo dell'intervento di adeguamento; leggendo però con attenzione il punto e) indicato al paragrafo suddetto (*"...apportare modifiche di classe d'uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV."*), quando si ricade all'interno di tale casistica la norma prescrive il seguente valore minimo da raggiungere:

$$\zeta_E \geq 0.80$$

dove  $\zeta_E$  è un coefficiente che quantifica il livello di sicurezza della costruzione, ottenuto come rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura (capacità) e l'azione sismica che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione (domanda); proprio riguardo quest'ultimo aspetto, il §8.4. del D.M.17/01/2018 precisa che *"...La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6...; in quest'ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti. Per la combinazione sismica le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC)..."*. Trattandosi nel caso in esame di una struttura ad uso scolastico quindi di classe d'uso III (si rimanda al §6.4 della presente relazione per maggiori dettagli), si comprende che la norma impone di progettare un intervento che soddisfi solo requisiti di resistenza e duttilità finalizzati alla salvaguardia della vita umana, potendo escludere le prestazioni nelle condizioni di esercizio.

Altro aspetto importante è riportato al §8.4.2 del D.M.17/01/2018: *"...Nel caso di interventi che prevedano l'impiego di sistemi di isolamento, per la verifica del sistema di isolamento, si deve avere almeno  $\zeta_E = 1,0$ ; tale affermazione va estesa anche ad altre tecniche innovative di protezione sismica passiva come l'utilizzo di dissipatori viscosi, visto il ruolo critico che hanno ai fini della "protezione" della struttura.*



#### 4. Cenni riguardanti la valutazione di vulnerabilità: aspetti significativi

Preliminare all'attività di progettazione strutturale è stata l'acquisizione della documentazione integrale riguardante la valutazione di vulnerabilità sismica eseguita solo sul corpo B dall'ing. Adriano Mecca nel Marzo del 2019, comprensiva dell'attività propedeutica attinente l'acquisizione del livello di conoscenza. Per maggiori approfondimenti si rimanda ai singoli elaborati; lo scopo del paragrafo è evidenziare i seguenti aspetti peculiari ai fini della progettazione esecutiva:

- ✓ L'indicatore di rischio minimo è legato alla verifica allo stato limite SLV ed è pari a:  $\zeta_E=0.122$ ; per gli altri stati limite analizzati (SLD e SLO) le verifiche sono invece praticamente soddisfatte, con valore dell'indicatore di rischio per lo stato limite di danno prossimo all'unità;
- ✓ da rilevare che in relazione si indica come tale valore così basso dell'indicatore di rischio sia da attribuire ai meccanismi di tipo fragile nei nodi perimetrali (non si ha però visione delle formulazioni utilizzate), mentre non si fa alcun riferimento e non si riportano, né in relazione né nella scheda di sintesi, gli indicatori di rischio corrispondenti ai meccanismi duttili e a quelli fragili per rottura a taglio di travi e/o pilastri;
- ✓ ai fini della valutazione degli spettri di risposta, si indica un coefficiente topografico  $S_T=1.20$ , corrispondente, secondo le indicazioni delle NTC2018, ad una categoria topografica  $T_2$  ed edificio posto in sommità alla cresta del rilievo; come si avrà modo di vedere nella relazione di calcolo, in base all'andamento delle curve di livello esaminato nell'intorno del sito in esame, l'inclinazione del pendio è in realtà al di sotto della soglia individuata per la categoria  $T_2$  e comunque l'edificio è molto lontano dalla cresta;
- ✓ le indagini conoscitive hanno permesso di individuare, con riferimento al blocco B, le proprietà dei materiali esistenti, la disposizione in alcuni elementi tipo delle barre di armatura, la tipologia e l'orditura degli orizzontamenti. È stato inoltre acquisito e tenuto conto del progetto di rinforzo eseguito negli anni '90 a cura dell'ing. Giuseppe Rossi, quanto meno in termini di controventi in acciaio realizzati in alcuni campi di solaio (visibili dalle immagini dei modelli di calcolo); non si ha però visione di come e se si è tenuto conto dei rinforzi dei pilastri con la tecnica dei calastrelli ed angolari, né tanto meno della resistenza delle unioni bullonate che collegano le diagonali di controventi alla struttura esistente in c.a.;
- ✓ Le modellazioni eseguite indicano un'altezza di interpiano del 1° livello molto più alta rispetto ai livelli superiori, di circa 5.20 m. Analizzando però approfonditamente la documentazione storica, in particolare le fotografie scattate in fase di realizzazione dei lavori di rinforzo



- eseguiti negli anni '90 dall'ing. Giuseppe Rossi, emerge che tale altezza è in realtà uguale a quella dei livelli superiori (3.72 m) per la presenza di un graticcio di travi di collegamento al di sopra del sistema di fondazione, che di fatto pone più in alto l'ipotesi di incastro alla base;
- ✓ La scala di emergenza lato Nord, caratterizzata da una struttura leggera in acciaio, non è stata oggetto di valutazione di vulnerabilità sismica, per cui non può essere interessata in questa fase da un eventuale intervento di rinforzo strutturale; si comprende però l'importanza di tale elemento dal punto di vista funzionale, essendo importante l'integrità della via di fuga in caso di un evento sismico;
  - ✓ Gli elementi non strutturali (tramezzi e tamponature) non sono stati oggetto di indagine conoscitiva, che di fatto si è limitata agli elementi strutturali quali travi e pilastri. Per questo motivo è possibile eseguire verifiche agli stati limite di esercizio soltanto in termini globali (ad esempio limitazione degli spostamenti di interpiano), mentre l'esecuzione di una verifica locale che interessi il singolo elemento richiede preventivamente una campagna di indagine minima integrativa.

## 5. Definizione della proposta progettuale

In seguito ad un'attenta analisi in termini di rapporti costi – benefici, causa le elevate prestazioni richieste, si è optato per un intervento innovativo di protezione sismica passiva consistente nella realizzazione di esoscheletri esterni in carpenteria metallica finalizzati a contrastare un sistema di dissipatori fluido-viscosi a comportamento dipendente dalla velocità. La proposta progettuale vuole in particolare realizzare singole reticolari indipendenti allineate ai telai dell'edificio esistente, in modo da inserire, tra il telaio in c.a. e la nuova struttura in corrispondenza degli ultimi due impalcati, dei dispositivi di dissipazione in grado di ridurre drasticamente l'energia sismica in ingresso. In questo modo è possibile ottenere i seguenti vantaggi:

- ✓ mantenere i giunti strutturali esistenti, che da analisi preliminare risultano insufficienti e che richiederebbero pertanto interventi di tipo invasivo consistenti nel taglio ulteriore di parti della struttura oppure l'unione; in quest'ultimo caso si verrebbe a creare un sistema strutturale molto allungato in pianta, con conseguente aumento delle eccentricità accidentali e quindi degli effetti torsionali;
- ✓ limitare sensibilmente gli interventi sulla struttura. Difatti, come si avrà modo di chiarire più in avanti, gli interventi di rinforzo sono stati progettati nel '96 con riferimento ad accelerazioni sismiche circa 10 volte minori rispetto a quelle aggiornate dalla nuova zonazione sismica, di conseguenza si richiederebbero interventi tradizionali molto onerosi in particolar modo sui pilastri;
- ✓ massimizzare le prestazioni della struttura scolastica nei confronti degli stati limite di esercizio, consistente nel garantire la funzionalità per eventi sismici di bassa intensità ma con maggiore probabilità di accadimento. Concettualmente il sistema così concepito, entrando in funzionamento anche per bassi valori delle velocità indotte dal sisma (dissipatori viscosi non lineari), riduce sensibilmente gli spostamenti di interpiano e le accelerazioni relative, eliminando così il problema del danneggiamento degli elementi non strutturali e limitando fortemente le azioni inerziali agli impianti e macchinari;
- ✓ pervenire all'adeguamento sismico della scuola mediante una serie di interventi eseguibili tutti dall'esterno, senza quindi richiedere alcuna interruzione delle attività durante la fase di realizzazione dei lavori.

Al fine di realizzare l'idea progettuale appena descritta, in seguito ad analisi strutturali approfondite e alla ricerca di dettagli costruttivi effettivamente cantierabili, si è pervenuti alla definizione del progetto esecutivo di adeguamento sismico, consistente nelle seguenti lavorazioni:

- Inserimento di dissipatori fluido-viscosi non lineari a comportamento dipendente dalla velocità, in grado di dissipare l'energia sismica in ingresso attraverso la laminazione di un fluido siliconico all'interno di un idoneo circuito idraulico mediante un sistema cilindro-pistone. Nel caso specifico, criteri di rapporti costi – benefici hanno indotto ad utilizzare n.3 tipologie di dispositivi, denominati d'ora in avanti C1, C2 e C3, la cui disposizione è quella indicata negli schemi di FIGURA 5.1 e FIGURA 5.2 rispettivamente per il blocco B ed il blocco A;

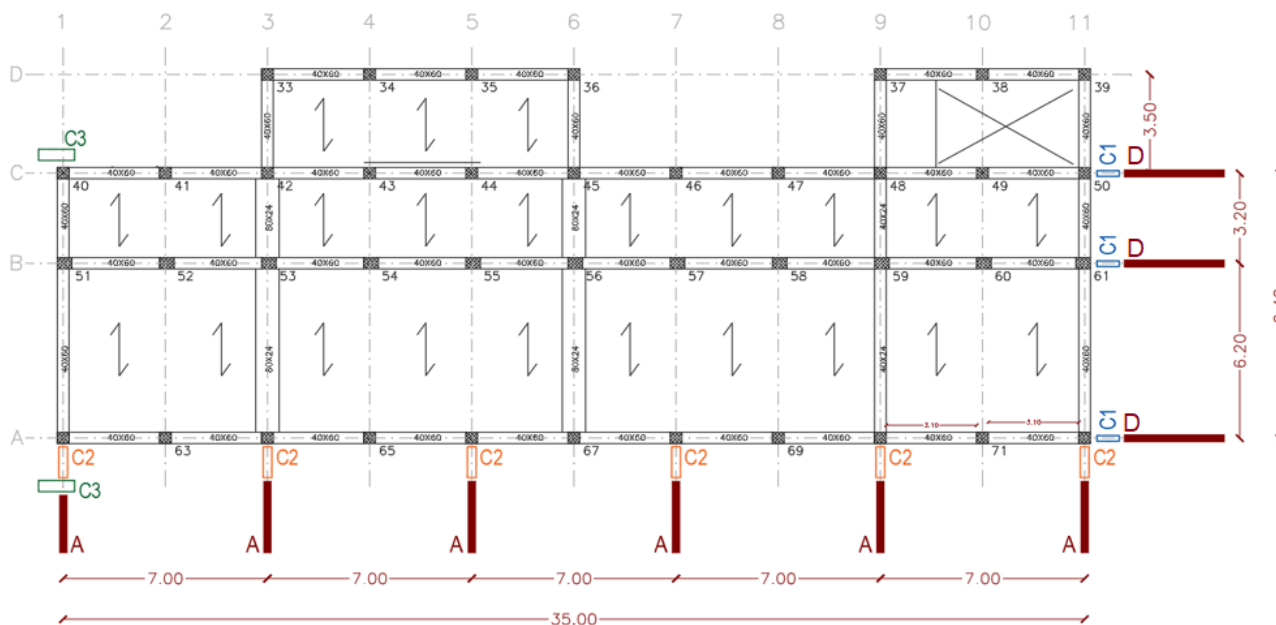


FIGURA 5.1 – BLOCCO B: Pianta schematica impalcato con indicazione tipologie di ESOSCHELETRI E DISSIPATORI FLUIDO-VISCOSI

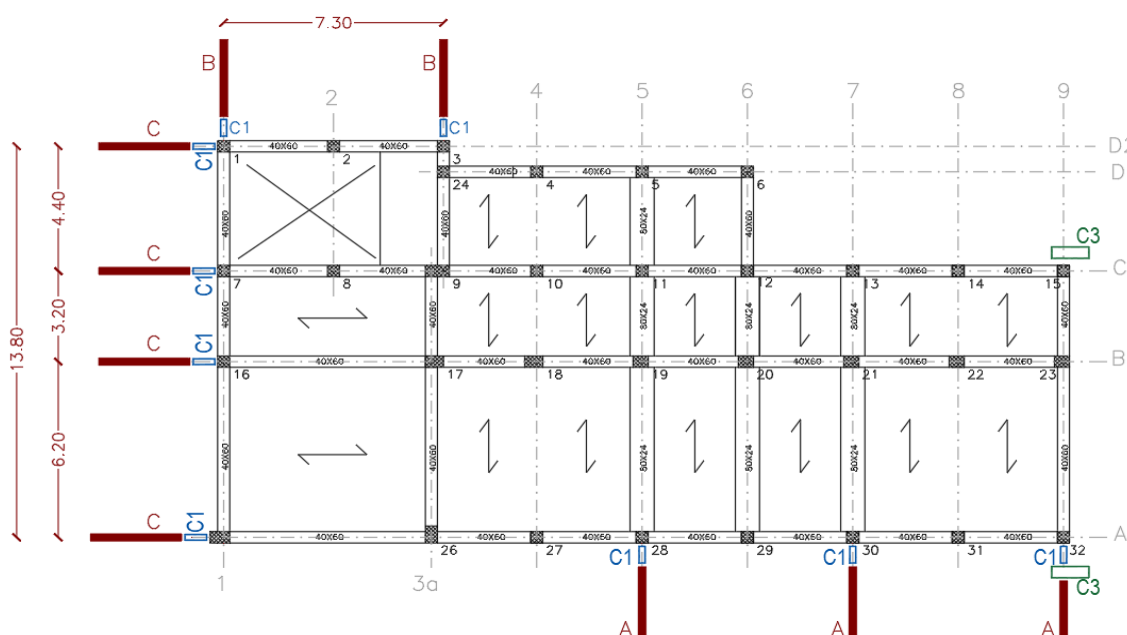


FIGURA 5.2 – BLOCCO A: Pianta schematica impalcato con indicazione tipologie di ESOSCHELETRI E DISSIPATORI FLUIDO-VISCOSI

- Dei 3 dispositivi di protezione sismica passiva, il C1 ed il C2 vengono inseriti tra la struttura esistente ed esoscheletri esterni in carpenteria metallica, mentre il C3 è utilizzato in corrispondenza del giunto tecnico tra i due blocchi oggetto di intervento, il cui scopo è quello di ridurre gli spostamenti longitudinali ed eliminare fenomeni pericolosi di martellamento;
- Le immagini di FIGURA 5.1 e FIGURA 5.2 riportano in maniera schematica le diverse tipologie di esoscheletri adottate, funzione sia del tipo di dispositivo quindi delle forze orizzontali trasmesse, sia dalle condizioni al contorno presenti, come la presenza di muri di sostegno sul lato Est e sul lato Nord che limitano la dimensione del telaio e necessitano quindi forme particolari onde soddisfare i requisiti di rigidezza laterale. Entrando ulteriormente nel dettaglio, si tratta di n.4 tipologie di sistemi reticolari, denominati con le lettere dalla A alla D, costituiti da profili tubolari laminati a caldo, la cui geometria unifilare è riportata in FIGURA 5.3 insieme alle dimensioni delle sezioni resistenti; a sinistra è inoltre schematizzata una sezione trasversale dell'edificio con l'inserimento dei dispositivi fluido-viscosi tra l'esoscheletro ed il telaio esistente in c.a., presenti soltanto agli ultimi due livelli in quanto, in seguito alle analisi time history eseguite su un modello numerico, è chiaramente risultata la scarsa dissipazione in corrispondenza del primo livello a seguito dei piccoli spostamenti rilevati;

Legenda Profili tubolari circolari

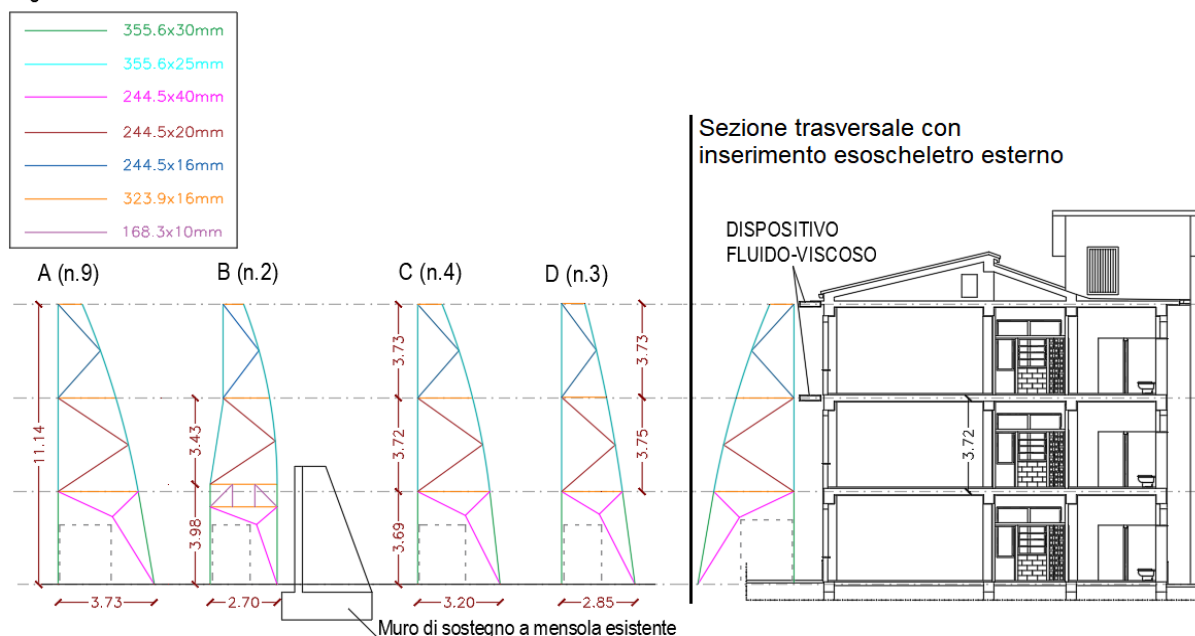


FIGURA 5.3 – TIPOLOGIE DI ESOSCHELETRI RETICOLARI IN ACCIAIO, CON SCHEMI UNIFILARI E QUOTE SIGNIFICATIVE

In FIGURA 5.4 si mostra un dettaglio delle caratteristiche principali dei dispositivi fluido-viscosi adottati, cui corrispondono dimensioni crescenti in ragione del maggiore coefficiente di

smorzamento “c” richiesto e degli spostamenti massimi dedotti a seguito delle analisi strutturali;

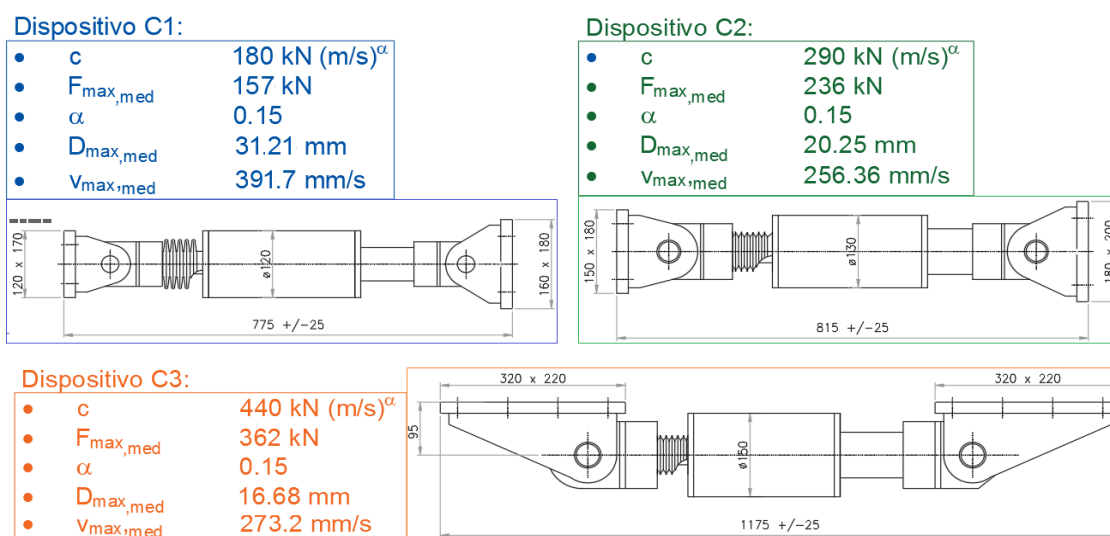
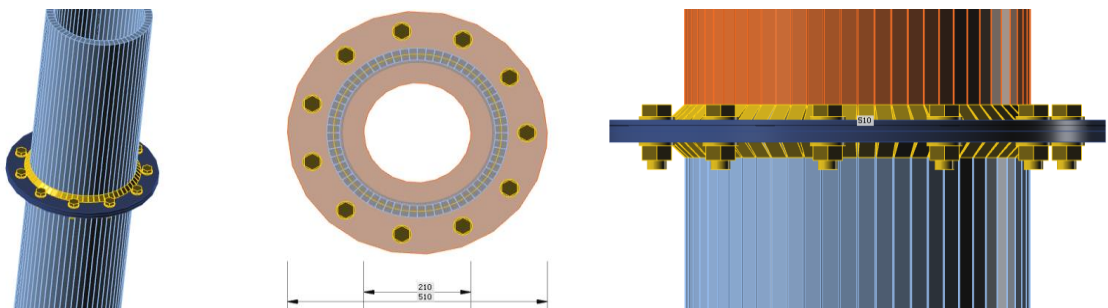
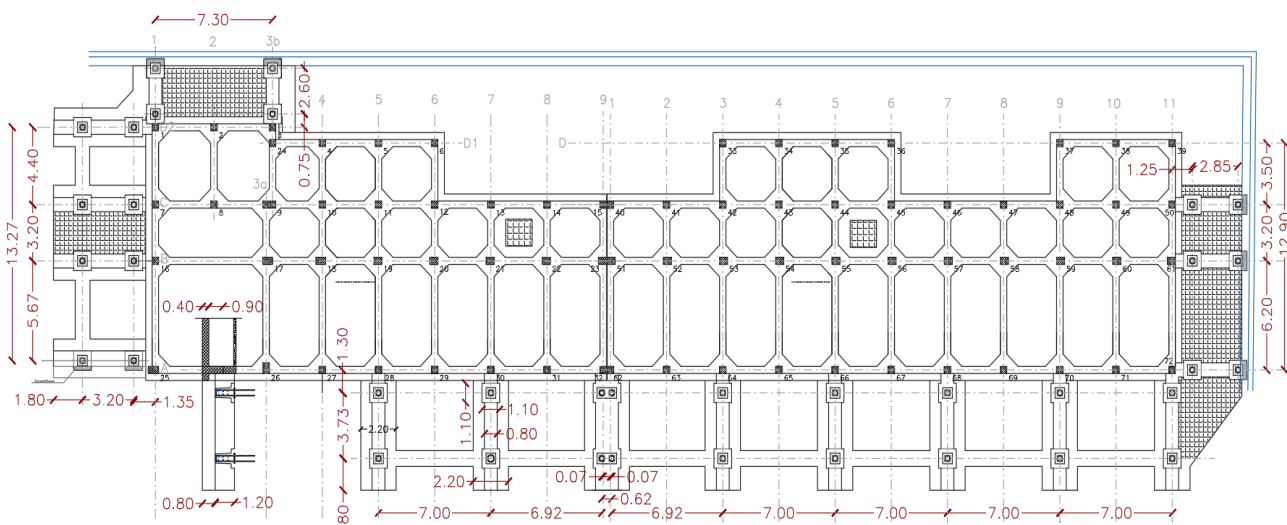


FIGURA 5.4 – INDICAZIONI DELLE CARATTERISTICHE PRINCIPALI RICHIESTE PER CIASCUNA TIPOLOGIA DI DISSIPATORE FLUIDO-VISCOSO

- A causa delle caratteristiche meccaniche scadenti del terreno superficiale e le azioni importanti trasmesse dagli esoscheletri al sottosuolo, si è ritenuto necessario prevedere un sistema di travi rovesce 220x200 cm, con suola alta 80 cm ed anima larga altrettanto, collegate trasversalmente da travi di fondazione a sezione rettangolare 90x80 cm. Tali travi vengono collegate da un lato alla struttura esistente in modo da evitare fenomeni di “sollevamento”, dall’altro proseguono di 1.80 m rispetto all’asse della colonna di appoggio onde ridurre i valori massimi del carico sul suolo. Nei lati Est e Nord, dove è presente la fondazione del muro di sostegno molto più superficiale, non è possibile adottare lo schema appena descritto in quanto la trave deve arrestarsi in corrispondenza dell’asse della colonna sovrastante; necessita quindi realizzare una platea avente la stessa altezza dell’ala della trave rovescia, pari a 80 cm, anch’essa collegata alla platea esistente attraverso barre di armatura inghisate in appositi fori. Quanto appena indicato trova un maggiore chiarimento nella pianta fondazione schematizzata in FIGURA 5.5, dove la platea è visualizzata con un’apposita campitura, ed appare chiara la presenza di un plinto a bicchiere per il collegamento della colonna di base. A tale proposito, la soluzione progettuale scaturisce da esigenze prettamente strutturali, in quanto l’azione massima di trazione trasmessa dalla colonna è così elevata che si sarebbero dovute adottare lunghezze di ancoraggio dei classici tirafondi superiori ai 2 m. Di conseguenza si è adottata la soluzione del plinto a bicchiere con inserimento di boccia di centraggio, in modo che gli sforzi di trazione diventano sforzi di



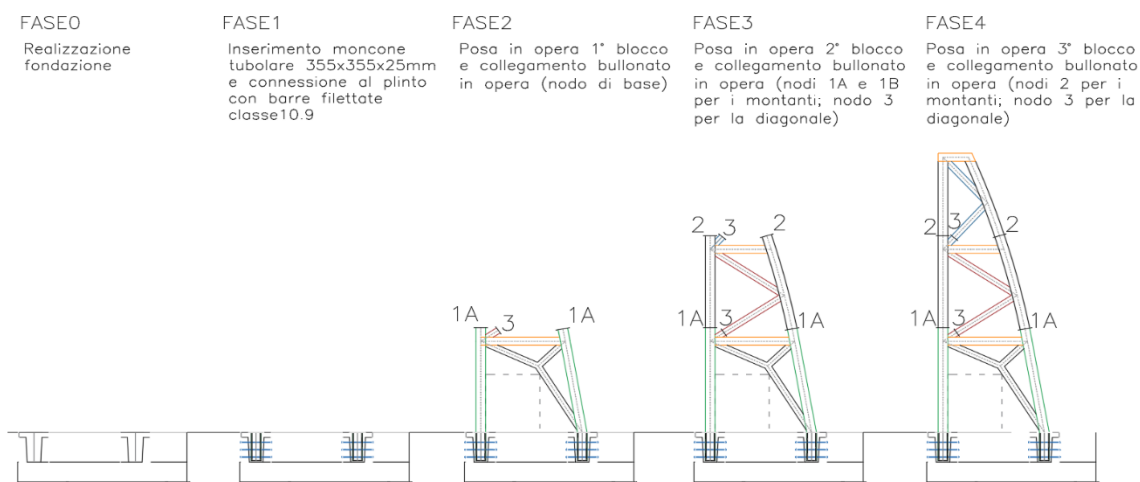


FIGURA 5.7 – INDICAZIONI DELLE MACRO-FASI DI MONTAGGIO IN OPERA DI UN ESOSCHELETRO TIPO

- Ritornando al sistema di fondazione, non necessitano ulteriori interventi su quella esistente in quanto le analisi hanno mostrato la verifica dei requisiti prestazionali allo stato limite SLU, come d'altronde ci si aspettava visto l'intervento significativo di rinforzo eseguito nel '96 dall'ing. Giuseppe Rossi, che ha “trasformato” di fatto un sistema di fondazione superficiale a travi rovesce per i soli telai longitudinali, in un sistema di platea nervata;
- Le analisi strutturali hanno mostrato che, nonostante l'utilizzo del sistema dissipativo, bisogna comunque intervenire sui nodi trave - pilastro non confinati appartenenti sia al corpo A che al corpo B, dove non sono presenti staffe orizzontali fatto salvo per quei nodi appartenenti ai pilastri che nel '96 sono stati rinforzati con la tecnica dei calastrelli ed angolari (per maggiori dettagli si rimanda alla relazione di calcolo). A tale riguardo, per ridurre al massimo l'invasività dell'intervento e non interrompere le attività scolastiche, si propone l'utilizzo di un sistema brevettato e quindi sperimentalmente validato, il quale permette di modificare il meccanismo di collasso del nodo esistente trave - pilastro (privo di staffe) comparandolo alla stregua di un nodo analogo provvisto di armatura di confinamento. Vista l'impossibilità di inserire a posteriori nel nodo le staffe necessarie, con tale sistema si punta a realizzare una sorta di staffatura esterna (fissata al nodo tramite opportune barre di ancoraggio), confidando nel confinamento passivo fornito dalla presenza delle travi innestate sulle altre facce del nodo. L'inserto è composto da “semistaffe” realizzate da traversi in acciaio fissate alle estremità a tre montanti, due agli estremi e uno centrale; si tratta di un pezzo unico ricavato tramite piegatura, eliminando così le problematiche legate alla saldatura (predisposizione a rottura fragile), che risultano spesso essere il punto debole degli inserti meccanici durante le sollecitazioni sismiche.





FIGURA 5.8 – ESEMPIO DI INSERTO METALLICO (FOTO SX) E POSA IN OPERA CON BARRE DI ANCORAGGIO CON TAPPO SALDATO (FOTO DX)

Nel caso in esame si utilizza la piastra in acciaio ad elevata resistenza S700MC avente lati di  $400\text{ mm}$  e spessore  $6\text{ mm}$ ; ciascuna facciata è costituita da traversi di altezza  $26\text{ mm}$  posti ad un interasse di  $95\text{ mm}$ ; l'ancoraggio al nodo è garantito da n.4 barre di armatura con tappo saldato (vedi dettaglio mostrato in FIGURA 5.9) di diametro  $\phi 16\text{ mm}$  e lunghezza  $20\text{ cm}$ , inserite nei quattro fori asolati, in cui si inietta un apposito adesivo chimico per lo sviluppo dell'aderenza.

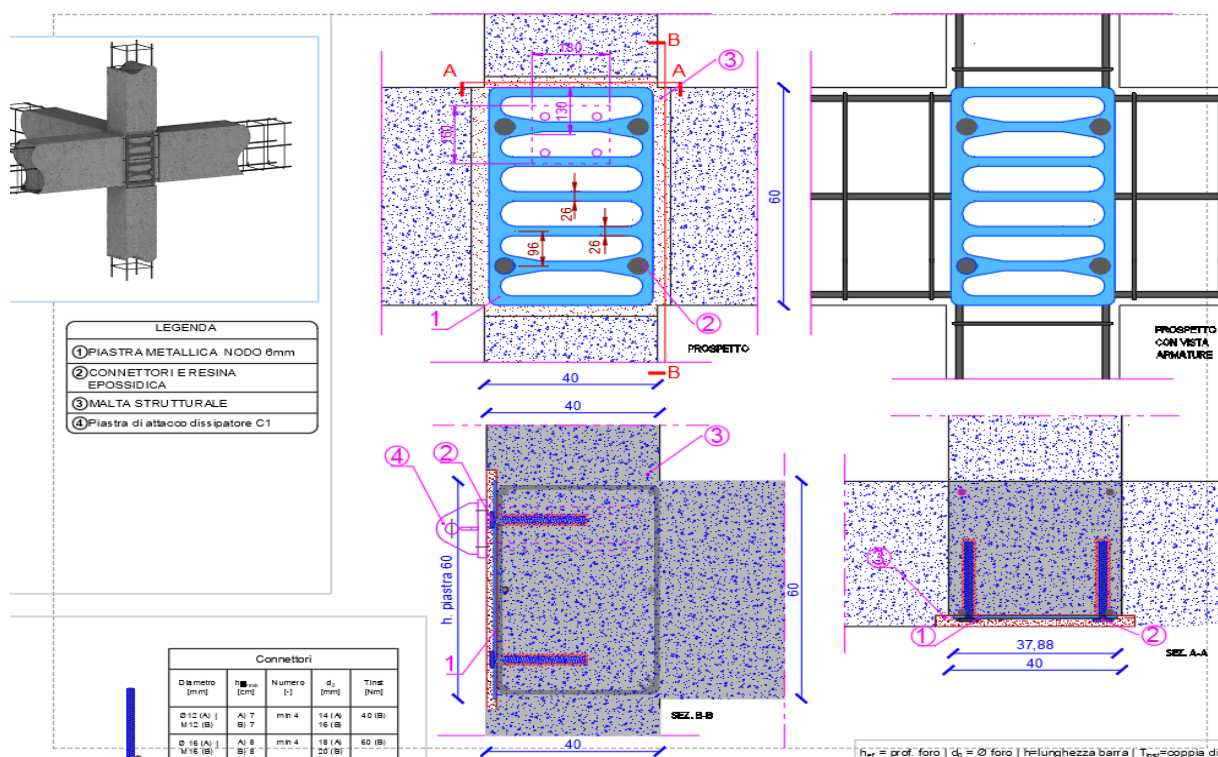


FIGURA 5.9 – STRALCIO DETTAGLIO RINFORZO NODO IN C.A. DI FACCIATA CON INDICAZIONE DIMENSIONI SIGNIFICATIVE

LEGENDA INTERVENTI I NODI



Intervento di adeguamento sismico dell'edificio scolastico sede dell'I.S.S. "De Sarlo" di Lagonegro

esistente (60 cm), ma presenta una riduzione di altezza di 25 cm necessaria per l'attacco dei dispositivi C1 e C2 al pilastro esistente, non permettendo il confinamento del nodo e richiedendo pertanto le piastre metalliche di rinforzo. Il dispositivo C3 è invece disposto nel senso ortogonale al di sotto della mensola stessa, ancorato con barre filettate  $\phi 20$  mm in foro  $\phi 26$  mm, di lunghezza minima 25 cm; in questo modo non si creano interferenze con gli altri dispositivi ed il dispositivo C3 è ben protetto dalle intemperie.

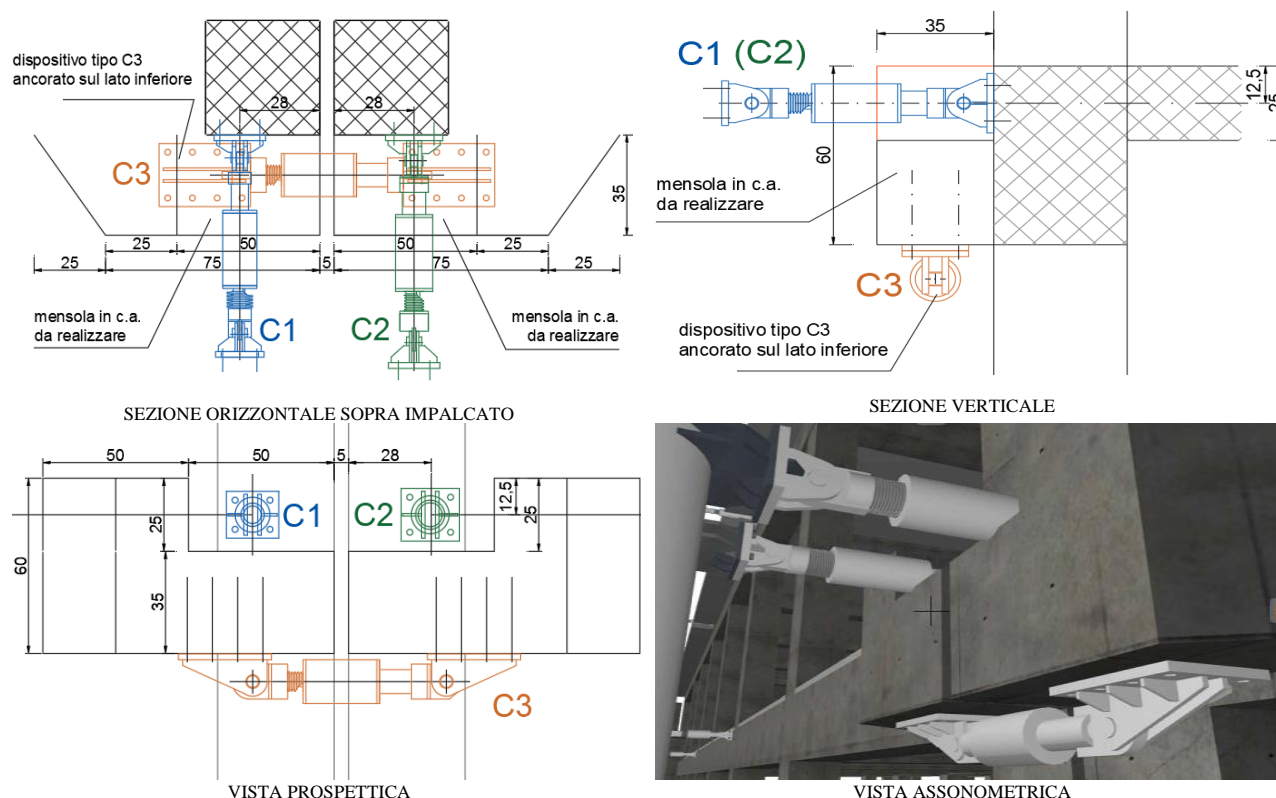


FIGURA 5.11 – STRALCIO DETTAGLI DISPOSIZIONE DISPOSITIVI IN CORRISPONDENZA DEL GIUNTO TECNICO LATO SUD TRA BLOCCO A E BLOCCO B

Per maggiori dettagli si rimanda comunque agli elaborati grafici di progetto, dove in particolare sono riportate le fasi costruttive fondamentali per la corretta riuscita dell'intero intervento proposto; si riporta di seguito comunque una sintesi:

1. Realizzazione degli scavi propedeutici, quindi predisposizione dei casseri e delle barre di armatura del sistema di fondazione, da ancorare a quello esistente mediante appositi inghisaggi in fori preliminarmente eseguiti; in tale fase diventa importante, nei plinti a bicchiere, l'inserimento delle boccole di centraggio per il corretto posizionamento degli esoscheletri, nonché l'inserimento di tubicini di plastica per creare i fori nel plinto dove alloggeranno le barre filettate di connessione;

- Un ultimo aspetto importante riguarda il non soddisfacimento della verifica del martellamento della struttura esistente in corrispondenza del vano ascensore esterno, poiché è stato realizzato praticamente in aderenza. In questo caso si prevede la demolizione del copriferro del vano ascensore nelle zone indicate in FIGURA 5.12 per tutto lo sviluppo in altezza e per una larghezza pari allo spessore del setto trasversale (20 cm), quindi l'inserimento di uno strato di neoprene in modo da creare il giunto necessario.



## 6. Azioni sulla costruzione e definizione delle combinazioni

### 6.1. Pesì propri dei materiali strutturali

Per la determinazione dei pesi propri strutturali dei più comuni materiali possono essere assunti i valori dei pesi dell'unità di volume riportati nella Tab. 3.1.I. del D.M.17/01/18. Nel caso in esame, il software di calcolo valuta in modo automatico i pesi di ciascuno degli elementi resistenti, avendo cura di fornire il peso dell'unità di volume del materiale costituente, che nel caso in esame risulta essere sintetizzato nella seguente tabella:

<i>Materiale</i>	<i>Peso dell'unità di volume</i>
-	$[kN/m^3]$
Acciaio	78.50
Cemento armato	25.00

### 6.2. Sovraccarichi permanenti

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, quali quelli relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro, ancorché in qualche caso sia necessario considerare situazioni transitorie in cui essi non siano presenti. Essi devono essere valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi dell'unità di volume dei materiali costituenti. In linea di massima, in presenza di orizzontamenti anche con orditura unidirezionale ma con capacità di ripartizione trasversale, i carichi permanenti portati ed i carichi variabili potranno assumersi, per la verifica d'insieme, come uniformemente ripartiti. In caso contrario, occorre valutarne le effettive distribuzioni. I tramezzi e gli impianti leggeri di edifici per abitazioni e uffici possono assumersi, in genere, come carichi equivalenti distribuiti, purché i solai abbiano adeguata capacità di ripartizione trasversale.

In particolare, il peso proprio di elementi divisori interni può essere ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito  $g_{2k}$ , purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico. Il carico uniformemente distribuito  $g_{2k}$  ora definito dipende dal peso proprio per unità di lunghezza  $G_{2k}$  delle partizioni nel modo seguente:

- |  |   |                               |
|--|---|-------------------------------|
| per elementi divisori con $G_2 \leq 1,00 \text{ kN/m}$ :           | ➔ | $g_2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$ ; |
| per elementi divisori con $1,00 \leq G_2 \leq 2,00 \text{ kN/m}$ : | ➔ | $g_2 = 0,80 \text{ kN/m}^2$ ; |

per elementi divisori con $2,00 \leq G_2 \leq 3,00 \text{ kN/m}$ :	→	$g_2 = 1,20 \text{ kN/m}^2$ ;
per elementi divisori con $3,00 \leq G_2 \leq 4,00 \text{ kN/m}$ :	→	$g_2 = 1,60 \text{ kN/m}^2$ ;
per elementi divisori con $4,00 \leq G_2 \leq 5,00 \text{ kN/m}$ :	→	$g_2 = 2,00 \text{ kN/m}^2$ .

Elementi divisori interni con peso proprio maggiore devono essere considerati in fase di progettazione, tenendo conto del loro effettivo posizionamento sul solaio.

#### Analisi dei carichi relativa ai tramezzi

Di seguito si mostrano i risultati ottenuti per il caso in esame; la tabella successiva esplicita l'analisi dei carichi relativa alla tramezzatura tipo ipotizzata per i corpi in esame, non essendo state eseguite indagini specifiche relative alla stratigrafia. In particolare, la penultima colonna indica il peso a metro lineare  $G$  definito in alto e relativo alla generica tramezzatura, mentre nell'ultima colonna si indica con  $g$  il peso per unità di superficie equivalente da inserire come sovraccarico permanente nell'analisi dei carichi relativa al solaio di interesse.

ANALISI DEI CARICHI					
Tramezzo tipo					
Descrizione -	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$L$ [m]	$H$ [m]	$G$ [kN/m]	$g$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Mattoni forati	8	0.08	3.00	1.91	-
Intonaco	18	0.02	3.00	1.08	-
				<b>2.99</b>	<b>1.20</b>

Da sottolineare che nell'area bagni il peso dei tramezzi è stato ipotizzato alla stregua di un carico di superficie avente valore pari a  $g$ , mentre i tramezzi longitudinali interni, che gravano direttamente sulla trave emergente del telaio, sono stati considerati direttamente come carico per unità di lunghezza avente valore pari a  $G$ . Si trascurano invece i tramezzi che, in seguito all'intervento di rinforzo del '96, sono stati demoliti e realizzati in cartongesso.

#### Analisi dei carichi relativa alle tamponature

Le tamponature si applicano direttamente come carichi uniformemente distribuiti  $G$  sugli elementi trave; di seguito si esplicita l'analisi dei carichi in relazione alla stratigrafia verticale ipotizzata per la tamponatura tipo; anche in questo caso si suppone una tipologia ricorrente non essendo state eseguite in fase di indagine conoscitiva prove specifiche. Nella tabella sono riportati due valori, considerando forfettariamente una riduzione del 35% e del 60% del peso proprio in presenza di aperture piccole (finestra) e grandi (più finestre o porta).

ANALISI DEI CARICHI					
Tamponatura tipo					
Descrizione -	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	L [m]	H [m]	G [kN/m]	g [kN/m <sup>2</sup> ]
Fodera esterna in laterizio semipieno	12	0.12	3.05	4.39	-
Fodera interna in Laterizio forato	8	0.08	3.05	1.95	-
Intonaco esterno	18	0.02	3.05	1.10	-
Assenza di aperture (100%)				<b>7.44</b>	-
Presenza di aperture piccole (65%)				<b>5.56</b>	-
Presenza di aperture grandi (40%)				<b>3.00</b>	

#### Analisi dei carichi relativa agli orizzontamenti

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi relativa ai pesi propri dei materiali strutturali e carichi permanenti non strutturali delle differenti tipologie di impalcato presenti nei corpi di fabbrica esaminati; per quanto riguarda i pesi propri dei solai prefabbricati in c.a.p., sono stimati facendo riferimento al valore considerato all'interno della relazione di vulnerabilità sismica. Le analisi dei carichi di seguito sviluppate non tengono in conto dell'incidenza tramezzi valutata in precedenza; tale valore andrà sommato agli altri sovraccarichi permanenti qualora al di sopra del solaio di competenza ci dovessero essere poggiati uno o più tramezzi.

ANALISI DEI CARICHI: impalcato piano tipo				
<b>Peso proprio</b>				
Descrizione -	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	L [m]	H [m]	$g_{1k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Caldana	25	1.00	0.05	1.25
Travetti	25	0.18	0.20	1.10
Pignatte	8	0.72	0.20	1.15
<b><math>g_{1k}</math></b>				<b>3.50</b>
<b>Sovraccarico Permanente</b>				
Descrizione -	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	L [m]	H [m]	$g_{2k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Massetto sotto pavimentazione	18	1	0.039	0.70
Pavimento	20	1	0.025	0.50
Intonaco	20	1	0.015	0.30
				<b>1.50</b>



## ANALISI DEI CARICHI: - Impalcato di sottotetto

**Peso proprio**

Descrizione -	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	L [m]	H [m]	$g_{1k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Caldana	25	1.00	0.05	1.25
Travetti	25	0.18	0.20	1.10
Pignatte	8	0.72	0.20	1.15
<b><math>g_{1k}</math></b>				<b>3.50</b>

**Sovraccarico Permanente**

Descrizione -	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	L [m]	H [m]	$g_{2k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Massetto sotto pavimentazione	18	1	0.039	0.70
Pavimento	20	1	0.025	0.50
Intonaco	20	1	0.010	0.20
				<b>1.40</b>

## ANALISI DEI CARICHI: - Falde di copertura

**Peso proprio**

Descrizione -	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	L [m]	H [m]	$g_{1k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Caldana	25	1.00	0.05	1.25
Travetti	25	0.18	0.20	1.10
Pignatte	8	0.72	0.20	1.15
<b><math>g_{1k}</math></b>				<b>3.50</b>

**Sovraccarico Permanente**

Descrizione -	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	L [m]	H [m]	$g_{2k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Massetto sotto-tegole	18	1	0.04	0.72
Tegole	22	1	0.022	0.48
Intonaco	20	1	0.01	0.20
				<b>1.40</b>

ANALISI DEI CARICHI: - Soletta piena a sbalzo cornicione copertura				
<b>Peso proprio</b>				
Descrizione -	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	L [m]	H [m]	$g_{1k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Soletta piena	25	1	0.12	3.00
<b><math>g_{1k}</math></b>				<b>3.00</b>
<b>Sovraccarico Permanente</b>				
Descrizione -	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	L [m]	H [m]	$g_{2k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Massetto sotto-tegole	18	1	0.04	0.72
Tegole	22	1	0.022	0.48
Intonaco	20	1	0.01	0.20
				<b>1.40</b>

ANALISI DEI CARICHI: - Impalcato di copertura a terrazzo blocco A				
<b>Peso proprio</b>				
Descrizione -	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	L [m]	H [m]	$g_{1k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Caldana	25	1.00	0.05	1.25
Travetti	25	0.18	0.20	1.10
Pignatte	8	0.72	0.20	1.15
<b><math>g_{1k}</math></b>				<b>3.50</b>
<b>Sovraccarico Permanente</b>				
Descrizione -	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	L [m]	H [m]	$g_{2k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Massetto delle pendenze	18	1	0.039	0.70
Asfalto	27	1	0.015	0.40
Intonaco	20	1	0.015	0.30
				<b>1.40</b>

Il peso delle rampe delle scale, trattandosi di tipologia con gradino a sbalzo su trave a ginocchio, viene valutato come carico per unità di superficie e trasformato successivamente in carico per unità di lunghezza applicato direttamente sulle travi a ginocchio. Tale carico è quindi ottenuto moltiplicando i valori  $g$  desunti di seguito per la luce della mensola, pari a 1.75 m.

ANALISI DEI CARICHI: - Rampe corpo scala				
<b>Peso proprio</b>				
Descrizione -	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	L [m]	H [m]	$g_{1k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Soletta a sbalzo	25	1	0.06	1.50
Gradini a sbalzo a=15 cm ; p=30 cm	25	1	0.075	1.87
<b><math>g_{1k}</math></b>				<b>3.37</b>
<b>Sovraccarico Permanente</b>				
Descrizione -	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	L [m]	H [m]	$g_{2k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Rivestimento in gomma	20	1.20	0.005	0.12
Intonaco	20	1	0.01	0.20
				<b>0.32</b>

### 6.3. Sovraccarichi variabili

#### 6.3.1. Azioni variabili legate alla 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] .

I valori nominali e/o caratteristici  $q_k$ ,  $Q_k$  ed  $H_k$  sono riportati nella Tab. 3.1.II delle NTC2018 a cui si rimanda per una visione più chiara. Tali valori sono comprensivi degli effetti dinamici ordinari, purché non vi sia rischio di risonanza delle strutture. I carichi verticali concentrati  $Q_k$  formano oggetto di verifiche locali distinte e non vanno sovrapposti ai corrispondenti carichi verticali ripartiti; essi devono essere applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dell'orizzontamento; in assenza di precise indicazioni può essere considerata 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 applicano su due impronte di 200 x 200 mm, distanti assialmente di 1,80 m.

Nel caso in esame si devono considerare le seguenti destinazioni d'uso, da abbinare ai carichi permanenti valutati in precedenza in funzione della destinazione d'uso della generica campata di solaio:

<i>Corpi n.2, n.5 e n.6</i>				
<i>Destinazione d'uso</i>	<i>Categoria ambiente</i>	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$H_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
-	-			
Ambienti per attività scolastiche	C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti...	3.00	3.00	1.00
Ambienti bagni	Aree per attività domestiche residenziali	2.00	2.00	1.00
Scale	C Scale comuni, balconi e ballatoi	4.00	4.00	2.00
Terrazzo e falde di copertura	H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione.	0.50	1.20	1.00

#### 6.4. Definizione dell'azione sismica di progetto

##### Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. I valori minimi della vita nominale da adottare per le diverse tipologie di costruzione sono riportati nella tabella 2.4.I del D.M.17/01/2018:

<i>TIPI DI COSTRUZIONE</i>		<i>VITA NOMINALE</i> $V_N$ (IN ANNI)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

##### Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

- *Classe I*: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli;
- *Classe II*: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe

d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti;

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

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, così come mostrato nella tabella 2.4.II del D.M.17/01/2018:

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

#### Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :  $V_R = V_N \times C_U$ .

L'edificio in oggetto, come indicato dall'elenco di cui all'allegato 2 del *DGR Basilicata n. 2000 del 4 novembre 2003*, rientra tra le opere che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso, per cui è classificata come *tipo di costruzione 2 e classe d'uso III*. **Pertanto le azioni sismiche vengono considerate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  di 75 anni.**

#### Pericolosità sismica

Le azioni sismiche di progetto in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica" del sito di costruzione. Essa è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ ,

ossia la probabilità di superamento dell'azione stessa nel periodo di riferimento  $V_R$ . I valori di  $P_{VR}$  cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente per ciascuno degli stati limite, sono riportati nella successiva tabella:

<i>STATI LIMITE</i>		<i><math>P_{VR}</math>: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento <math>V_R</math></i>
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

È conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento della struttura  $V_R$ , i due parametri  $T_R$  e  $P_{VR}$  sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante la seguente espressione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}.$$

Ne discende che, per la vita di riferimento considerata ( $V_R=75$  anni), si devono assumere i seguenti periodi di ritorno differenziati per ciascuno degli stati limite:

<i>STATI LIMITE</i>		<i><math>T_R</math>: Tempo di ritorno (espresso in anni)</i>
Stati limite di esercizio	SLO	45
	SLD	75
Stati limite ultimi	SLV	712
	SLC	1462

#### Spettri di risposta elastici in termini di accelerazione orizzontale

Secondo quanto riportato dal D.M.17/01/2018, le forme spettrali sono definite, per diversi valori del periodo di ritorno  $T_R$ , a partire dai seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

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

Ai fini della definizione dell'azione sismica, l'Italia è stata suddivisa in un reticolo a maglie quadre di circa 10km, tabellando in funzione delle coordinate di ciascun punto i valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$ ; tecniche di interpolazione, triangolazione, etc. sono utilizzate se il sito in oggetto si trova non coincidente con un nodo del reticolo. Tali valori sono però riferiti ad un sito rigido orizzontale e vanno perciò amplificati in funzione della stratigrafia e della topografia del sito di ubicazione dell'opera secondo quanto descritto dalla normativa in uso.

In sintesi, i passi da compiere per definire l'azione sismica sul sito in oggetto sono i seguenti:

- Individuazione del sito tramite le coordinate geografiche Longitudine Est, Latitudine Nord nel sistema ED 50 (vedi FIGURA 6.1 per il sito in esame);
- Definizione del tempo di ritorno  $T_R$ ;
- Definizione degli Stati Limite da considerare in relazione alle prestazioni richieste;
- Individuazione della categoria di sottosuolo e condizioni Topografiche del sito di ubicazione dell'opera;
- Definizione degli Spettri di Risposta per i diversi stati limite secondo le formulazioni riportate al paragrafo 3.2.3.2.1 delle NTC2018.

Si riportano di seguito le immagini relative alla definizione dello spettro di risposta elastico, stralciate dal software-free SPETTRI-NTC ver. 1.0.3, scaricato dal sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici [www.cslp.it](http://www.cslp.it).

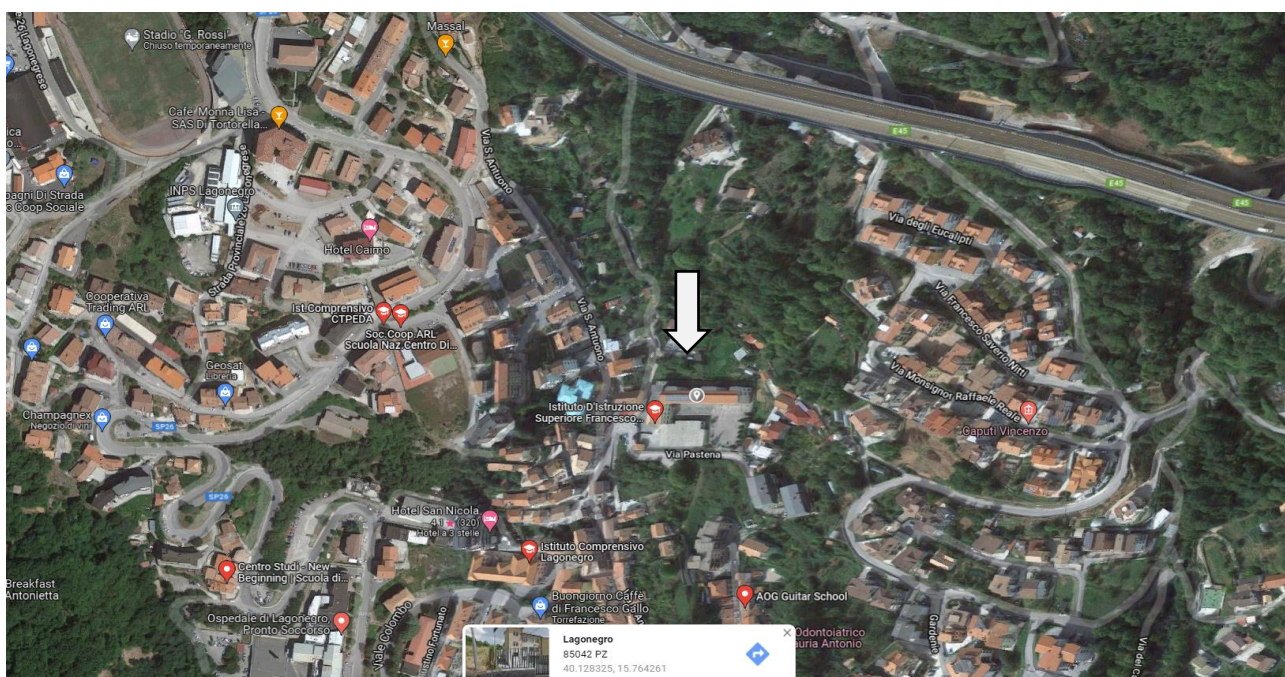


FIGURA 6.1 – UBICAZIONE OPERA OGGETTO DI STUDIO



### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

☐ Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

**Elaborazioni grafiche**

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri

**Nodi del reticolo intorno al sito**

**Reticolo di riferimento**

Controllo sul reticolo

- ☐ Sito esterno al reticolo
- ☐ Interpolazione su 3 nodi
- ☒ Interpolazione corretta

Interpolazione  
superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FIGURA 6.2 - INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$   info

**Valori di progetto**

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="45"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="75"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="712"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1462"/>

**Elaborazioni**

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

**LEGENDA GRAFICO**

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

**Strategia di progettazione**

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FIGURA 6.3 - SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

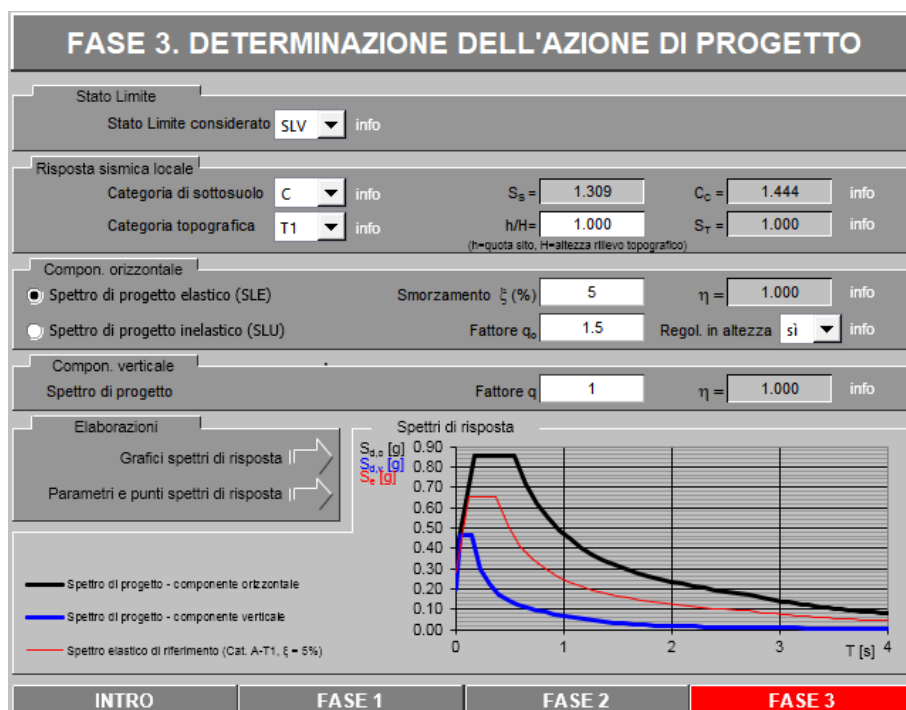


FIGURA 6.4 - DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Si vuole soffermare l'attenzione sull'immagine di FIGURA 6.5, dove è rappresentato lo spettro di risposta per il sito in esame riferito allo stato limite SLV; in particolare è possibile rendersi conto delle elevate prestazioni richieste alle strutture in esame, leggendo nel grafico accelerazioni spettrali che, per oscillatori semplici con determinate frequenze, possono arrivare al valore di 0.85 g.

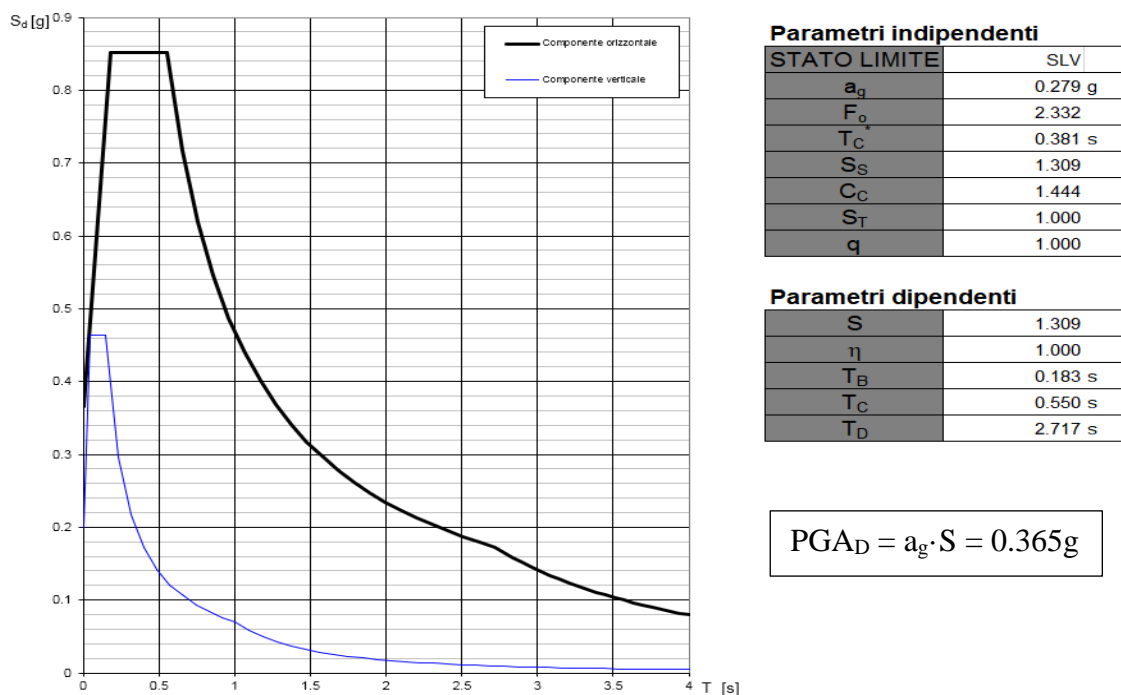


FIGURA 6.5 – SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI ALLO STATO LIMITE SLV DELLE COMPONENTI VERTICALI ED ORIZZONTALI

Quanto appena indicato trova ulteriore accentuazione se si confronta lo spettro della normativa attuale con quello definito dal D.M. 16/01/1996, che è la normativa presa a riferimento nell'intervento di rinforzo del '96 di cui più volte discusso; in questo caso si ricorda che l'accelerazione spettrale era definita dalla seguente espressione:

$$\frac{a}{g} = C \cdot R \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot I$$

dove:

- $C = (S - 2)/100$  rappresenta il coefficiente sismico, funzione della classe di sismicità  $S=9$  nel caso di Lagonero;
- $R = 1 \rightarrow T \leq 0.80s$ ;  $R = 0.862/T^{2/3} \rightarrow T > 0.80s$  rappresenta la funzione del periodo di vibrazione;
- $\varepsilon$  è il coefficiente di fondazione, in genere unitario ma nel caso specifico assunto pari a 1.30 nel caso di terreno deformabile;
- $I = 1.20$  è il coefficiente di importanza, equiparabile alla classe d'uso dell'attuale norma.

Il confronto appare ben evidente in FIGURA 6.6, dove anche mettendosi nell'ipotesi maggiormente conservativa (coefficiente di fondazione  $\varepsilon=1.30$ ), si evidenzia con l'entrata in vigore delle NTC2018 una differenza di accelerazione superiore a 8 volte quella presa a riferimento con il D.M.'96

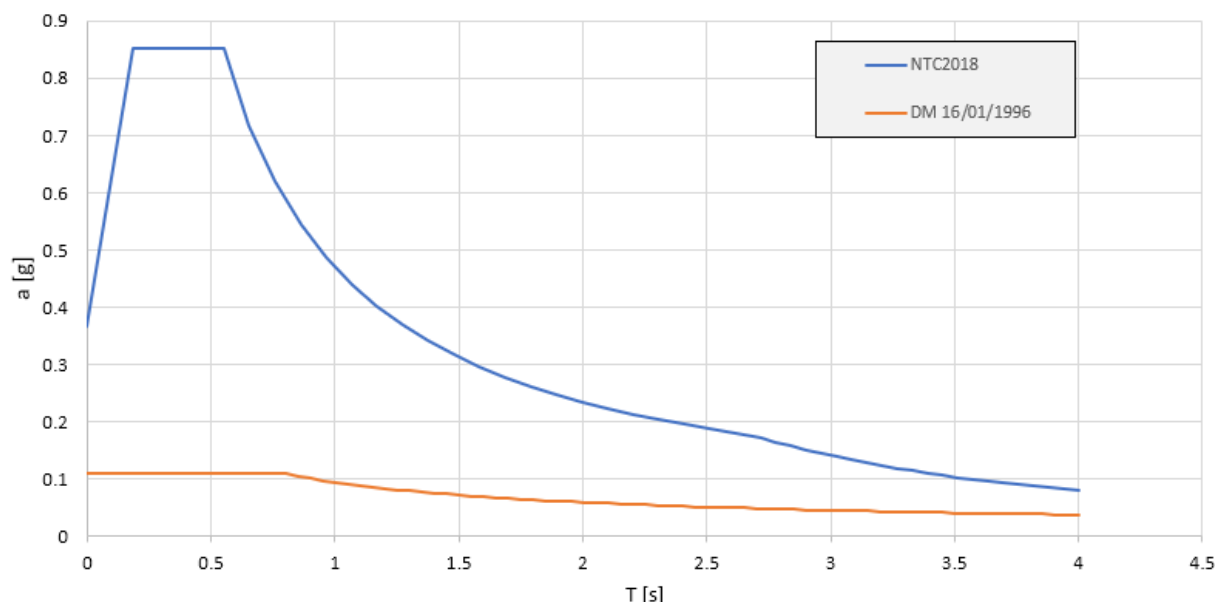


FIGURA 6.6 – CONFRONTO DELLO SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO STATO LIMITE SLV TRA NTC2018 E DM 1996

## 7. Modellazione, analisi e fattori di comportamento

Di seguito si descrivono le analisi condotte ai fini della valutazione del coefficiente  $\zeta_E$ .

### 7.1. Metodologia applicativa e modelli agli elementi finiti sviluppati

Seguendo le considerazioni riportate ai paragrafi precedenti, di seguito è riportata una sintesi delle fasi di analisi e verifica adottate per la struttura oggetto di calcolo strutturale.

#### 7.1.1. Dimensionamento del sistema di dissipazione

1) ANALISI MODALE ANTE-OPERAM (RIGIDEZZE FESSURATE SECONDO §7.2.6 DEL D.M. 17/01/2018)

- ✓ Si controlla la regolarità della struttura (eccentricità tra baricentro delle masse e delle rigidezze lungo tutti i livelli) e si determinano, per i modi naturali più significativi, la percentuale di massa eccitata nelle due direzioni principali ed il periodo di vibrazione, al fine di valutare il tipo di distribuzione delle azioni orizzontali per le analisi statiche non lineari;

2) ANALISI PUSH-OVER ANTE-OPERAM (RIGIDEZZE FESSURATE SECONDO §7.2.6 DEL D.M. 17/01/2018):

Si procede attraverso i seguenti passi:

- a. *CURVA DI PUSH-OVER*: si determina la curva di capacità della struttura per la distribuzione di forza più sfavorevole per ciascuna direzione principale dell'azione sismica;
- b. *DETERMINAZIONE DEL PUNTO PRESTAZIONALE PER LO STATO LIMITE SLV*: si determina, per la distribuzione di forza più sfavorevole per ciascuna direzione principale dell'azione sismica, la curva di capacità del sistema equivalente ad un grado di libertà (SDOF), e dal confronto con lo spettro di domanda si valuta il punto prestazionale; in particolare, con riferimento alla distribuzione più sfavorevole, si determina il valore dell'accelerazione di picco al suolo ( $PGA_{CLV}$ ) per cui la capacità strutturale allo SLV coincide con la domanda sismica, con riferimento a:
  - ✓ meccanismi duttili a flessione nelle travi e presso-flessione nei pilastri, sia per le strutture in c.a. che per i rinforzi in acciaio realizzati nel '96;
  - ✓ meccanismi fragili di instabilità nelle diagonal di controvento soggette a compressione, sempre per i controventi di acciaio realizzati nel '96.

Da sottolineare che, ai fini del dimensionamento dei dispositivi di dissipazione, non si controllano i meccanismi fragili (taglio nelle travi e nei pilastri, taglio nei nodi trave-pilastro) in quanto è una procedura che si eseguirà direttamente in fase di verifica, intervenendo localmente attraverso metodi tradizionali.

### *7.1.2. Verifica del sistema di dissipazione stato limite SLC*

3) ANALISI TIME HISTORY CON SISTEMA DI DISSIPAZIONE E STRUTTURA ESISTENTE A COMPORTAMENTO NON LINEARE, ESOSCHELETRI IN CAMPO LINEARE (RIGIDENZE FESSURATE SECONDO §7.2.6 DEL D.M. 17/01/18):

- ✓ si effettua la verifica degli spostamenti, delle velocità e dei carichi massimi dei dissipatori allo stato limite SLC, con controllo dei cicli isteretici;
- ✓ si valuta, per ciascuna direzione prevalente del sisma attraverso la lettura del bilancio energetico, la percentuale di energia dissipata da attribuire ai dispositivi, onde pervenire al coefficiente di smorzamento equivalente  $\xi$  da poter utilizzare nell'ambito delle analisi dinamiche lineari con spettro di risposta.

Per eseguire le verifiche appena elencate, necessita di un modello raffinato, in cui si modellano fisicamente i vari orizzontamenti vista l'irregolarità in pianta (non è possibile fare riferimento all'ipotesi di impalcato rigido). A tal fine, si utilizza il software Midas Gen, che tra le altre cose possiede al suo interno degli elementi denominati *NNlink* in cui concentrare il corretto comportamento dei dispositivi fluido-viscosi fornendo direttamente in input i parametri principali che li caratterizzano.

### *7.1.3. Verifica della sovrastruttura stato limite SLV*

4) ANALISI TIME HISTORY CON SISTEMA DI DISSIPAZIONE E STRUTTURA ESISTENTE A COMPORTAMENTO NON LINEARE, ESOSCHELETRI IN CAMPO LINEARE (RIGIDENZE FESSURATE SECONDO §7.2.6 DEL D.M. 17/01/18)

- ✓ si controlla la verifica dei meccanismi duttili della struttura esistente in termini di rotazione alla corda, al fine di dimostrare l'efficacia dell'intervento di adeguamento sismico.

Per tenere in conto la non linearità meccanica negli elementi strutturali tradizionali (meccanismi duttili), si utilizza la formulazione a plasticità concentrata, che però si riferisce al comportamento non lineare per carico monotono. In ambito dinamico non lineare diviene necessario definire il modello di isteresi della cerniera plastica ed il comportamento devierà

dalla curva *backbone*. Tra i diversi modelli di isteresi disponibili in letteratura (la maggior parte di essi differiscono nella quantità di energia dissipata in un dato ciclo di deformazione), per il caso in esame si è adottato per il c.a. il modello degradante *Takeda* rappresentato nell'immagine a sinistra di FIGURA 7.1, molto semplice in quanto segue la curva di carico monotono, con tratti di scarico paralleli al tratto elastico fino al cambio di segno, quindi si passa ad una rigidezza secante fino a convergere sul quadrante opposto della curva monotona. Nel caso dell'acciaio si utilizza invece il classico modello con incrudimento cinematico, dove per azione ciclica lo snervamento dipende da quello di segno opposto ottenuto al ciclo precedente.

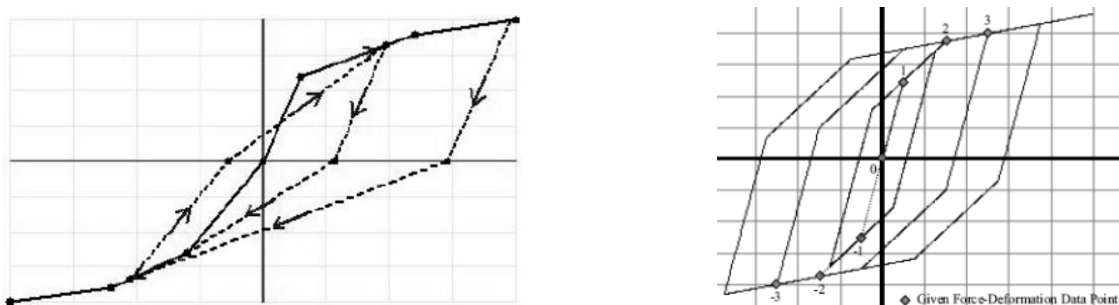


FIGURA 7.1 – MODELLO DI ISTERESI PER CALCESTRUZZO ARMATO (IMMAGINE SX) E ACCIAIO (DX) IN CASO DI CARICO CICLICO CRESCENTE

- ✓ si controlla la verifica dei meccanismi fragili della struttura esistente in termini di resistenza a taglio di travi e pilastri;
- ✓ si controlla la verifica dei meccanismi fragili della struttura esistente in termini di resistenza del meccanismo tirante -puntone dei nodi trave-pilastro non confinati.

#### 7.1.4. Verifica degli esoscheletri stato limite SLC

##### 5) ANALISI STATICA LINEARE INDIPENDENTE PER SINGOLO DISPOSITIVO

- ✓ Poiché gli esoscheletri hanno comportamento indipendente da quello della struttura esistente e non “portano” carichi verticali aggiuntivi, si eseguono analisi statiche lineari separate, dove le forze laterali sono quelle massime trasmissibili dai dissipatori agli ultimi due livelli. Si eseguono quindi verifiche di resistenza e stabilità agli stati limite ultimi nel rispetto di quanto indicato al §4.2.4.1 delle NTC2018.

### 7.1.5. Verifica del complesso fondazione terreno stato limite SLC

#### 6) ANALISI DINAMICA LINEARE CON SPETTRO RIDOTTO DELLO SMORZAMENTO EQUIVALENTE LEGATO AL SISTEMA DI DISSIPAZIONE (RIGIDEZZE FESSURATE SECONDO §7.2.6 DEL D.M. 17/01/2018)

Ai fini della determinazione della resistenza del terreno espressa dal fattore di sicurezza  $F_{S,GEO}$ , ossia il rapporto, in termini di carico verticale  $Q$ , tra la portanza del sistema terreno-fondazione (capacità) e la domanda per lo stato limite corrispondente, si procede seguendo le fasi appresso descritte:

1. Si esegue su modello unico (sovrastuttura e sistema fondale) e per ciascuna combinazione di carico, un'analisi dinamica lineare con spettro allo SLC, smorzato per tenere conto del sistema di dissipazione inserito a seguito degli interventi di adeguamento; si determinano quindi gli scarichi in fondazione secondo l'approccio 2: *combinazione A1-M1-R3* (vedi §6.4.3.1 delle NTC2018);
2. si procede alla valutazione del carico limite del sistema di fondazione superficiale secondo la formulazione semplificata di *Brinch-Hansen*, che tiene in conto delle eccentricità ed inclinazione del carico applicato al piano di posa (capacità fondazioni superficiali);
3. si confronta la domanda, valutata secondo quanto descritto nel punto 1., con la capacità (carico limite) di cui al punto 2.; quest'ultima, in coerenza all'approccio 2, si valuta tenendo in conto la riduzione dovuta al coefficiente parziale  $\gamma_R$  definito nella Tab. 6.4.I delle NTC2018 per il caso di fondazione superficiale.

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Dai risultati del confronto, si ottiene l'esito della verifica della capacità geotecnica [GEO]:

- se  $F_{S,GEO} < 1.00$  la capacità è inferiore della domanda, per cui la verifica non è soddisfatta;
- se  $F_{S,GEO} > 1.00$  la portanza del sistema terreno-fondazione è superiore rispetto alle sollecitazioni agenti, per cui la verifica ha esito positivo.



## 8. Documentazione presentata

I dettagli delle analisi e verifiche strutturali e geotecniche condotte sull'opera in oggetto, si trovano in documenti distinti. Ai fini di una chiara e corretta esposizione, si sono individuate le seguenti relazioni, tutte parte integrante del progetto strutturale in essere:

- 1) Relazione di sintesi, che indica i parametri principali utilizzati ai fini del calcolo strutturale, con premessa iniziale riguardante la descrizione del progetto;
- 2) Relazione di calcolo, in cui si dettagliano le *azioni* presenti, i materiali esistenti e di nuova realizzazione, lo schema statico ed il modello agli elementi finiti adottato. Si riportano inoltre le verifiche strutturali agli stati limite SLU e SLE, mostrando grafici di sintesi che danno un'idea immediata dei coefficienti di sicurezza ottenuti per ciascun tipo di meccanismo esaminato;
- 3) Relazione sui materiali, in cui si individuano le principali caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati ai fini del progetto strutturale;
- 4) Relazione geotecnica e sulle fondazioni, in cui si individuano le caratteristiche geotecniche del volume significativo di terreno, i parametri principali per definire gli spettri di risposta e la categoria stratigrafica e topografica da attribuire al sito in esame secondo la normativa vigente. Sono inoltre presenti le verifiche di portanza del sistema terreno-fondazione sia per carichi statici che sismici, nonché le verifiche strutturali del sistema di fondazione di nuova realizzazione;
- 5) Tabulati di calcolo, in cui sono presenti tutte le verifiche numeriche che interessano gli elementi strutturali, nonché i dati di input relativi ai modelli agli elementi finiti realizzati per l'ottenimento della risposta strutturale e geotecnica sia nelle combinazioni statiche che sismiche.

## 9. Conclusioni

L'adozione di un sistema innovativo di protezione sismica passiva quale l'utilizzo di dispositivi fluido-viscosi con sistema performante *Mass Proportional Damping* ottenuto grazie alla realizzazione di esoscheletri esterni in carpenteria metallica, permette di migliorare sensibilmente le prestazioni del sistema strutturale in presenza di azioni orizzontali, nonostante l'edificio tradizionale sia risultato sensibilmente vulnerabile per via dell'elevata sismicità di sito. Si ottengono in questo modo notevoli vantaggi, tra cui:

- ✓ limitare al massimo gli interventi da eseguirsi sulla struttura esistente, garantendo così lo svolgimento delle attività quotidiane e non avendo problemi di interruzione dell'attività scolastica;
- ✓ garantire i requisiti prestazionali per gli elementi secondari, nonostante allo stato attuale non sono presenti indagini conoscitive sugli elementi non strutturali quali tramezzi e tamponature;
- ✓ evitare l'allargamento dei giunti tecnici tra i corpi indipendenti (sia giunto tra i blocchi A e B analizzati, sia giunto tra blocco A e corpo palestra) che altrimenti richiederebbe interventi di tipo invasivo.

Tutto ciò si può rendere attuabile a patto che si faccia attenzione a quella che è considerata la fase più delicata dell'intervento e cioè la corretta messa in opera ed il controllo di accettazione da parte della D.L. dei dissipatori fluido-viscosi, in modo che, nel momento in cui si dovesse verificare l'evento sismico, possano entrare in funzione e fornire al sistema strutturale la dissipazione richiesta.

La proposta progettuale descritta è stata preliminarmente dimensionata e sono state successivamente eseguite le verifiche prestazionali richieste dalle norme mediante l'utilizzo di un modello Fem. Tali analisi hanno confermato l'efficacia degli interventi di rinforzo, avendo ottenuto per ciascun meccanismo esaminato fattori di sicurezza molto rassicuranti; si può pertanto indicare che, ai sensi delle NTC2018, l'edificio è sismicamente adeguato in quanto soddisfa la seguente prescrizione minima:

$$\zeta_E \geq 0.80 .$$