



A.O.R.N. Santobono - Pausilipon
Ospedale Santobono

Viale Mario Fiore, 6 - 80129 Napoli

DIRETTORE GENERALE
Dott.ssa Anna Maria Minicucci

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Marcello PARLATO



PROGETTISTI



MANDATARIA:
MYTHOS CONSORZIO STABILE S.C.AR.L
Consorzio Stabile Mythos S.c.ar.l
Via Trottechien 61, 11100 Aosta
mythos.ao@mythos.pro

MANDANTI:
G.M.N. ENGINEERING s.r.l.



G.M.N. ENGINEERING s.r.l.
Servizi di Ingegneria e Geologia

SIRIO INGEGNERIA Ing. Vitantonio Polito



RESPONSABILE INTEGRAZIONE SPECIALISTICHE
Ing. Fabio INZANI

RESPONSABILE ESPERTO IN PROGETTAZIONE SANITARIA E OSPEDALIERA
Arch. Margherita CARABILLO'

PROGETTAZIONE IMPIANTI ELETTRICI E SPECIALI
Ing. Stefano BONFANTE

PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA
Arch. Margherita CARABILLO'

BIM MANAGER
Arch. Stefano CARERA

PROGETTAZIONE STRUTTURALE
Prof. Ing. P. MASSAROTTI

PROGETTAZIONE IMPIANTI TERMOMECCANICI
Dott. Ing. Fabio INZANI

COORDINATORE SICUREZZA IN PROGETTAZIONE
Ing. Luca Giordo

PROGETTO ESECUTIVO			COMMESSA:	TW1927
DISCIPLINA: STRUTTURE Stato di progetto			NUMERO ELABORATO:	TW1927.PE.0006.RAV.PNN.ST.R.00
TITOLO ELABORATO: Relazione tecnica - strutture			DATA CONSEGNA:	08/10/2020
Revisione			NOME FILE:	
01			FORMATO ELABORATO:	A4
02				
03				
04				
05			SCALA ELABORATO:	----

SOMMARIO

1. INTRODUZIONE	1
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	3
3. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO	8
4. CARATTERISTICHE STRUTTURALI DELLO SCHEMA RESISTENTE	4
5. FASE DI INDAGINE E CONOSCENZA DELL'EDIFICIO	6
5.1 Livello di conoscenza	6
5.2 Proprietà dei materiali esistenti	7
6. AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO	7
6.1 Storia sismica del sito	7
6.2 Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento	12
6.3 Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche	12
6.4 Stati limite e relative probabilità di superamento	13
6.5 Spettri di risposta	14
6.6 Combinazioni di carico	14
7. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E VERIFICHE NUMERICHE	17
7.1 Modellazione della struttura e metodo di analisi	17
7.2 Analisi statica non lineare - Pushover	18
7.3 Analisi dei carichi verticali unitari	21
8. DEFINIZIONE DEGLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO	22
9. RIPARAZIONE O INTERVENTI LOCALI	24
10. INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO	25
10.1 Realizzazione di nuovi controventi dissipativi (in alternativa o in associazione a setti in c.a.)	26
10.2 Applicazione ai nodi di tessuti in FRP (in alternativa alla piastra in acciaio)	27
10.3 Incamiciatura in acciaio di pilastri con angolari e calastrelli	28
10.4 Rinforzo delle travi in c.a. con tessuti in FRP (in alternativa il ringrosso della trave)	29
10.5 Creazione di giunti strutturali e inserimento di telai di travi e pilastri in c.a. lungo le nuove linee di giunto	30
10.6 Collegamento impalcati mediante shock transmitter	30
10.7 Nuove pareti in c.a. a tutta altezza, con solidarizzazione dell'impalcato	31
10.8 Posa in opera di presidi anti-sfondellamento all'intradosso dei solai	32
10.9 Interventi sugli elementi non strutturali	33
11. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA	37
11.1 Corpo AB	40
12. ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO	48
13. CONCLUSIONI	49

0. INTRODUZIONE

Il Raggruppamento Temporaneo di Professionisti costituito da AIRES Ingegneria srl (capogruppo), Sirio Ingegneria Consorzio Stabile (mandante), Ing. Stefano Senes (mandante), è stato individuato dall'Azienda Ospedaliera di Rilievo Nazionale Santobono Pausilipon (di seguito Santobono-Pausilipon), come soggetto incaricato per la redazione del progetto definitivo dell'intervento di adeguamento sismico del "Padiglione Ravaschieri" del Presidio Ospedaliero Santobono.

La presente relazione è parte degli elaborati del progetto di cui innanzi, e riporta le informazioni relative alla fase di modellazione, alle verifiche di sicurezza statica e vulnerabilità sismica e alle carenze e criticità strutturali riscontrate.

1. PREMESSA

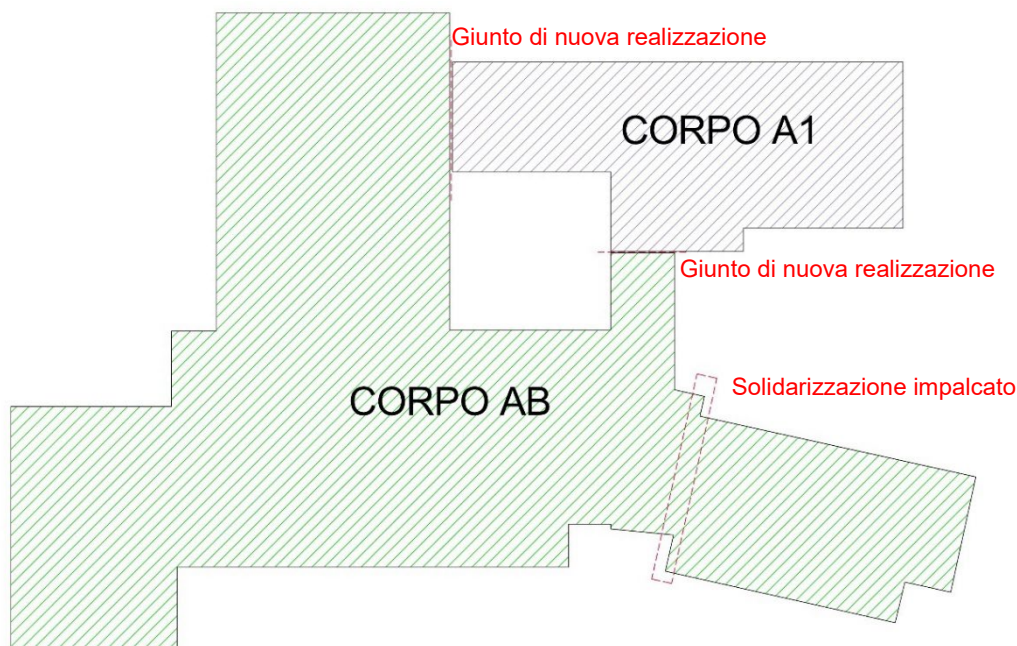
L'edificio Ravaschieri è cresciuto nel tempo con una serie di vari interventi che tra l'altro emergono dalla grossa variabilità delle strutture ed intersezioni volumetriche presenti.

Per potere attingere un "*adeguamento sismico*" della struttura è stata effettuata una prima indagine con una modellazione non lineare agli elementi finiti dell'edificio nella configurazione attuale, quale base per conoscere le criticità presenti e definire una ipotesi di interventi atti a contenere l'accertata vulnerabilità ed attingere un livello accettabile di sicurezza.

La variabilità geometrica dell'edificio, sia per la distribuzione in pianta che in elevazione dei volumi, è elemento determinante per le azioni sismiche; il Ravaschieri soffre molto di detta caratteristica, problema confermato dalla analisi di cui innanzi sulla cui base si è pervenuti ad uno schema di configurazione ultima quale migliore compromesso tra nuovi interventi integrativi e utilizzo delle strutture presenti.

In estrema sintesi, tenuto conto dei vari aspetti tra cui anche quelli economici e dei fastidi indotti, si è ritenuta quale migliore configurazione ultima ai fini dell'"*adeguamento*" quella che prevede l'inserimento di due soli nuovi giunti, la eliminazione delle discontinuità esistente tra i due corpi di fabbrica a sette livelli, la futura demolizione e ricostruzione del piccolo blocco costituente l'accesso principale all'edificio, come indicato dall'Amministrazione.

Con l'inserimento di opportuni nuovi elementi simo resistenti e rinforzi locali, la configurazione dell'edificio che attinge la caratteristica di antisismicità è quella rappresentata nella planimetria che segue con la suddivisione dell'edificio tutto in due corpi denominati AB e A1.



Configurazione finale del Padiglione Ravaschieri

L'edificio è sede di varie attività di base dell'Ospedale Pediatrico, pertanto particolarmente attenzionato da parte della Dirigenza, tra queste vi è il nucleo operatorio in primo livello che necessita di un radicale ed urgente intervento di ristrutturazione e rifunzionalizzazione.

Per ottemperare a ciò, in una logica connessa con le effettive possibili disponibilità, la Direzione ha preliminarmente definito con i tecnici incaricati la Vulnerabilità sismica dell'edificio nell'attuale stato rilevando la necessità dell'“Adeguamento sismico” dello stesso, assolutamente dovuto per un edificio “strategico” come questo in oggetto.

Sulla base di detto risultato negativo, l'Amministrazione ha dato incarico ad un R.T.P. di definire quanto necessario per l'Adeguamento sismico dell'edificio. L'R.T.P. ha redatto il progetto a livello definitivo, inoltrato per la verifica e la definitiva approvazione, dotato come dovuto per “definitivo” di un'opera pubblica, di tutte le necessarie indagini, modellazioni e calcolazioni, caratterizzazioni grafiche e quant'altro necessario per rappresentare “definitivamente” l'intervento.

Nelle more, l'Amministrazione aveva reperito un finanziamento regionale in essere riferito e proporzionato, purtroppo, non all'intervento di Adeguamento dell'edificio tutto, ma solo al piano terzo, il livello impegnato oggi quasi totalmente dal Blocco operatorio.

La normativa dei finanziamenti consente interventi parziali di Adeguamento ma in presenza del progetto globale, come nel caso in esame; naturalmente nello sviluppare il relativo progetto di impegno della disponibilità finanziaria si sono inseriti tutti gli interventi di “adeguamento” e rinforzo strutturale che comunque intersecano con l'area ed il livello delle sale operatorie, garantendone la piena funzionalità, onde evitare per il successivo completamento la distruzione di quanto realizzato e della relativa spesa.

In sintesi il progetto in esame sotto il profilo strutturale è costituito da n stralci del Progetto generale di adeguamento; trattandosi di “stralci”, la modellazione degli stessi non può che essere attinta dal Progetto generale cui si rinvia per gli aspetti generali, allegando quelli specifici degli interventi da realizzare resi a livello esecutivo.

Ai sensi della vigente normativa in materia, ancor più per la dovuta prudenza, si è provveduto infine alla valutazione della Vulnerabilità sismica dell'edificio nella nuova configurazione che il fabbricato attingerà al termine dei programmati lavori di cui al Progetto del Blocco operatorio, ma con solo parte del previsto intervento di Adeguamento, accertando che a seguito dell'esecuzione degli stessi non c'è una riduzione del citato parametro sismico; i relativi elaborati e calcoli sono parte integrante del presente Progetto.

In sintesi, per le difficoltà connesse con un finanziamento in cui *oborto collo* è inserito un “parziale intervento” di “adeguamento sismico”, per pervenire con logica alla definizione del conseguente progetto del relativo intervento si è proceduto secondo il seguente schema suddiviso nelle necessarie fasi come di seguito.

- CARATTERIZZAZIONE DELL'EDIFICIO E DEL SUO SCHEMA STRUTTURALE
rappresentazione grafica e materica basata su rilievi, indagini e caratterizzazioni materiche;
- VERIFICA DELLO STATO ATTUALE
determinazione dell'azione sismica di riferimento, vita nominale, categoria del sottosuolo, combinazioni di carico; modellazione della struttura, analisi statiche, dinamiche modali e non lineari; criticità, determinazione dell'attuale livello di vulnerabilità sismica;
- INTERVENTO DI ADEGUAMENTO SISMICO
 - definizione di una nuova configurazione mediante eliminazione della discontinuità esistente tra i due corpi di fabbrica a sette livelli, inserimento di giunti strutturali, di elementi strutturali integrativi ai fini della capacità di resistenza al sisma, controventi dissipativi e setti in cemento armato, integrazioni in fondazione, rinforzi locali delle strutture, interventi su elementi non strutturali;
 - verifica nella nuova configurazione dei singoli elementi strutturali, determinazione della Vulnerabilità; Progetto generale definito di Adeguamento sismico;
- INTERVENTO STRALCIO PER LA REALIZZAZIONE DEL NUOVO BLOCCO OPERATORIO
 - il finanziamento disponibile non consente di realizzare l'adeguamento dell'edificio tutto; sono stati introdotti nel presente Progetto solo alcuni degli interventi integrativi di cui al Progetto di adeguamento;

- la validità di quanto a realizzarsi ai fini dell'obiettivo finale, Adeguamento antisismico, è attestato dalla modellazione analitica effettuata nella fase 3; la validità della configurazione dell'edificio tutto attinta a seguito della esecuzione degli interventi di cui al presente Progetto esecutivo;
- VERIFICA
detta configurazione parziale è stata modellata in piena analogia con il modello di cui alla fase 3 determinando i relativi coefficienti di vulnerabilità sismica che, come dovuto ai sensi della N.C.T. vigente, risultano non inferiori degli analoghi dell'edificio nella configurazione attuale, assolvendo così al principio primario di garantire la sicurezza.

Nei paragrafi che seguono la elencazione di dettaglio di quanto innanzi esposto, in uno con la relativa grafica esecutiva.

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

I principali documenti tecnici normativi di riferimento, nell'ambito dello svolgimento della valutazione di sicurezza, sono:

- DM 17/01/2018 (G.U. n. 42 del 20-02-2018) - "Norme Tecniche per le Costruzioni" (indicata nel seguito per brevità con la sigla "NTC");
- Circolare n. 7 del 21/01/2019 (G.U. n. 35 del 11/02/2019) - "Circolare alle Norme Tecniche per le Costruzioni (indicata nel seguito per brevità con la sigla "Circolare NTC").

3. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

Il padiglione "Ravaschieri", caratterizzato da una struttura portante principale in c.a. gettato in opera e costituito da due distinti corpi di fabbrica coevi (nel seguito indicati "A" e "B") edificati in aderenza, nel complesso presenta una configurazione planimetrica piuttosto articolata. Il secondo (corpo B), articolato in elevazione su n.7 livelli fuori terra, è caratterizzato da una impronta in pianta al piano terra, del tipo ad L con anima di altezza ridotta e larghezza di poco inferiore alla lunghezza dell'ala, e rettangolare ai piani superiori, con dimensioni pari a m 19.95 e a m 8.40. Il primo (corpo A), caratterizzato da una maggiore estensione planimetrica rispetto al precedente, è dotato di una impronta in pianta particolarmente articolata che nel complesso può considerarsi costituita da un rettangolo centrale con dimensioni pari a m 33.40 e a m 41.7, dalla quale su tre dei relativi quattro lati, quelli con esposizione Est, Nord ed Ovest, aggettano rettangoli con dimensioni pari rispettivamente a m 17.8x13.8, 17.0x3.50 e a m 15.0x29.4.

La parte di fabbricato del corpo B che insiste al piano terra sulla porzione di impronta eccedente quella dei piani superiori ne costituisce una superfetazione che, realizzata quindi in epoca successiva alla edificazione del corpo di fabbrica pluripiano (seconda metà degli anni '90), è stata resa solidale a quest'ultimo mediante l'ancoraggio di alcuni dei nuovi pilastri a quelli del corpo di fabbrica originario ed ai relativi elementi fondali.

Il corpo A, articolato nel suo complesso in n. 8 livelli fuori terra, solo per i primi tre impegna l'intera superficie d'impronta; ai piani superiori si ha una netta riduzione di quest'ultima che assume una forma del tipo a T, con anima caratterizzata da larghezza e lunghezza pari rispettivamente a m 24.15 e a m 5.65, ed ala inscritta in un rettangolo con dimensioni pari a m 50.5 e a m 8.5, dalla quale sul lato con esposizione a Sud aggetta un rettangolo con dimensioni pari a m 34.05 e a m 2.90. Nella sola porzione di impronta al piano terra ubicata in corrispondenza di quest'ultima e di maggiore estensione rispetto alla stessa, in continuità con l'adiacente porzione di fabbricato (corpo B), è presente un unico livello fuori terra. Nella restante porzione d'impronta, escludendo quella occupata dalla parte di fabbricato con il massimo numero di livelli, si distinguono due porzioni di fabbricato a tre livelli dei quali uno in continuità con quest'ultima per la sua totale larghezza, l'altro con collocazione planimetrica in alto a destra, è collegato in corrispondenza del vano scala mediante un corridoio, originariamente a due livelli divenuti tre in epoca più recente, di larghezza

pari a m 4.65. Un secondo corridoio, di collegamento tra le due porzioni di fabbricato a soli tre livelli, è ubicato sul lato con esposizione nord dell'intera impronta in pianta, ed è caratterizzato originariamente da soli due livelli e da una impronta in pianta rettangolare con dimensioni pari a m 11.9 e a m 4.05; in epoche successive alla edificazione del padiglione detto corridoio ha visto aumentare sia la sua impronta in pianta con un incremento della larghezza pari a m 4.0 che il suo sviluppo altimetrico che è divenuto a tre livelli per la parte originaria e a due livelli nella parte di più recente edificazione.

Sulla copertura delle porzioni di fabbricato a tre livelli di cui innanzi sono ubicate le macchine degli impianti meccanici a servizio dell'ospedale; su parte della copertura del secondo delle citate porzioni di fabbricato è presente un volume tecnico con originaria impronta in pianta di tipo rettangolare avente dimensioni pari a m 6.10 e a m 4.95 che, incrementata in epoca successiva con ampliamento di volume, oggi risulta del tipo ad L con dimensioni massime pari a m 8.25 e a m 9.20.

Nell'angolo in basso a sinistra dell'intera impronta in pianta del corpo A, in prosecuzione con la porzione di fabbricato ad unico livello, è ubicata una ulteriore parte del corpo di fabbrica con soli tre livelli in elevazione.

Una ulteriore superfetazione è presente al terzo livello (piano secondo) ove in epoca successiva all'edificazione del padiglione è stato coperto il piccolo terrazzo ubicato planimetricamente tra il primo dei due corridoi di collegamento di cui in precedenza e l'anima della impronta a T della porzione pluripiano, alla sinistra di quest'ultima.

L'ingresso al padiglione è ubicato al piano primo ove, superata una ampia rampa carrabile collocata planimetricamente sulla estrema sinistra dell'impronta in pianta del corpo A, si accede ad un vasto atrio in cui è ubicato (sulla destra entrando) un ambiente ospitante il servizio di guardiania; nell'area occupata dal citato ingresso, il padiglione si articola solo su due livelli fuori terra.

Il collegamento verticale tra i vari piani dell'intero corpo di fabbrica è garantito dalla presenza di due scale a doppio rampante, entrambe ubicate nel corpo A alle due estremità dell'impronta in pianta della porzione di fabbricato con il maggior numero di livelli, delle quali una in prossimità del limite sinistro di quest'ultima e l'altra sulla estrema destra della stessa, ove sussiste l'aderenza con il corpo B del padiglione. Ad implementare il collegamento tra gli otto piani dell'intero fabbricato sono preposti n. 6 impianti di sollevamento dei quali due, disposti affiancati, sono planimetricamente ubicati nell'anima dell'impronta a T della porzione con il massimo numero di livelli, dei rimanenti uno è ubicato all'interno del pozzo scala collocata all'estrema destra del corpo A, un altro all'esterno del detto vano scala in adiacenza allo stesso, un terzo nell'ampliamento del secondo dei corridoi di collegamento di cui in precedenza sul limite destro della propria impronta in pianta, l'ultimo all'interno della porzione di fabbricato del corpo A a tre livelli ubicata in alto a sinistra della sua impronta in pianta. All'esterno del fabbricato, nello spazio aperto presente tra il corpo B e la porzione del corpo A articolata su soli tre livelli in elevazione ubicata in alto sulla destra della sua impronta in pianta, in adiacenza a quest'ultima e con accesso al primo dei corridoi di collegamento di cui in precedenza, è collocata una scala d'emergenza con struttura portante in acciaio da carpenteria metallica.

Sulla copertura della porzione del corpo A ospitante il maggior numero di livelli, alla quale è possibile accedere da entrambe le scale di cui innanzi sono ubicati due distinti volumi tecnici entrambi ospitanti le macchine dei citati impianti di sollevamento dei quali, uno ubicato in adiacenza del vano scala in aderenza al corpo B, l'altro nell'anima dell'impronta a T della citata porzione del corpo A; la copertura di detti locali risulta estesa fino ad inglobare quella dei due torrioni scala con la copertura di un corridoio di collegamento tra queste ultime.

In merito alle destinazioni dei vari livelli presenti nell'intero padiglione Ravaschieri si riporta quanto di seguito:

- Piano terra:
 - Corpo A: depositi, uffici, locali a servizio del personale medico, paramedico e dei tecnici della manutenzione, centrale termica, locali tecnici, cappella, sala mortuaria, bar, virologia, medicina legale, analisi del passo e riabilitazione robotica;
 - Corpo B: cucina, deposito farmacia (porzione del fabbricato ad unico livello);

- Piano primo:
 - Corpo A: atrio, uffici, locali tecnici, laboratorio analisi, diagnostica, locali a servizio del personale medico e paramedico, ambulatori e relative sale di attesa;
 - Corpo B: farmacia con annessi uffici e piccoli depositi;
- Piano secondo:
 - Corpo A: uffici direzione sanitaria, complesso operatorio, diagnostica, locali a servizio del personale medico e paramedico, uffici e depositi;
 - Corpo B: reparto di neurologia;
- Piano terzo:
 - Corpo A: reparto di neurochirurgia;
 - Corpo B: reparto di neurochirurgia;
- Piano quarto:
 - Corpo A: reparto di oculistica e otorinolaringoiatria;
 - Corpo B: reparto di ortottica;
- Piano quinto:
 - Corpo A: reparto di ortopedia;
 - Corpo B: reparto di ortopedia;
- Piano sesto:
 - Corpo A: centro di neurologia e riabilitazione neurosensoriale;
 - Corpo B: chirurgia protesica della sordità.

Le superfici lorde dei vari piani dell'intero padiglione Ravaschieri sono all'incirca le seguenti:

- 2.268 mq per il piano terra;
- 1.986 mq per il piano primo;
- 1.823 mq per il piano secondo;
- 1.018 mq per il piano terzo;
- 902 mq per i piani quarto, quinto, sesto;
- 289 mq per il piano settimo.

Le altezze nette interne di ciascun piano sono pari a circa: 3,05 m per il piano terra; dal seminterrato fino al piano settimo; 3,15 m per i piani dal primo al sesto; 2,80 m per il piano copertura della porzione del corpo A con il maggior numero di livelli; 2,35 per il locale tecnico sulla copertura della porzione di fabbricato a tre livelli; 2,40 m per le superfetazioni di entrambi i corridoi di collegamento innanzi descritti.

Si riportano a seguire a titolo esemplificativo alcune foto aeree dei prospetti esterni dell'edificio.



Vista aerea
angolo
Nord-Ovest

Vista aerea
prospetto
Sud



Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati di rilievo architettonico, tavole RAV.07 e RAV.08 dello studio sulla vulnerabilità del fabbricato di cui innanzi.

4. CARATTERISTICHE STRUTTURALI DELLO SCHEMA RESISTENTE

Come specificato nel paragrafo precedente, l'edificio oggetto di verifica si compone di n. 2 corpi di fabbrica/unità strutturali denominati "A" e "B", separati da esiguo giunto tecnico come indicato nei grafici strutturali.

La struttura portante di entrambe le unità strutturali è in conglomerato cementizio armato e con copertura piana.

Nel seguito una breve descrizione per i diversi corpi di fabbrica.

Corpo A

L'edificio è caratterizzato dalla presenza di porzioni con estensione altimetrica variabile da un minimo di un unico livello ad un massimo di otto livelli passando per un'altezza intermedia di due e tre livelli. L'unità strutturale denominata "Corpo A", che rappresenta l'edificio principale dell'intero padiglione Ravaschieri, si estende in elevazione per massimo n. 8 impalcati realizzati in epoche differenti ed è caratterizzato per la maggior parte da una struttura portante costituita da telai piani unidirezionali di pilastri e travi disposti principalmente nella direzione Est-Ovest su cui scaricano i solai per la porzione di fabbricato di maggiore altezza, e nella direzione Nord-Sud per le porzioni di corpo di fabbrica articolate su tre livelli in elevazione. Sono presenti, oltre alle travi trasversali perimetrali avete funzione porta-tamponatura, anche alcune travi trasversali intermedie, che ricevono lo scarico dei solai con orditura invertita in alcune porzioni limitate di carpenteria. I solai, con orditura in direzione Nord-Sud per la prima delle due porzioni di fabbricato di cui innanzi e in direzione Est-Ovest per la seconda, sono di tipologia differente in funzione dell'epoca di costruzione.

La quasi totalità dei solai costituenti i vari impalcati presenti nel corpo di fabbrica originario sono del tipo latero-cementizio misti in c.a. con sovrastante soletta in c.a. di spessore strutturale 30+5 cm e con travetti avente base di larghezza di circa 12 cm con interasse pari a 50 cm; quelli di copertura dei locali tecnici sulla porzione di fabbricato a tre livelli e su quella contenente il massimo numero di livelli presenti, di tipologia analoga alla precedente, hanno uno spessore strutturale pari

a cm 20+4 con travetti avente base di larghezza di 10 cm circa posti ad interasse di 50 cm. La copertura dell'ampliamento del locale tecnico sulla porzione di fabbricato a tre livelli è costituita da un solaio a putrelle e tavelloni con travi costituite da profili tipo IPE160 posti ad un interasse pari a circa cm 90. La copertura delle superfetazioni di entrambi i corridoi di collegamento è del tipo in acciaio con lamiera grecata con sovrastante getto di calcestruzzo.

Come accennato nel paragrafo precedente, al padiglione Ravaschieri si accede percorrendo una rampa carrabile costituita da una soletta piena in calcestruzzo di spessore pari a circa cm 30.0 sostenuta da setti di pari tipologia costruttiva, alcuni dei quali, quelli disposti lungo parte del perimetro sono in aderenza al corpo di fabbrica principale. Al piano primo, quota di sbarco della detta rampa, ove è presente un ampio atrio la cui copertura, sorretta da un sistema di colonne in acciaio tipo HEA, è caratterizzata da una struttura portante in acciaio da carpenteria metallica con doppia orditura di travi (principali e secondarie) con sovrastante lamiera grecata e connesso getto di calcestruzzo.

La copertura della porzione di fabbricato ad unico livello oggetto dell'intervento di ristrutturazione della cucina, come evidenziato nelle carpenterie del progetto esecutivo riportate alla pag.17, è costituito da un solaio latero cementizio di spessore strutturale pari a cm 24+6 con travetti di larghezza pari a cm 10 disposti con interasse pari a cm 50; la restante porzione dell'impalcato di copertura del volume ad unico livello non interessata dal citato intervento di ristrutturazione è invece caratterizzato da una altezza strutturale pari a cm 30+5 con travetti di larghezza pari a cm 12 ad interasse pari a cm 50. Alcuni dei nuovi pilastri in c.a. a sostegno della nuova copertura sono stati solidarizzati a quelli dell'originario corpo di fabbrica mediante inghisaggio diffuso.

Entrambe le scale presenti alle due estremità della porzione alta del corpo di fabbrica sono del tipo a travi a ginocchio con gradini a sbalzo; i pianerottoli di arrivo e di riposo sono entrambi costituiti da solette piene di spessore pari a circa cm 15.

All'estradosso dell'impalcato di copertura del settimo piano, lungo tutto il perimetro esterno dello stesso è presente un parapetto in muratura con sovrastante cordolo in c.a. dal quale, con l'eccezione dei tratti ubicati sullo sbalzo dell'impalcato, fuoriesce con aggetto verso l'esterno del fabbricato per una lunghezza di m 1.15 circa una soletta in c.a. di spessore 15 cm, con funzione di cornicione.

Corpo B

Il corpo di fabbrica denominato B è esteso in elevazione per n. 7 impalcati ed è costituito da telai piani di pilastri e travi in c.a. orditi in direzione est-ovest.

Dal 1° al 7° impalcato i solai, ad eccezione della copertura della porzione di fabbricato ad unico livello oggetto dei lavori di ristrutturazione della cucina costituita da un solaio latero cementizio di spessore strutturale pari a cm 24+6 con travetti di larghezza pari a cm 10 disposti con interasse pari a cm 50, sono di tipo latero-cementizi di altezza strutturale 30+5 cm con travetti avente base di larghezza 12 cm posti ad interasse di 50 cm.

La citata porzione di fabbricato monopiano oggetto del detto intervento di ristrutturazione è stata resa solidale all'originario corpo di fabbrica mediante l'ancoraggio di alcuni dei nuovi pilastri a quelli adiacenti di quest'ultimo ed ai relativi elementi fondali costituiti da plinti su pali $\Phi 50$.

Il "Corpo B" nella zona di contiguità con il "Corpo A" risulta del tutto indipendente e separato da quest'ultimo.

Come per il corpo A anche per quello definito B all'estradosso dell'impalcato di copertura del settimo piano, lungo tutto il perimetro esterno dello stesso, ad eccezione della parte di quest'ultimo definente il limite esterno dello sbalzo, è presente un parapetto in muratura con sovrastante cordolo in c.a. dal quale, con l'eccezione dei tratti ubicati sullo sbalzo dell'impalcato, fuoriesce con aggetto verso l'esterno del fabbricato per una lunghezza di m 1.15 circa una soletta in c.a. di spessore 15 cm, con funzione di cornicione.

Relativamente alle fondazioni sono stati eseguiti due saggi ispettivi al fine di identificarne la tipologia, la geometria e la quota di posa. Il primo saggio è stato eseguito in corrispondenza del pilastro al filo n. 94 del corpo di fabbrica A. Nonostante sia stata attinta la quota -1.50 m circa

dall'estradosso della preesistente pavimentazione, non è stato rinvenuto alcun elemento fondale; considerando uno spessore della suola del plinto pari non inferiore a circa 1 m, ne discende che il piano di posa è ubicato a non meno di m 2.50 circa dal detto calpestio. Purtroppo per ragioni di sicurezza, in garanzia anche della preservazione dei prodotti farmaceutici depositati all'interno del locale interessato dalla indagine, non è stato possibile approfondire ulteriormente lo scavo.

Il secondo saggio è stato eseguito in corrispondenza del pilastro al filo n. 65 all'esterno del Corpo di fabbrica B. Dalle misurazioni eseguite a scavo ultimato è emersa la presenza di un plinto su pali caratterizzato da una impronta in pianta di dimensioni pari a m 2.5x2.1, da uno spessore pari a circa m 1.1 e da una imposta ubicata a circa m 2.6 dall'estradosso della pavimentazione esterna al fabbricato. Il palo parzialmente messo a nudo all'intradosso del plinto è risultato dotato di un diametro pari a circa cm 50; dai risultati della indagine georadar in foro eseguita nelle immediate vicinanze del palo è emersa una lunghezza di quest'ultimo pari a circa 11.0 m, dimensione tale da consentire l'attestamento nello strato di cenerite con estradosso a -13.0 m circa dal piano campagna, caratterizzato da discrete caratteristiche meccaniche.

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati di rilievo strutturale, tavole RAV.09, RAV.10 e RAV.11 dello studio sulla vulnerabilità del fabbricato innanzi descritto.

5. FASE DI INDAGINE E CONOSCENZA DELL'EDIFICIO

Per valutare la vulnerabilità sismica delle strutture esistenti e per definire il più appropriato livello di sicurezza nei confronti delle azioni sulle strutture, è stato fondamentale l'acquisizione del maggior numero di informazioni relative alla storia progettuale, alla geometria ed alle caratteristiche dei materiali che costituiscono le strutture portanti.

La conoscenza dell'edificio, nel caso specifico, è stata conseguita con ricerche storiche, con lo studio delle tipologie costruttive relative all'epoca di costruzione, con accurate operazioni di rilievo, con indagini strumentali e con saggi a vista.

L'operazione di caratterizzazione non è scaturita solo da una semplice interpretazione ed estensione dei risultati delle indagini, ma è stata anche il frutto di una più complessa analisi dell'edificio che ha compreso l'individuazione dei principi e delle tecniche con le quali le strutture sono state concepite e realizzate.

Si è proceduto quindi:

1. al rilievo geometrico e strutturale sia degli elementi portanti verticali sia degli elementi portanti orizzontali, con l'individuazione dei carichi gravanti;
2. all'analisi dei dettagli costruttivi mediante indagini pacometriche e saggi diretti;
3. alle verifiche ed indagini in situ mediante saggi a vista, carotaggi, estrazioni di barre di armature e prove indirette quali sclerometriche, ultrasoniche e durometriche.

Per la caratterizzazione sismica e per la caratterizzazione meccanica dei terreni di fondazione si è fatto riferimento alla Relazione Geologica a firma del Dott. Geol. Roberto Rolandi, cui si rimanda per i dettagli.

Per maggiori dettagli circa le prove eseguite e la loro localizzazione si rimanda alla relazione e ai grafici riguardanti le indagini diagnostiche, elaborato RAV.03_Rel-Ind dello studio sulla vulnerabilità del fabbricato di cui in premessa.

5.1 Livello di conoscenza

La conoscenza dell'edificio è stata conseguita con un livello di approfondimento, funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storico-documentale, della documentazione rinvenuta e delle indagini sperimentali così come definito nella "Circolare NTC" pari a: "**LC3**" che consente di poter adottare un "**Fattore di Confidenza FC = 1,00**".

In relazione al livello di conoscenza conseguito si precisano i seguenti aspetti relativi a: geometria, dettagli costruttivi e materiali.

- Geometria: è stata ricavata sulla base della documentazione rinvenuta e mediante un rilievo metrico completo integrato da diversi saggi a vista;
- Dettagli costruttivi: sono state eseguite "*indagini esaustive*" non avendo a disposizione i grafici del progetto originario. In particolare, è stata eseguita una campagna di indagini metriche e pacometriche per l'individuazione delle armature presenti negli elementi strutturali. Le indagini eseguite in maniera indiretta tramite pacometro sono state ulteriormente confermate dai riscontri effettuati con saggi diretti che hanno consentito oltremodo la lettura esatta, mediante calibro di precisione, del diametro delle barre metalliche;
- Proprietà dei materiali: le informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono state desunte dall'elaborazione dei dati delle prove di laboratorio mediante campioni estratti in situ (carotaggi e barre di armatura). Il numero di prove effettuate è stato determinato in funzione del livello di conoscenza da conseguire e delle caratteristiche di omogeneità riscontrate anche mediante prove indirette quali sclerometriche, ultrasoniche e durometriche. È stato eseguito un numero di indagini corrispondente a "*prove esaustive*", come richiesto dalla normativa per il caso in oggetto.

Per maggiori dettagli circa il livello di conoscenza conseguito si rimanda alla relazione sulle indagini diagnostiche e relativi allegati, parti integranti degli elaborati relativi allo studio della vulnerabilità del fabbricato di cui in premessa (RAV.03_Rel-Ind).

5.2 Proprietà dei materiali esistenti

Per il calcestruzzo e l'acciaio di armatura dell'edificio si riportano a seguire le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzate nelle analisi numeriche, valutate sulla base delle indagini eseguite. Si chiarisce che la quantità delle indagini eseguite per la determinazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali sono in numero tale da garantire il rispetto dei minimi imposti dalla NTC e relativa Circolare per il conseguimento del livello di conoscenza precedentemente specificato. Le predette indagini sono state eseguite in modo da coprire ogni piano e corpo dell'edificio. Di seguito si riportano le resistenze dei materiali utilizzati nelle analisi numeriche:

Corpo A	
Cls - Resistenza media di calcolo	$R_m = 288 \text{ daN/cm}^2$
Acciaio da c.a. - Resistenza media di calcolo	$F_{ym} = 3374 \text{ daN/cm}^2$

Corpo B	
Cls - Resistenza media di calcolo	$R_m = 288 \text{ daN/cm}^2$
Acciaio da c.a. - Resistenza media di calcolo	$F_{ym} = 3374 \text{ daN/cm}^2$

Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione sulle indagini diagnostiche e relativi allegati e report del laboratorio, elaborato RAV.03_Rel-Ind dello studio sulla vulnerabilità del fabbricato di cui in premessa.

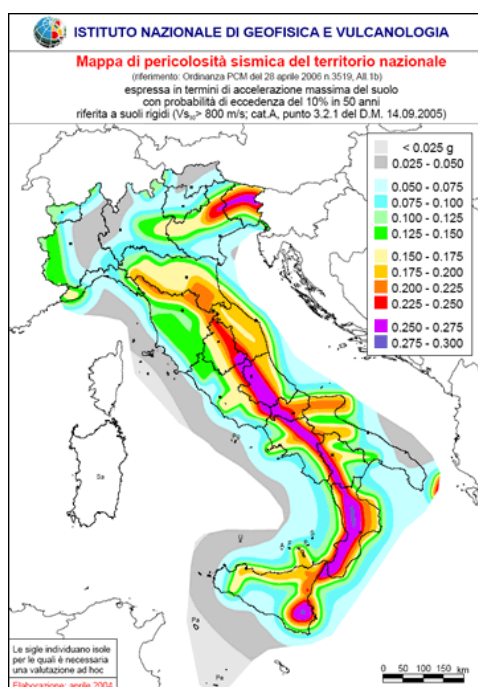
6. AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

Il seguente paragrafo ha lo scopo di stimare i parametri di progetto per la definizione delle azioni sismiche di riferimento necessarie per la valutazione della vulnerabilità delle strutture.

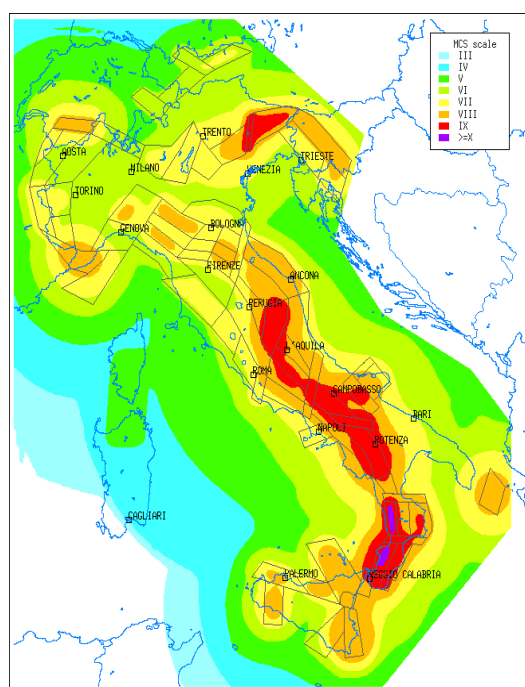
6.1 Storia sismica del sito

In Italia si verifica un terremoto con conseguenze da gravi a catastrofiche in media ogni otto anni. Ciò comporta da un lato la necessità di fronteggiare l'emergenza e la successiva ricostruzione a seguito dell'evento sismico, dall'altro di elaborare preliminarmente una strategia di difesa. Tale strategia, basata sulla normativa sismica, deve fissare i requisiti per le nuove costruzioni e definire le metodologie di intervento per il patrimonio edilizio esistente. A tal fine è necessaria l'analisi della "pericolosità sismica" e cioè la stima dello scuotimento del suolo previsto in un certo sito durante un dato periodo di tempo per effetto dei terremoti.

Tale analisi è stata condotta dal Gruppo Nazionale di Difesa dai Terremoti GNDT, utilizzando una procedura elaborata da Cornell negli anni '70 in USA. Il GNDT ha elaborato una zonazione sismogenetica del territorio italiano e regioni limitrofe che considera 80 sorgenti omogenee dal punto di vista strutturale e sismogenetico. Inoltre, ha redatto un catalogo dei terremoti avvenuti nell'intervallo temporale dall'anno 1000 al 1980 sul territorio nazionale e regioni limitrofe che consiste di oltre 3000 eventi principali (ad esclusione delle repliche); ed infine, ha sviluppato le relazioni di attenuazione dei due indicatori di pericolosità di interesse, ovvero l'accelerazione orizzontale di picco al suolo e l'intensità macrosismica.



Accelerazione di picco al suolo.

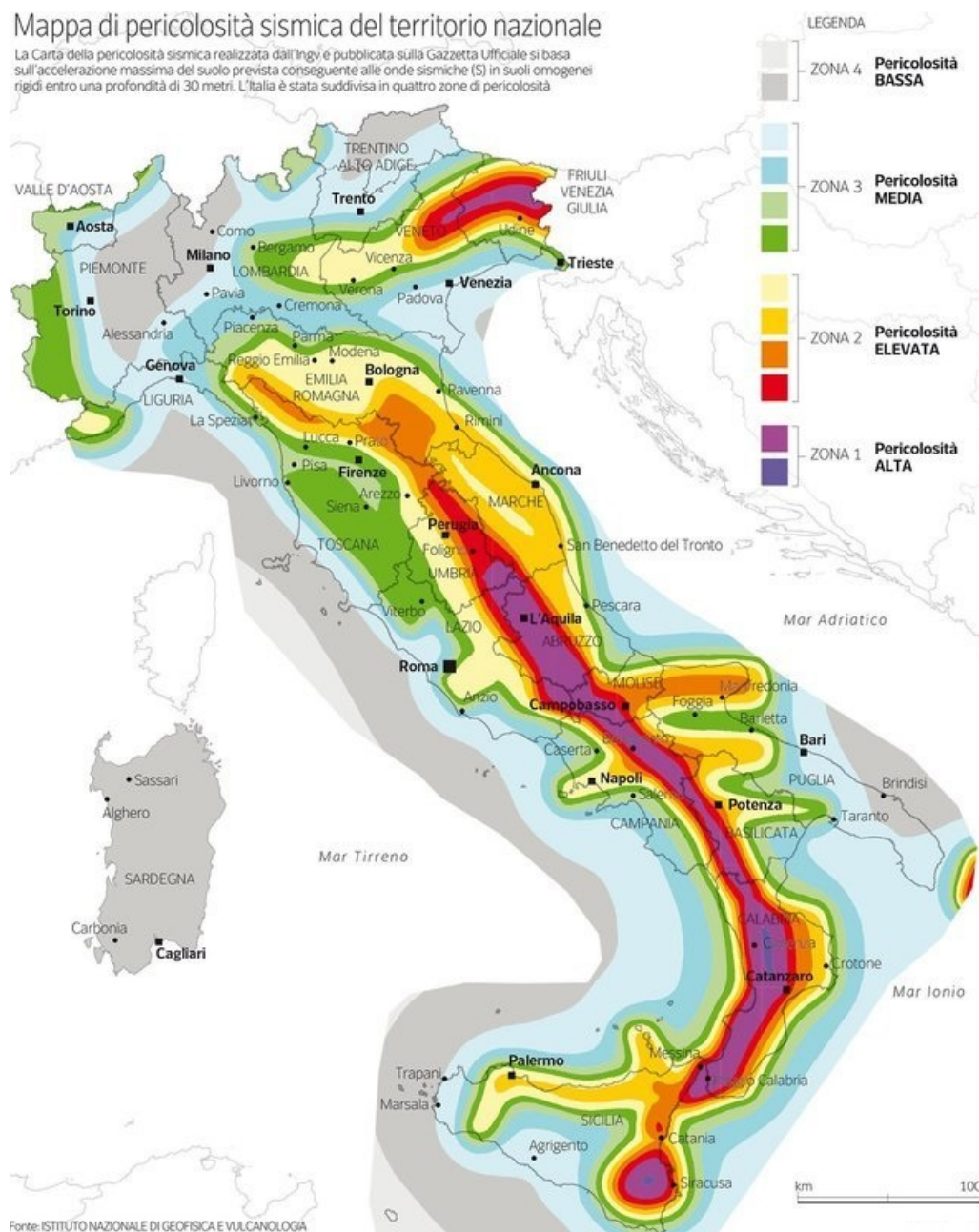


Mappa dell'intensità macrosismica.

Le figure sopra riportate rappresentano il valore dell'indicatore di pericolosità che si prevede non venga superato nel 90% dei casi in 50 anni, ovvero il valore che mediamente si ripete ogni 475 anni (cosiddetto periodo di ritorno). La scelta di tale periodo di ritorno è di tipo convenzionale, ed in particolare in campo europeo è il valore di riferimento per l'Eurocodice sismico EC8. Non corrisponde pertanto né al massimo valore possibile per la regione, né al massimo valore storicamente osservato, ma rappresenta un ragionevole compromesso legato alla presunta vita media delle strutture. L'accelerazione orizzontale di picco al suolo è il parametro di maggior interesse ingegneristico in quanto rappresenta un parametro di input ai fini dell'analisi strutturale. L'intensità macrosismica descrive invece il grado di danneggiamento causato dai terremoti, e quindi è connesso al concetto di rischio sismico.

Nell'aprile 2004 l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia ha presentato alla Commissione Grandi Rischi, Sezione Rischio Sismico, la mappa di pericolosità sismica "MPS04" elaborata secondo i criteri proposti dall'Ordinanza PCM 3274 (<http://zonesismiche.mi.ingv.it>).

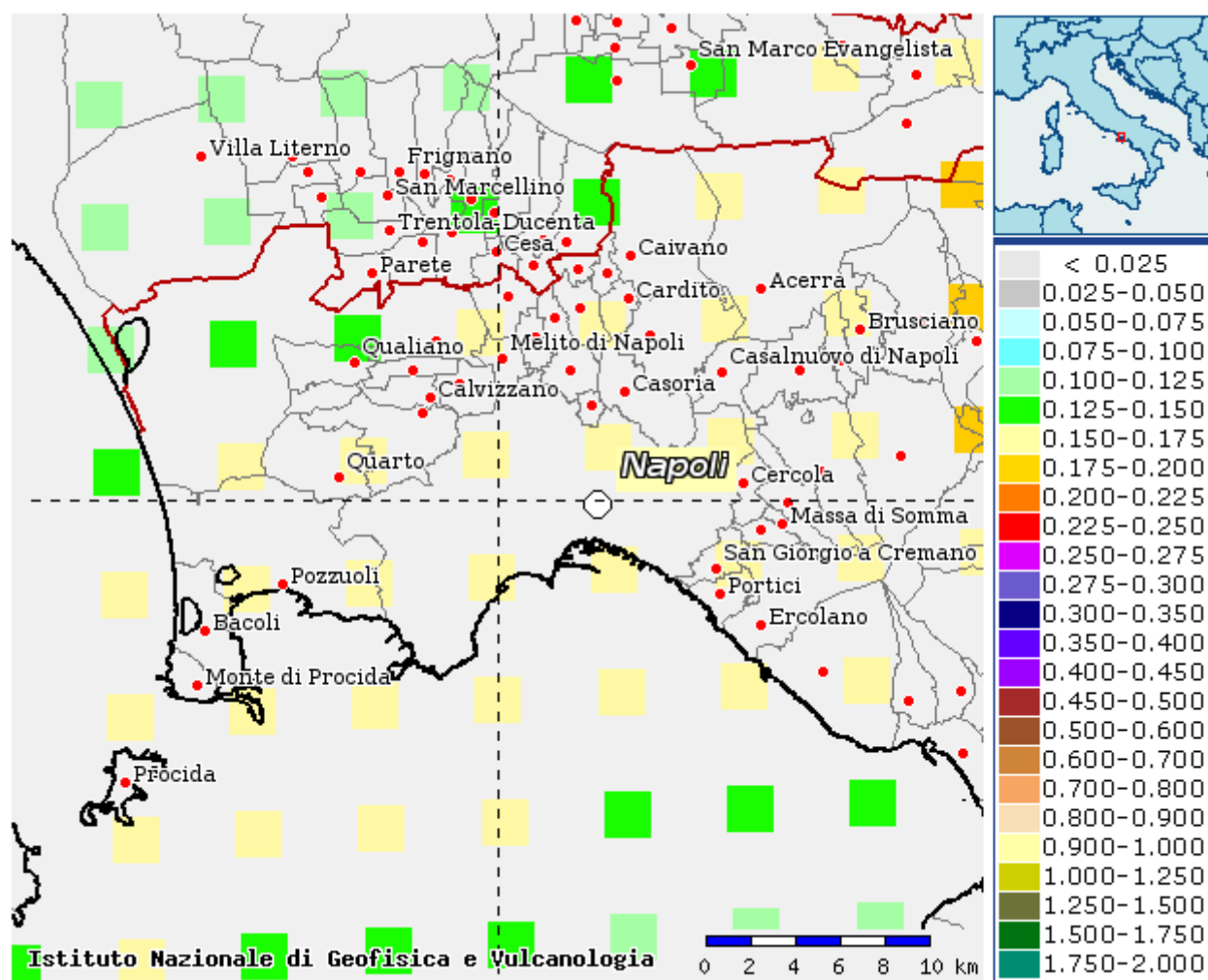
Nel corso dell'anno 2006 una nuova Ordinanza (OPCM 3519/2006) ha adottato la mappa di pericolosità sismica "MPS04" quale riferimento ufficiale e ha definito i criteri che le Regioni devono seguire per aggiornare le afferenze dei Comuni alle 4 zone sismiche.



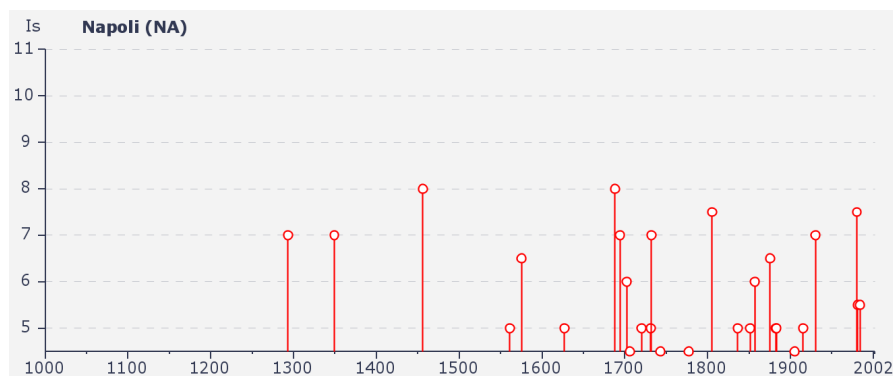
Zone sismiche del territorio italiano. Ordinanza PCM 3274 del 20/03/2003 e ss.mm.ii..

Infatti, a partire dal 2007, una apposita Commissione del Ministero delle Infrastrutture ha avviato la revisione completa della materia giungendo a più dettagliate valutazioni di pericolosità sismica pubblicate nelle nuove Norme Tecniche delle Costruzioni "NTC" (D.M. 17/01/2018). Tali valutazioni (disponibili nel sito <http://esse1.mi.ingv.it>) sono state utilizzate per definire in ogni punto del territorio italiano l'azione sismica di riferimento.

La classificazione sismica del territorio in cui ricadono gli edifici oggetto di verifica è stata eseguita, quindi, ai sensi del sopra citato D.M. 17/01/2018. La maglia elementare della griglia caratterizzante l'accelerazione orizzontale con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, per il Comune di Napoli (NA) e aree circostanti è rappresentata nella figura seguente.



Infine, per quanto attiene al Comune di Napoli sono presenti nel database "DBMI04" osservazioni macrosismiche dirette di terremoti di area epicentrale italiana. Pertanto, al fine di fornire una rappresentazione indicativa della sismicità della zona si riportano a seguire le osservazioni macrosismiche al di sopra della soglia del danno (quindi limitatamente ai casi con $I_s > 4.5$) registrate per il comune di Napoli.



Osservazioni macrosismiche di terremoti italiani al di sopra della soglia del danno ($I_s > 4.5$).

Effetti	In occasione del terremoto del:						
Is	Anno	Me	Gi	Or	Mi	Area epicentrale	Np Ix Mw
7-8	62	02	05			Pompei	4 9 5.87
7-8	79	08	25	07		Area vesuviana	6 8 5.77
7	1293	09	04			Sannio	6 9 5.90
7	1349	09	09	09		Lazio merid.-Molise	24 10 6.62
8	1456	12	05			MOLISE	199 11 6.96
3	1560	05	11	04	40	Barletta-Bisceglie	7 8 5.67
5	1561	08	19	14	10	Vallo di Diano	30 10 6.36
6-7	1575	06	05			NAPOLI	1 6-7 5.03
5	1627	07	30	10	50	Gargano	65 10 6.73
3	1638	03	27	15	05	Calabria	206 11 7.00
F	1646	05	31	04	30	Gargano	18 9-10 6.19
F	1654	07	23	00	25	Sorano-Marsica	44 10 6.17
8	1688	06	05	15	30	Sannio	216 11 6.72
7	1694	09	08	11	40	Irpinia-Basilicata	253 11 6.87
6	1702	03	14	05		Beneventano-Irpinia	37 10 6.32
3-4	1703	01	14	18		Appennino reatino	196 11 6.81
3	1703	02	02	11	05	Aquilano	70 10 6.65
4-5	1706	11	03	13		Maiella	99 10-11 6.60
5	1720	08	28			CASSINO	2 D 4.83
5	1731	03	20	03		Foggiano	50 9 6.34
3-4	1731	10	17			FOGGIA	4 6-7 5.21
7	1732	11	29	07	40	Irpinia	168 10-11 6.61
4-5	1743	02	20	16	30	Basso Ionio	77 9 6.90
4-5	1777	06	06	16	15	CALABRIA	9 6 5.53
NF	1783	02	05	12		Calabria	357 11 6.91
4	1783	03	28	18	55	Calabria	323 11 6.94
NF	1785	10	09			PIEDILUCO	33 8 5.48
7-8	1805	07	26	21		Molise	223 10 6.57
F	1806	07	21	09		CASSINO	5 D 5.11
3-4	1806	08	26	07	35	Colli Albani	35 8 5.47
3-4	1806	08	26	07	35	Colli Albani	35 8 5.47
F	1821	08	02			CATANZARO	3 7-8 5.37
F	1826	02	01	16		Basilicata	18 9 5.68
F	1826	10	26	18		MANDURIA	7 6-7 5.34
NF	1828	02	02	09	15	Casamiciola Terme	10 9 5.57
3	1832	03	08	18	30	Crotone	78 10 6.48
3-4	1836	04	25	00	20	Calabria settent.	46 10 6.16
5	1836	11	20	07	30	Basilicata merid.	17 9 5.83
F	1841	02	21			S.MARCO IN LAMIS	13 7-8 5.40
F	1846	08	08			CAMPOMAGGIORE	13 6-7 5.33
5	1851	08	14	13	20	Basilicata	102 10 6.33
4	1853	04	09	12	45	Irpinia	47 9 5.90
2	1854	02	12	17	50	Cosentino	89 10 6.15
6	1857	12	16	21	15	Basilicata	337 11 6.96
F	1861	12	09			TORRE DEL GRECO	3 6-7 5.03
3	1870	10	04	16	55	Cosentino	56 10 6.16
2	1873	03	12	20	04	Marche meridionali	196 9 5.88
2-3	1873	07	12	06	06	Monti della Meta	62 7-8 5.40
4	1874	12	06	15	50	Monti della Meta	43 8 5.47
NF	1875	03	17	23	51	Romagna sud-orient.	143 8 5.74
6-7	1875	12	06			S.MARCO IN LAMIS	97 8 6.07
3	1881	09	10	07		Abruzzo meridionale	29 8-9 5.59
5	1882	06	06	05	40	Monti del Matese	52 8 5.28
5	1883	07	28	20	25	Casamiciola Terme	27 10 5.78
2	1885	12	26			CAMPORASSO	28 7-8 5.38
NF	1887	12	03	03	45	Calabria settent.	142 9 5.52
2	1889	12	08			APRILENA	122 7 5.55
3-4	1901	07	31	10	38	Monti della Meta	76 7 5.29
F	1903	05	04	03	44	VALLE CAUDINA	80 7-8 5.17
4-5	1905	03	14	19	16	BENEVENTANO	94 6-7 4.96
F	1905	08	25	20	41	SULMONA	39 7 5.28
3-4	1905	09	08	01	43	Calabria	827 10-11 7.06
3-4	1905	11	26			IRPINIA	136 7-8 5.32
2	1908	12	28	04	20	Calabria meridionale	786 11 7.24
4	1910	06	07	02	04	Irpinia-Basilicata	376 9 5.87
4	1913	10	04	18	26	MATESE	205 8 5.40
5	1915	01	13	06	52	AVEZZANO	1040 11 6.99
F	1916	07	03	23	21	STROMBOLI	18 6-7 5.07
2-3	1919	10	22	06	10	ANZIO	142 7 5.53
3	1922	12	29	12	22	SORA	102 7 5.60
3	1923	11	08	12	28	MURO LUCANO	28 6 5.01
3	1924	03	26	20	50	SANNIO	12 5 4.64
3-4	1924	05	09	05	48	SOLOFRA	8 4-5 4.78
RS	1925	03	08	15	46	NICOSIA	19 7 4.93
2	1925	09	24	13	33	Molise occidentale	50 7-8 5.40
RS	1926	08	17	01	42	ISOLA DI SALINA	44 7-8 5.32
4	1927	05	25	02	50	CERRETO	54 6-7 5.16
NF	1927	12	26	15	06	Colli Albani	38 8 5.02
4	1930	04	27	01	46	SALERNITANO	30 7 4.72
7	1930	07	23	00	08	Irpinia	509 10 6.72
3	1930	10	30	07	13	SENIGALLIA	263 8-9 5.94
3	1936	04	03	18	42	VALLE CAUDINA	10 6 4.58
3	1948	08	18	21	12	Puglia settent.	59 7-8 5.58
RS	1967	12	09	03	09	ADRIATICO MER.	22 5 4.83
4	1975	06	19	10	11	MATTINATELLA	15 6 5.14
4	1979	09	19	21	35	Valnerina	691 8-9 5.90
7-8	1980	11	23	18	34	Irpinia-Basilicata	1317 10 6.89
5-6	1981	02	14	17	27	BAIANO	85 7-8 4.91
4	1982	03	21	09	44	MARATEA	126 7-8 5.20
NF	1984	04	29	05	02	GUBBIO/VALFABBRICA	709 7 5.68
5-6	1984	05	07	17	49	Appennino abruzzese	912 8 5.93
3	1996	04	03	13	04	IRPINIA	557 6 4.92

Come si può osservare dalla figura e dalla tabella precedente, per l'area di riferimento la massima intensità al sito "Is" valutata nella scala MCS (Scala Mercalli-Cancani-Sieberg), riferita ad un'epoca non recente, risulta essere pari a 7-8 ed è stata registrata nel corso dell'evento sismico del 23.11.1980 area epicentrale "Irpinia-Basilicata".

Il territorio di Napoli (NA) risulta, quindi, interessato da una pericolosità sismica di tipo medio-alta; a tale scopo si ricorda, infatti, che secondo la classificazione sismica di cui all'Allegato 1 della OPCM 3274/2003 (valida solo per fini amministrativi) il comune era definito come "Zona 2" con sismicità medio-alta.

6.2 Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione, secondo le "NTC", sono caratterizzate da un periodo di riferimento V_R e da prescelte probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} , associate ai vari stati limite.

Per definire il periodo di riferimento occorre individuare la vita nominale della struttura (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) e la classe d'uso.

La vita nominale V_N dei diversi tipi di opere è stabilita come nella tabella seguente:

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

La classe d'uso, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, in presenza di azioni sismiche, è stabilita come a seguire:

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 DM 5/11/2001, 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.

cui corrispondono i seguenti coefficienti:

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

Nel caso specifico, trattandosi di un edificio a destinazione ospedaliera in accordo con la Stazione Appaltante, si è fatto riferimento alla tipologia **"Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari ≥ 50 anni"**, il cui uso prevede **"Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti"** cui corrisponde **"Classe d'uso IV – $C_U = 2$ "**, pertanto il **"Periodo di riferimento per l'azione sismica"** vale:

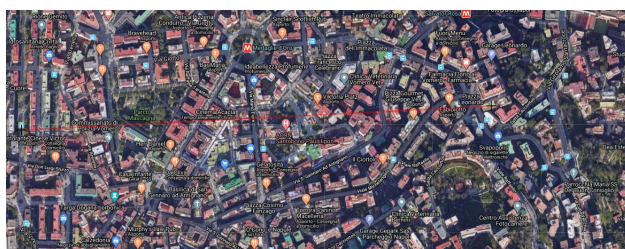
$$V_R = V_N * C_U = 100 \text{ anni}$$

6.3 Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

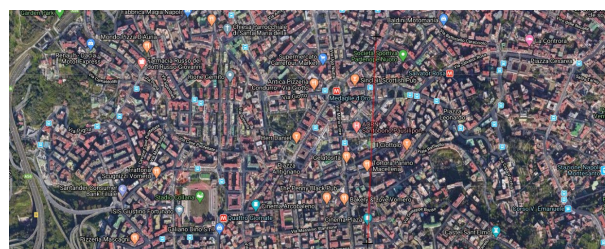
La caratterizzazione sismica del sottosuolo ai fini della determinazione della categoria di suolo di fondazione è stata effettuata sulla base delle risultanze della relazione geologica fornita dal tecnico incaricato, cui si rimanda per maggiori dettagli, che ha permesso di ricavare che l'area di sedime del fabbricato in oggetto, ai sensi delle NTC18, è classificabile come: **"Categoria di suolo di fondazione di tipo B"**.

L'identificazione della categoria di sottosuolo permette di definire i coefficienti S_s (coefficiente di amplificazione stratigrafica) e C_c (coefficiente che individua il periodo dello spettro, corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante).

Il sito in esame è ubicato in zona pianeggiante (inclinazione media minore di 15°) per cui ai sensi della tab. 3.2.III delle "NTC" la Categoria Topografica è "**T1**", e quindi ai sensi della successiva tab. 3.2.V, il "**Coefficiente di amplificazione topografica**" risulta " **$S_T = 1$** ".



Sezione topografica direzione Ovest-Est.



Sezione topografica direzione Nord-Sud.

6.4 Stati limite e relative probabilità di superamento

Il punto 3.2.1 delle "NTC" definisce, nei confronti delle azioni sismiche, quattro stati limite. Gli SLE vengono suddivisi in Stato Limite di Operatività (SLO) e Stato Limite di Danno (SLD); gli SLU in Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e Stato Limite di Collasso (SLC). Ad ogni stato limite considerato viene associata la relativa probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , come di seguito specificato:

Stati Limite	P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Si precisa che, secondo quanto indicato al punto 7.2.2 delle "NTC", le caratteristiche delle costruzioni in oggetto consentono di non considerare la componente verticale dell'azione sismica nella modellazione globale.

Le forme spettrali corrispondenti ai diversi Stati Limite di riferimento vengono definite in funzione delle relative probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , e dei parametri su sito di riferimento rigido orizzontale A_g , F_o e T_c^* , riferiti al luogo su cui sorgono le strutture:

- A_g = accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_o = massimo valore del fattore di amplificazione dello spettro elastico orizzontale;
- T_c^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Essendo consuetudine utilizzare quale parametro caratterizzante la pericolosità sismica il relativo periodo di ritorno T_R , si ricorda che quest'ultimo, fissata la vita di riferimento V_R e la probabilità di superamento P_{VR} (associata a ciascuno degli stati limite), è determinabile mediante la seguente relazione:

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

Nell'Allegato B delle "NTC" sono riportati per 10751 punti del reticolo di riferimento e per 9 valori del periodo di ritorno T_R i valori dei parametri a_g , F_o e T_c^* , da utilizzare per definire l'azione sismica di riferimento. Per un qualunque punto del territorio nazionale non ricadente nei nodi del

reticolo di riferimento, i valori dei suddetti parametri possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo contenente il punto in esame, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici. In base alle coordinate del punto geografico dove ricade l'edificio e alle caratteristiche del fabbricato e del terreno (Classe, Vita Nominale e Categoria del Suolo), è possibile dunque caratterizzare il grado di pericolosità sismica e di conseguenza ricavare i parametri che servono per la generazione del diagramma degli spettri di risposta elastici associati ai quattro stati limite previsti dalla normativa, ovvero Stato Limite di: Operatività (SLO), di Danno (SLD), di Salvaguardia della Vita (SLV) e di Collasso (SLC).

6.5 Spettri di risposta

Con riferimento all'ubicazione dell'edificio in oggetto, sono stati definiti i parametri a partire dai quali è possibile definire le forme spettrali associate ai diversi Stati Limite e precisamente:

- P_{vr} : probabilità di superamento dell'azione sismica nel periodo di riferimento della struttura;
- T_r : periodo di ritorno, espresso in anni, dell'azione sismica prevista;
- A_g/g : accelerazione orizzontale massima del terreno rapportata a quella di gravità;
- F_o : massimo valore del fattore di amplificazione dello spettro elastico orizzontale;
- T_C^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In base alle condizioni topografiche e stratigrafiche sopra descritte è possibile definire i restanti parametri ed arrivare alla definizione completa degli spettri di risposta. Si rimanda ai tabulati di calcolo per maggiori dettagli in termini di valori numerici e illustrazione grafica.

6.6 Combinazioni di carico

Le combinazioni delle azioni allo Stato Limite di Esercizio e allo Stato Limite Ultimo sono operate nel rispetto di quanto previsto al paragrafo 2.5.3 delle "NTC".

Per cui si sono applicate le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

dove:

- G_1 è il peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 è il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili;
- E è l'azione sismica;
- γ_{Gi} è il coefficiente parziale di sicurezza per G ;
- γ_{Qi} è il coefficiente parziale di sicurezza per i carichi variabili Q ;
- ψ_{0j} , ψ_{1j} , ψ_{2j} , sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili Q_k , tali valori sono restituiti dalla tab. 2.5.I delle "NTC".

Si noti che gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

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

dove il valore di Ψ_{2j} è restituito dalla tabella 2.5.I delle “NTC” di seguito riportata.

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Per l'elenco completo delle categorie e delle combinazioni di calcolo nei diversi stati limite e l'uso dei coefficienti di combinazione si rimanda ai tabulati di calcolo, elaborati TW1927.PD.0008a.RAV.PNN.MD.R.00 relativo all'analisi statica non lineare (Pushover), e TW1927.PD.0011.RAV.PNN.MD.R.00.

7. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E VERIFICHE NUMERICHE

La valutazione della sicurezza è finalizzata a determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste per i diversi stati limite, cui la struttura può resistere con il grado di protezione richiesto dalle norme e definito dai coefficienti di sicurezza sulle azioni e sui materiali.

Le modalità di verifica delle costruzioni nuove sono basate sull'uso di coefficienti parziali di sicurezza da applicare alle azioni e alle caratteristiche meccaniche dei materiali, concepiti e calibrati per tener conto dell'intero processo che va dalla progettazione, con imposizione di dati progettuali su azioni e materiali, alla concreta realizzazione.

Nelle costruzioni esistenti è cruciale la conoscenza della struttura (geometria e dettagli costruttivi) e dei materiali che la costituiscono. È per questo che viene introdotta un'altra categoria di fattori, i “fattori di confidenza”, strettamente legati al livello di conoscenza conseguito nelle indagini conoscitive. Tali fattori riducono preliminarmente i valori medi di resistenza dei materiali della struttura esistente, per ricavare i valori da adottare, nel progetto o nella verifica, ulteriormente ridotti, quando previsto, mediante i coefficienti parziali di sicurezza.

La valutazione della sicurezza è stata quindi condotta nel rispetto del Cap. 8 delle “NTC”, per lo “Stato Limite Ultimo - SLU”, con riferimento allo “**Stato Limite di Salvaguardia della Vita – SLV**”, e per lo “Stato Limite di Esercizio - SLE” con riferimento sia alla “**Stato Limite di Danno – SLD**” sia allo “**Stato Limite di Operatività – SLO**” essendo la struttura di Classe IV.

7.1 Modellazione della struttura e metodo di analisi

Il modello da analizzare rappresenta in modo adeguato la reale geometria, la distribuzione delle masse e delle rigidezze effettive, pur nelle necessarie schematizzazioni ed esemplificazioni e restituisce il comportamento reale delle strutture sotto le azioni a cui è soggetta.

La schematizzazione delle strutture, riportata sia nei grafici che nelle restanti relazioni redatte è frutto di analisi e di ipotesi più probabili nel loro complesso. Ipotesi basate sui criteri dell'epoca di

progettazione e realizzazione degli elementi strutturali, sulla consultazione della documentazione rinvenuta e sulla valutazione dei risultati dei rilievi e delle indagini diagnostiche.

La modellazione numerica è stata eseguita rispettando quanto riportato nei capitoli 7 e 8 (edifici esistenti) delle "NTC 2018" e tenendo in debito conto le corrispondenti precisazioni riportate nella "Circolare n. 7 del 21/01/2019".

In base a quanto esposto nella descrizione del sistema costruttivo valgono le considerazioni riportate nel seguito.

Per le n. 2 unità strutturali che costituiscono l'edificio "Padiglione Ravaschieri" è possibile individuare uno schema sismo-resistente alle azioni orizzontali di tipo tridimensionale con telai a più piani e più campate, orditi prevalentemente in una sola direzione.

Le travi e i pilastri in c.a. sono stati modellati con elementi ad "asta" del tipo monodimensionale.

Gli impalcati orizzontali del Corpo A e del Corpo B, in funzione delle loro caratteristiche costruttive (latero-cementizi con soletta superiore di spessore di 5 cm), possono essere considerati con comportamento diaframmatico (infinitamente rigido nel proprio piano) nelle analisi numeriche.

La schematizzazione delle fondazioni, ai fini dell'analisi sismica globale, ha previsto l'utilizzo di uno schema di incastro alla base. Tale assunzione si ritiene accettabile in quanto le strutture di fondazione, secondo quanto riportato nella relativa tavola rinvenuta del progetto originario, integrata dai saggi a vista eseguiti, sono costituite da plinti su pali collegati da travi. Le predette strutture di fondazione poggiano su uno strato di terreno ormai consolidato in termini di densità relativa. I fenomeni di consolidamento ormai in atto da tempo, fanno sì che in ogni caso lo schema fondazionale possa essere sostituito in fase di calcolo da incastri perfetti alla base degli elementi strutturali verticali.

Le tamponature e i divisori sono stati considerati unicamente in termini di massa essendo il loro contributo strutturale (in termini di rigidezza e resistenza) tale da non modificare significativamente il comportamento globale delle strutture. Gli stessi, infatti, risultano costituiti nella loro totalità da murature a doppia foderia (laterizi + laterizi o mattoni forati + laterizi) oltre a presentare in diverse zone ampie percentuali di aperture.

Le analisi numeriche e le relative verifiche per l'individuazione degli indicatori di rischio sismico sono state condotte utilizzando il metodo dell'analisi statica non lineare - pushover.

Si vuole sottolineare che, data la particolarità delle strutture in esame, i modelli finali utilizzati per le verifiche sono stati definiti a valle di una attenta e rigorosa "*Analisi di sensibilità e robustezza numerica*" tesa ad approfondire i principali aspetti che avrebbero potuto influenzare la risposta strutturale. È stata eseguita, infatti, anche un'analisi modale tesa ad individuare le principali caratteristiche dinamiche delle strutture.

Per la ricostruzione dei modelli si è fatto riferimento ai grafici di rilievo, redatti sulla base dei rilievi geometrico-strutturali eseguiti in sito e sulla base della documentazione progettuale rinvenuta nonché sulla scorta delle indagini effettuate. Le caratteristiche meccaniche e le proprietà dei materiali adottate sono state desunte dai risultati delle indagini eseguite.

Si riporta a seguire una descrizione dettagliata della procedura di calcolo utilizzata per l'esecuzione delle analisi numeriche e per la valutazione della sicurezza finalizzata all'individuazione degli indicatori di rischio sismico.

7.2 Analisi statica non lineare - Pushover

Le analisi numeriche e le relative verifiche per l'individuazione degli indicatori di rischio sismico sono state condotte utilizzando il metodo dell'analisi statica non lineare - pushover.

Questo metodo di analisi ha l'obiettivo di definire una curva di capacità globale forza-spostamento, con la conseguente definizione dei livelli di accelerazioni al suolo corrispondenti agli stati limite definiti dalle norme e dei loro rapporti con le accelerazioni attese (periodi di ritorno).

L'analisi pushover è stata, quindi, condotta sul modello tridimensionale ad elementi finiti sopra descritto. Le analisi numeriche sono state eseguite senza tener in conto del danneggiamento delle strutture sotto l'azione dei carichi sismici, ove le verifiche, per tutte le unità strutturali, sono state

condotte riferendosi alla rigidità delle sezioni resistenti valutate in condizioni non fessurate (cfr. "NTC" punto 7.2.6).

L'analisi di pushover è una analisi statica monotona, condotta in controllo di spostamenti, sottoponendo la struttura, oltre che ai carichi gravitazionali, a una distribuzione di forze orizzontali i cui rapporti relativi vengono mantenuti invariati al crescere degli spostamenti. Vengono applicate all'edificio due distinte distribuzioni di forze orizzontali (e coppie per portare in conto gli effetti legati alle eccentricità accidentali), applicate ai baricentri delle masse a ciascun piano. La distribuzione di carico applicata ha lo scopo di rappresentare la distribuzione delle forze inerziali indotte dall'evento sismico.

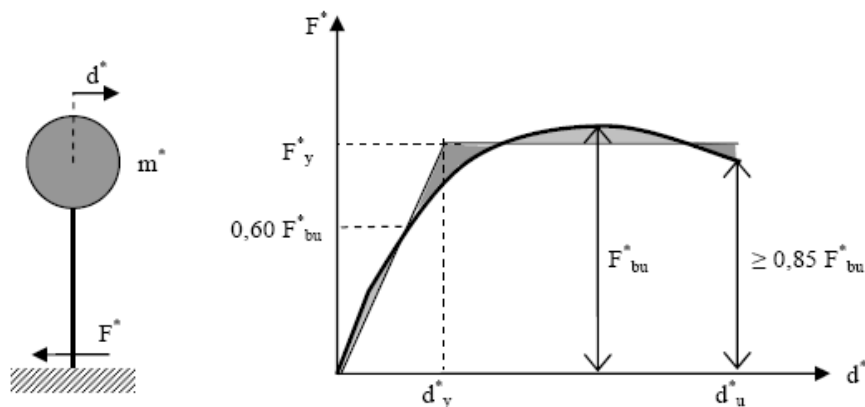
È buona norma, infatti, effettuare uno studio iniziale in ambito lineare per inquadrare preliminarmente il campo dove si colloca il comportamento meccanico della struttura. Nel caso specifico sono state eseguite analisi dinamiche modali in campo lineare al fine di acquisire informazioni importanti per meglio calibrare i parametri meccanici delle procedure statiche non lineari e per definire la distribuzione di spinta che meglio possa interpretare la risposta sismica delle strutture.

Ai sensi del punto 8.7.2 della normativa vigente "NTC" l'analisi sismica globale deve utilizzare, per quanto possibile, metodi di analisi che consentano di valutare in maniera appropriata sia la resistenza che la duttilità disponibile. Nel caso specifico, tenuto conto delle caratteristiche geometrico-meccaniche delle strutture nonché delle relative regolarità, sono state utilizzate, per tutte le unità strutturali, le due distribuzioni descritte al punto 7.3.4.2 ricadenti nel "Gruppo 1 – Distribuzioni principali" e nel "Gruppo 2 – Distribuzioni secondarie":

- Gruppo 1: in funzione dei risultati delle analisi modali eseguite preliminarmente per le varie unità strutturali, è stata scelta per tutti i corpi di fabbrica in oggetto una distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati mediante analisi dinamica lineare;
- Gruppo 2: distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione.

In particolare, nel caso di strutture più o meno regolari, la prima distribuzione è adottata con l'intento di cogliere al meglio la risposta della struttura in campo lineare e la seconda in campo non lineare.

La curva di pushover viene costruita controllando lo spostamento orizzontale di un punto rappresentativo della struttura posto in testa all'edificio (baricentro delle masse posto a quota più alta trascurando eventuali torrini) in conseguenza all'applicazione delle forze orizzontali di piano secondo l'assegnata distribuzione. Tale metodo di analisi riesce a cogliere in modo efficace la risposta sismica di costruzioni il cui comportamento sotto la componente considerata del terremoto, è governato da un modo di vibrare naturale principale caratterizzato da una significativa partecipazione di massa.



L'analisi richiede che al sistema strutturale reale venga associato un sistema equivalente ad un grado di libertà, mediante la costruzione della curva di capacità del sistema equivalente e la sostituzione di essa con una curva bilineare.

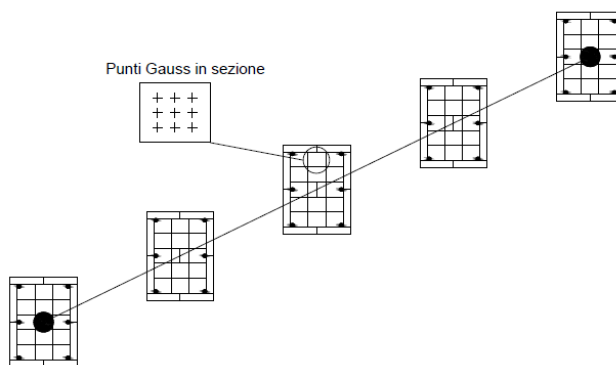
In particolare, il metodo si articola nei seguenti passi:

- determinazione di un legame forza-spostamento generalizzato tra la risultante delle forze applicate, "Taglio alla base F" e "Spostamento del punto di controllo d" usualmente scelto come il baricentro delle masse dell'ultimo piano ad eccezione di eventuali torrini. Questo legame è rappresentato dalla curva di capacità che è determinata da: a) combinazione dell'azione sismica con le altre azioni; b) modalità di distribuzione delle forze (almeno n. 2). Il numero di curve di capacità da determinare è, quindi, pari a due volte la somma del numero delle combinazioni sismiche per un totale di n. 16 curve.
- determinazione delle caratteristiche di un sistema ad un grado di libertà a comportamento bilineare equivalente;
- determinazione della risposta massima in termini di spostamento del sistema equivalente bilineare con l'utilizzo dello spettro di risposta elastico;
- conversione dello spostamento del sistema equivalente determinato come sopra nella configurazione deformata effettiva dell'edificio e verifica della compatibilità degli spostamenti per la determinazione delle accelerazioni al suolo e dei relativi periodi di ritorno corrispondenti ai vari stati limite.

La verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento limite dell'edificio e la domanda di spostamento. In altri termini la verifica viene operata confrontando la risposta massima in spostamento che rappresenta la risposta attesa per la struttura conseguente all'accadimento di un determinato evento sismico, con la capacità del sistema definita opportunamente sulla curva e ricavata tramite l'analisi di pushover. Determinata, quindi, la capacità di spostamento si ricava l'accelerazione al suolo, domanda, ed il relativo periodo di ritorno per il quale tale capacità eguaglia la domanda corrispondente allo stato limite di interesse.

Nel programma di calcolo utilizzato, l'analisi di pushover viene svolta applicando un modello capace di gestire autonomamente le leggi costitutive non-lineari dei materiali; per quanto riguarda la loro trattazione si rimanda ai tabulati di calcolo. La curva di capacità viene creata basando le proprietà degli elementi sui valori medi delle proprietà dei materiali rilevate dalle indagini e divise per i fattori di confidenza e i coefficienti parziali di sicurezza (laddove richiesto).

L'analisi statica non lineare, implementata nel software di calcolo impiegato, prevede un modello tridimensionale della struttura con elementi ad inelasticità diffusa. Per quel che riguarda le aste in cemento armato l'anelasticità è diffusa su tutto l'elemento strutturale, sia longitudinalmente che trasversalmente, attraverso elementi a fibre. Essi prevedono che lo stato di sforzo-deformazione di una sezione del generico elemento sia ottenuto mediante l'integrazione della risposta sforzo-deformazione uniassiale non-lineare di ciascuna fibra in cui la sezione è stata suddivisa.



Discretizzazione a fibre dell'elemento trave/pilastro

Il modello di riferimento adottato per le analisi globali è quello tridimensionale. Ai fini della determinazione della vulnerabilità sismica si utilizzeranno i valori di calcolo delle resistenze dei materiali ottenuti dividendo i valori medi per il fattore di confidenza FC e laddove necessario per i coefficienti parziali di sicurezza propri del metodo semiprobabilistico agli stati limite.

Nel caso di **elementi in c.a.**, la capacità di spostamento relativa agli stati limite verrà valutata sulla curva forza-spostamento, in corrispondenza dei punti così individuati.

Stato Limite di Operatività: si considera raggiunto quando lo spostamento relativo fra punti sulla stessa verticale appartenenti a piani consecutivi eccede il valore di $2/3$ di $0,005 h$ (con h altezza del piano, rif. NTC punto 7.3.6.1);

Stato Limite di Danno: si considera raggiunto quando lo spostamento relativo fra punti sulla stessa verticale appartenenti a piani consecutivi eccede il valore di $0,005 h$ (con h altezza del piano, rif. NTC punto 7.3.6.1);

Stato Limite di Salvaguardia della Vita: si considera raggiunto in corrispondenza del raggiungimento dei $3/4$ di θ_u (rotazione totale ultima rispetto alla corda ad un piano), per quanto riguarda l'attivazione dei meccanismi duttili (punto C8.7.2.3.3 della "Circolare NTC"); oppure in corrispondenza della rottura a taglio degli elementi strutturali e della rottura dei nodi non confinati per quanto riguarda l'attivazione dei meccanismi fragili.

7.3 Analisi dei carichi verticali unitari

L'analisi dei carichi verticali ai fini delle verifiche sismiche è stata condotta in accordo alle "NTC".

- Carichi Permanenti

Sono considerati carichi permanenti quelli non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, quali quelli propri della struttura e quelli relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti, intonaci, impianti ed altro. Tali carichi sono valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi per unità di volume dei materiali. Per la scelta dei coefficienti di combinazione per i diversi stati limite secondo le "NTC" tale categoria di carichi è stata divisa in: carichi permanenti strutturali e carichi permanenti non strutturali.

- Sovraccarichi Variabili

I sovraccarichi variabili sono stati valutati nel rispetto della Tab. 3.1.II delle "NTC",

Categoria A – Ambienti ad uso residenziale: Camere di degenza di ospedali	200	daN/m ²
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale: Balconi	400	daN/m ²
Categoria B1 – Uffici non aperti al pubblico e assimilabili (cfr. studi medici, ambulatori ecc.)	200	daN/m ²
Categoria B - Scale	400	daN/m ²
Categoria C2 – Aree con posti a sedere fissi (cfr. sale di attesa)	400	daN/m ²
Categoria H – Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	50	daN/m ²

- Azioni Ambientali e Naturali per l'Azione della Neve

Il carico-neve è stato valutato con la seguente espressione:

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

dove:

- q_s è il carico neve sulla copertura;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;
- q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo;
- C_E è il coefficiente di esposizione;
- C_t è il coefficiente termico.

Nel caso specifico il sito si ricade in zona I con altitudine di circa 195 m s.l.m. per cui:

$$q_{sk} = 60 \text{ daN/m}^2.$$

- Poiché il tetto ha un'inclinazione compresa nell'intervallo 0° - 30° si adotta: $\mu_i = 0.80$.
- Poiché per l'area dove insiste l'edificio non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento (a causa del terreno, altre costruzioni o alberi) si assume per C_E il valore di 1. Infine in assenza di uno specifico e documentato studio si utilizza un C_i pari a 1.
- Quindi il valore di q_s adottato per le analisi è pari a:

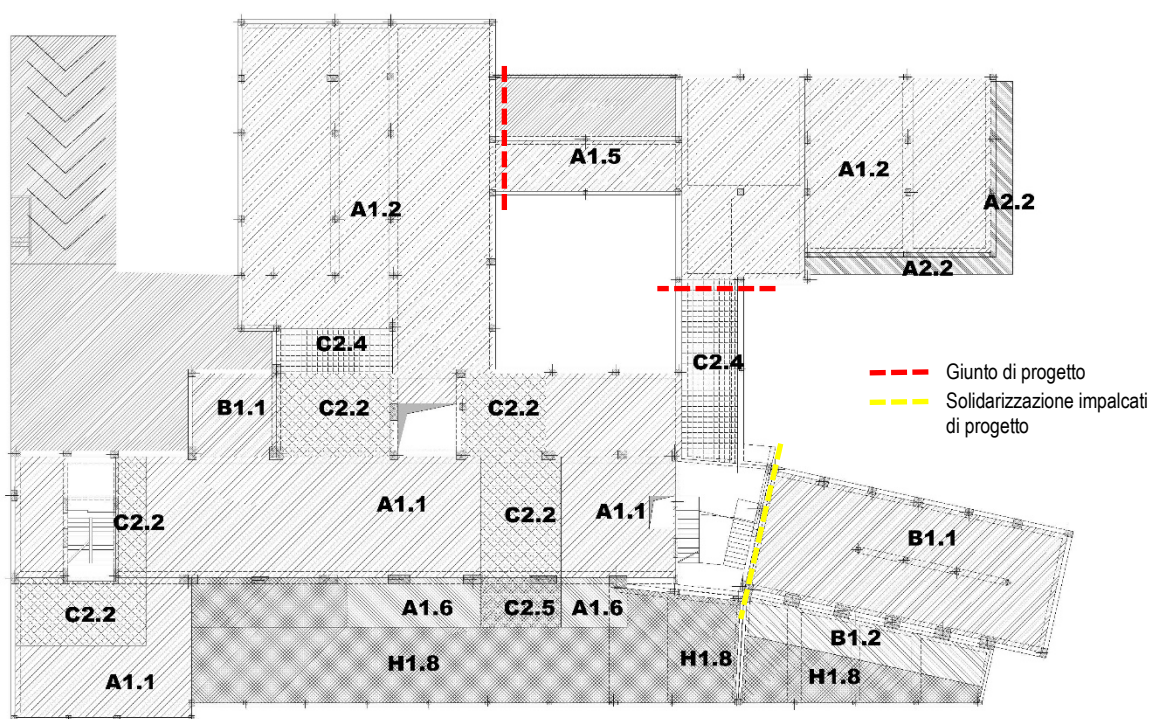
$$q_s = 0.8 \times 60 \times 1 \times 1 = 48 \text{ daN/m}^2$$

Tale carico agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

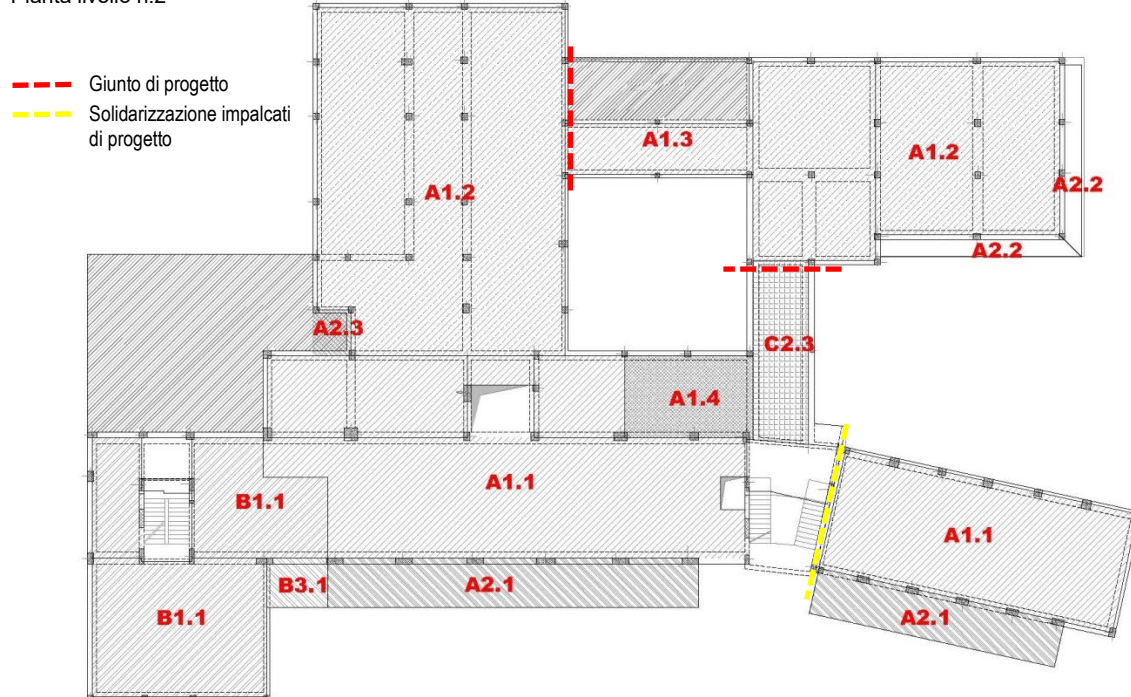
In considerazione delle diverse e numerose tipologie di distribuzione dei carichi, si rimanda al tabulato di calcolo per il riepilogo dei carichi unitari utilizzati nelle elaborazioni numeriche.

Data la consistente frammentazione delle aree d'impalcato cui sono associate le varie tipologie di carico di cui innanzi, per agevolare l'individuazione delle stesse, nel seguito se ne riporta una rappresentazione grafica di sintesi con riferimento all'intero fabbricato nello stato di fatto.

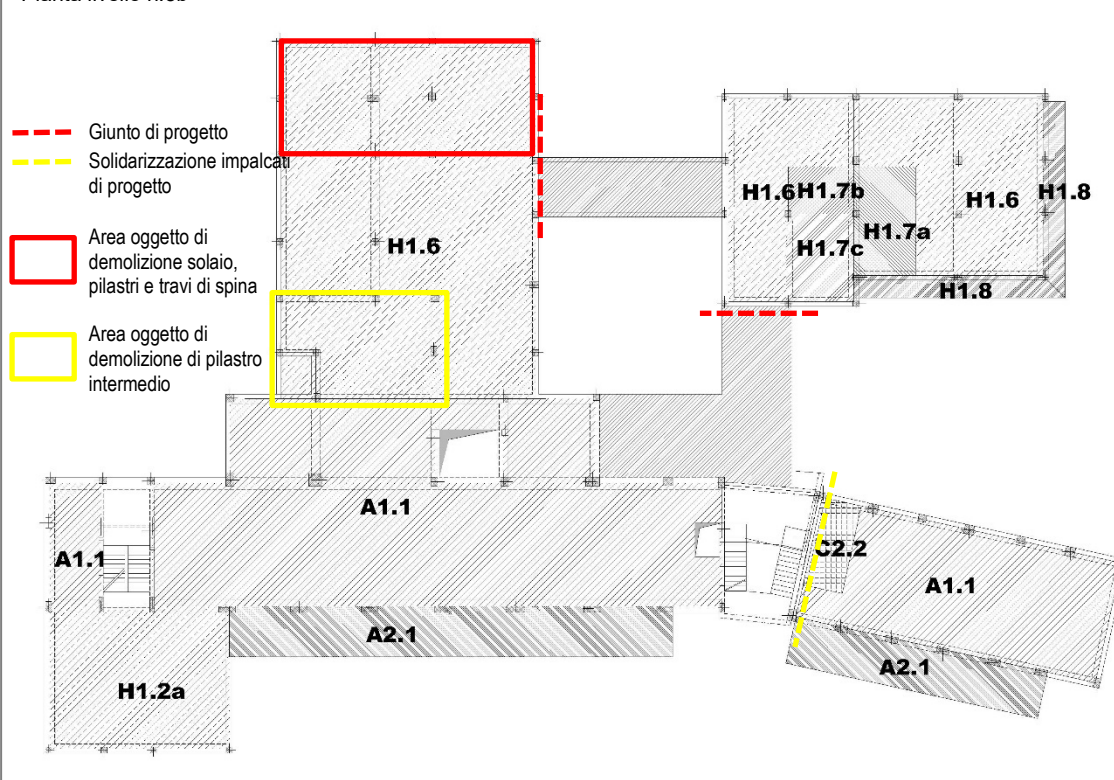
Pianta livello n.1



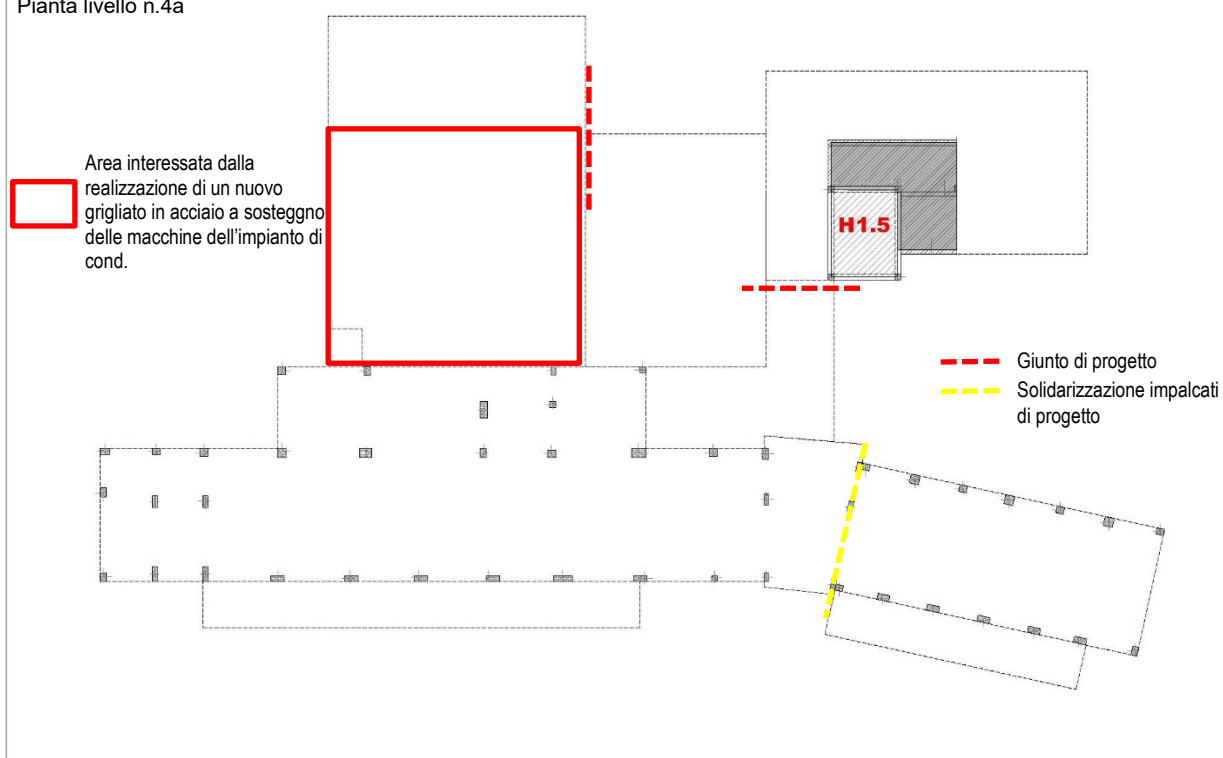
Pianta livello n.2



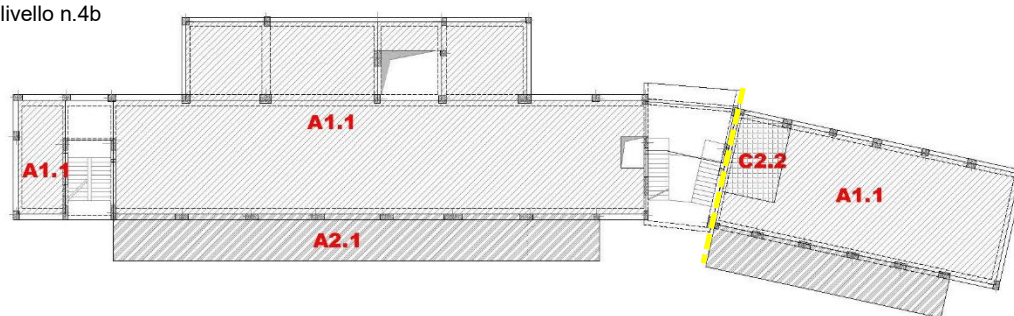
Pianta livello n.3b



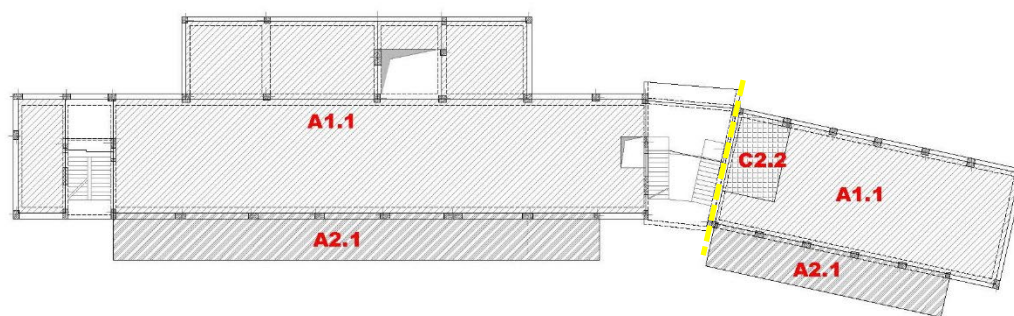
Pianta livello n.4a



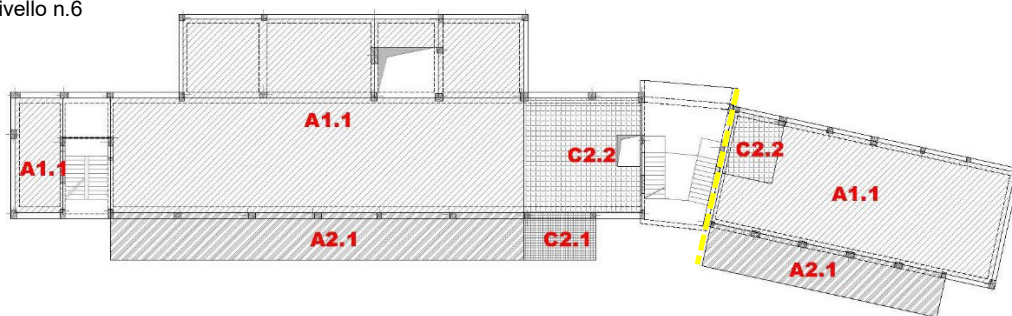
Pianta livello n.4b



Pianta livello n.5

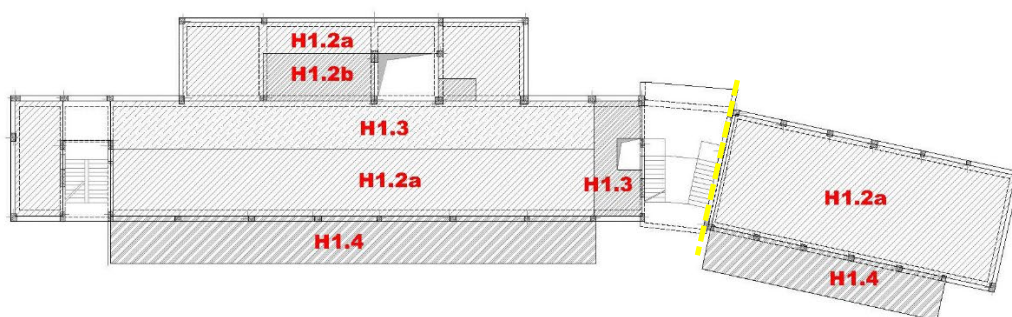


Pianta livello n.6

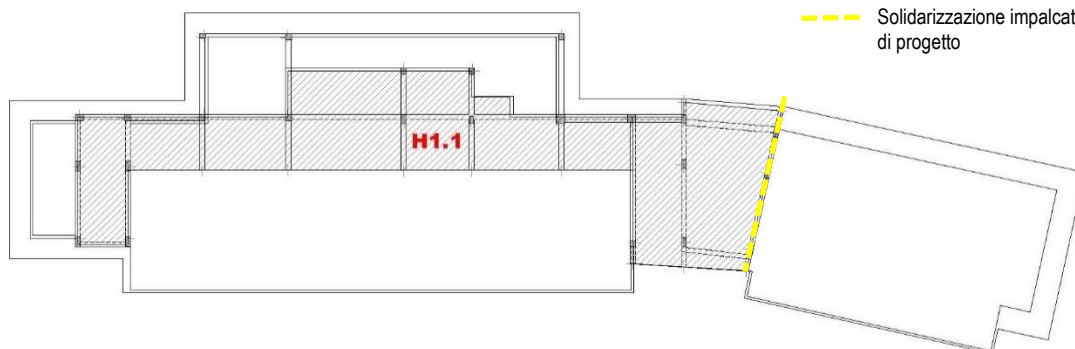


--- Solidarizzazione impalcati di progetto

Pianta livello n.7



Pianta livello n.8



--- Solidarizzazione impalcati di progetto

8. DEFINIZIONE DEGLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO

Dalle analisi numeriche e dalle verifiche effettuate nell'ambito della valutazione della vulnerabilità, i cui risultati sono riportati in dettaglio nell'elaborato RAV.04, si è evinto che l'edificio non risulta adeguato sismicamente ai sensi delle normative vigenti e pertanto risultano necessari "Interventi di consolidamento strutturale", riportati nel paragrafo 9.1 a seguire, atti ad incrementare non solo la capacità portante nei confronti dell'assorbimento delle azioni orizzontali da sisma, ma anche a risolvere alcune delle criticità relative allo stato di conservazione e vulnerabilità degli elementi non strutturali e non quantificabili numericamente.

Nel rispetto delle NTC 2018, le categorie degli interventi strutturali possono essere finalizzate a:

- Interventi di riparazione o locali che interessano singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducono le condizioni di sicurezza preesistenti;
- interventi di miglioramento atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle norme;
- interventi di adeguamento atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza previsti dalle presenti norme.

La valutazione della sicurezza nei confronti delle azioni sismiche nello stato esistente è stata effettuata attraverso gli indicatori di rischio esplicitati nella relazione di verifica e riassunti a seguire.

<i>Sintesi degli indicatori di rischio sismico allo SLE</i>				
Unità Strutturale	SLO		SLD	
	ζ_{PGA}	ζ_{TR}	ζ_{PGA}	ζ_{TR}
Corpo A	0.913	0.936	1.057	1.047
Corpo B	0.497	0.596	0.618	0.691

<i>Sintesi degli indicatori di rischio sismico allo SLV</i>						
Unità Strutturale	Rottura a taglio delle aste in c.a.		Rottura dei nodi non confinati		Rotazione alla corda delle aste in c.a.	
	ζ_{PGA}	ζ_{TR}	ζ_{PGA}	ζ_{TR}	ζ_{PGA}	ζ_{TR}
Corpo A	0.047	0.080	0.095	0.134	0.360	0.361
Corpo B	0.079	0.116	0.350	0.353	1.235	1.481

Dalle precedenti tabelle si evince che le unità strutturali - Corpo A e Corpo B - che costituiscono il "Padiglione Ravaschieri", seppur staticamente verificate, non risultano adeguate sismicamente e quindi è possibile prevedere interventi mirati all'aumento della capacità portante nei confronti delle azioni sismiche.

Preliminarmente a ciò risulta necessario procedere a degli interventi di "riparazione locale" finalizzati a risolvere le problematiche relative al degrado strutturale e alle vulnerabilità non quantificabili.

Nel seguito si riporta un elenco dei principali interventi previsti in termini di riparazione locale e di adeguamento sismico.

9. RIPARAZIONE O INTERVENTI LOCALI

A prescindere da interventi necessari ad attingere l'adeguamento sismico, di cui al paragrafo successivo, si ritengono prioritari i seguenti interventi:

- risanamento del c.a. ammalorato di alcuni elementi strutturali e cornicioni/aggetti dei prospetti esterni con idoneo trattamento e ricostruzione del copriferro con betoncino antiritiro. La lavorazione consta delle seguenti fasi:
 - Spicconatura dell'intonaco esistente;
 - Rimozione del copriferro fino a mettere a nudo le barre di armatura;
 - Spazzolatura delle barre di armatura e applicazione della malta cementizia anticorrosiva per la protezione dei ferri se ammalorati;
 - Ricostruzione dello strato di copriferro con malta a ritiro compensato fibrorinforzata;
 - Ripristino delle finiture.
 - rifacimento/revisione degli intonaci e delle lavagnette in estradosso dei cornicioni;

- posa in opera di una idonea controsoffittatura anti-sfondellamento o soluzione similare (reti anticaduta in fibra sintetica) all'intradosso di tutti i solai;
- demolizione e ricostruzione delle superfetazioni costruite nel corso degli anni con procedure "non ingegnerizzate" indicate nel paragrafo 9 relativo alle vulnerabilità non quantificabili della "Relazione sulla modellazione strutturale e sulle verifiche di vulnerabilità" (elaborato RAV.04).

10. INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO

Trattandosi di una struttura di Classe IV, edificio ospedaliero, per superare le vulnerabilità emerse dalle analisi numeriche si ritiene necessario prevedere interventi di adeguamento sismico.

La strategia di intervento a livello globale prevede l'inserimento di strutture integrative (setti in c.a. o controventi in acciaio dissipativi) in modo da incrementare la capacità di resistenza globale alle azioni sismiche di progetto.

È stata quindi impiegata, al fine di individuare in via preliminare il numero e la distribuzione degli elementi integrativi atti a contrastare l'azione sismica di progetto, una procedura semplificata.

La procedura semplificata è stata sviluppata in due punti:

- valutazione dei taglianti di piano di progetto, che sono stati dedotti da una analisi dinamica modale condotta per l'edificio in esame preliminarmente alla analisi pushover (che ha restituito gli indicatori di rischio, rappresentati nella relazione di verifica e riassunti precedentemente).
- calcolo delle capacità sismica per alcune tipologie di elementi integrativi resistenti. Tra le varie opzioni di retrofit, la scelta è ricaduta in questo caso sui controventi dissipativi ad instabilità impedita tipo BRAD, tenendo conto delle serie commerciali più diffuse. Agli elementi integrativi resistenti è stato quindi affidato il tagliante sismico di progetto ai vari piani, nella misura del 65-70% circa. Nell'ambito di tale quantificazione di massima si è trascurata quindi una aliquota di tagliante, che è assorbita dalla struttura resistente esistente.

In definitiva, l'inserimento di nuovi elementi tali da assorbire il 65-70% dei taglianti di piano di progetto, unitamente al residuo di resistenza garantito dalla struttura esistente, assicurano un significativo incremento dell'indicatore di rischio sismico, rendendolo ragionevolmente maggiore o uguale ad 1.00, che di fatto rappresenta l'attingimento dell'adeguamento sismico voluto anche **in funzione della destinazione d'uso strategica degli edifici.**

Gli interventi di adeguamento sismico di tipo globale sono poi anche integrati da interventi di tipo locale come meglio descritto nel seguito.

Gli interventi di adeguamento sismico si rendono necessari come descritto nei paragrafi della relazione di verifica, poiché il manifestarsi di azioni orizzontali pongono le unità strutturali dell'edificio in condizioni di particolare vulnerabilità, a causa essenzialmente, della scarsa rispondenza ai principi fondamentali della progettazione sismo-resistente previsti dagli attuali codici normativi.

L'adeguamento di un edificio esistente richiede interventi tali da incrementare il livello di prestazione nei confronti delle condizioni di esercizio (Stato Limite di Danno e Operatività) e della salvaguardia delle vite umane (Stato limite SLV).

Le principali opere di adeguamento sismico, poste naturalmente all'interno di un organico quadro progettuale possono ricondursi a due principali filosofie di intervento: interventi di tipo "globale" ed interventi di tipo "locale".

Per interventi di tipo "locale", si vuole intendere interventi che agiscono su singole membrature delle strutture atti ad aumentarne la loro resistenza, mentre per interventi di tipo "globale" si intende generalmente interventi o tecniche che riguardano la realizzazione di elementi di controventamento e/o elementi preposti alla dissipazione dell'energia sismica (aumento della capacità globale).

L'intervento di adeguamento sismico, nel caso specifico, può risultare come combinazione delle due tecniche di intervento e a parità di livello di sicurezza prefissato, la giusta definizione della strategia di intervento può derivare successivamente da diverse condizioni al contorno che possono essere di natura economica, temporale, di minima invasività ecc..

Tenendo conto dei risultati delle analisi sismiche svolte, gli interventi che garantiscono l'attingimento dell'adeguamento sismico possono preliminarmente individuarsi in:

- inserimento di nuovi elementi resistenti integrativi con relativa fondazione quali controventi metallici dissipativi (o anche in alternativa interventi tradizionali consistenti in nuovi setti in c.a.), tali da contrastare le azioni sismiche previste dalla normativa vigente;
- rinforzo dei nodi non confinati, pilastri e travi delle campate dei telai dove vengono posizionati gli elementi integrativi volti ad incrementare la resistenza e la duttilità mediante applicazione di tessuti in fibra di carbonio FRP e/o mediante placcaggio con piastre metalliche.
- rinforzi localizzati di alcuni nodi non confinati maggiormente sollecitati mediante applicazione di tessuti in fibra di carbonio FRP e/o mediante placcaggio con piastre metalliche.
- rinforzi localizzati di alcuni pilastri in c.a. maggiormente sollecitati, con incamiciatura in acciaio/c.a. o ringrosso in c.a..
- rinforzo localizzato di alcune travi maggiormente sollecitate, con tessuti in FRP, placcaggio in acciaio o ringrosso.
- creazione di nuovi giunti strutturali e contestuale inserimento di telai di travi e pilastri in c.a. in corrispondenza delle nuove linee di giunto.
- solidarizzazione degli impalcati finalizzata alla eliminazione del giunto tra il Corpo A e il Corpo B, anche mediante inserimento di dispositivi del tipo "shock transmitter".

Nel seguito si riporta una descrizione degli interventi di adeguamento sismico sopra enunciati.

10.1 Realizzazione di nuovi controventi dissipativi (in alternativa o in associazione a setti in c.a.)

L'inserimento di setti di irrigidimento in c.a. è una tra le soluzioni più adottate per le strutture esistenti che non hanno una resistenza adeguata a sopportare le forze orizzontali indotte dal sisma entrando in campo plastico anche per bassi livelli di intensità del moto sismico. Dal punto di vista teorico l'inserimento di setti di irrigidimento parte dalla considerazione che realizzando strutture molto rigide si riducono le deformazioni strutturali, anche se rigidità elevate possono indurre alte accelerazioni ai piani.

L'intervento prevede la preventiva demolizione di tutti gli elementi non strutturali interferenti con le strutture (tamponature, tramezzature, pavimentazione) e la loro successiva ricostruzione.

La lavorazione comprende il puntellamento delle strutture, la realizzazione di fori per il getto e il posizionamento di ferri passanti inghisati con resine epossidiche, il posizionamento delle nuove armature metalliche, la posa in opera dei casseri per il getto, la esecuzione dei getti.

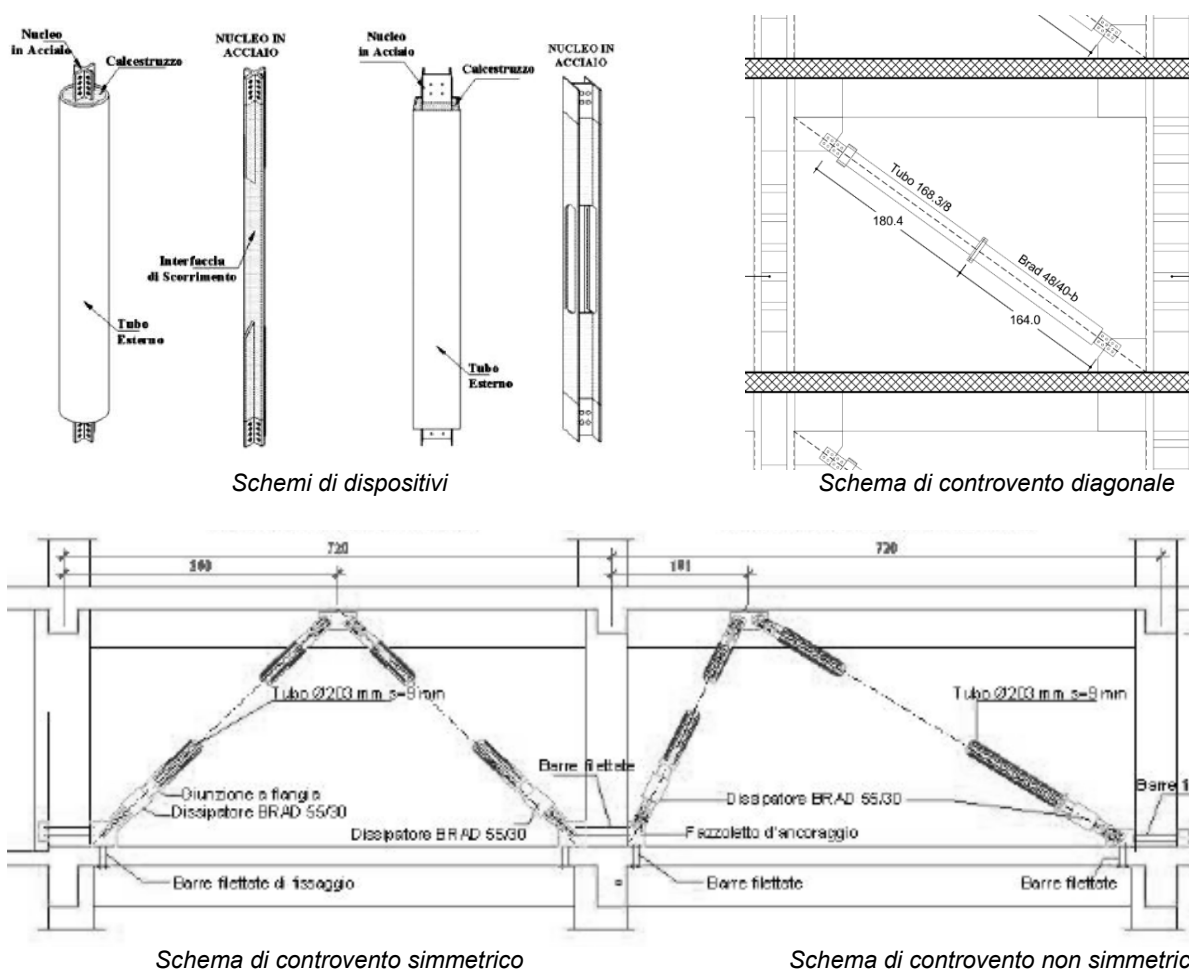
In alternativa alla realizzazione di setti in c.a. come sopra descritto, con analoga finalità, l'intervento può essere realizzato mediante inserimento di controventi dissipativi. I controventi, in particolare, agiscono attraverso l'effetto combinato dell'incremento della dissipazione e della rigidità. L'incremento di rigidità, analogamente a quanto riportato per l'inserimento di setti di irrigidimento, comporta una riduzione del periodo ed un conseguente incremento della domanda sismica. In questo caso a differenza del precedente, a tale incremento corrisponde una riduzione maggiore dovuto all'incremento della capacità di dissipazione.

Riguardo le modalità costruttive i dispositivi integrativi di dissipazione possono essere costituiti da un nucleo interno in acciaio, una parte del quale è progettato per dissipare energia in campo plastico, da un tubo in acciaio e da un riempimento in calcestruzzo, i quali evitano che il nucleo interno si instabilizzi. Tra il calcestruzzo e il nucleo interno è interposto uno strato di speciale

materiale distaccante, allo scopo di impedire la trasmissione di tensioni tangenziali tra i due componenti e permettere al nucleo interno di allungarsi o accorciarsi liberamente, dissipando energia.

Un pre-dimensionamento di massima di questo intervento è stato eseguito con la procedura spiegata in precedenza.

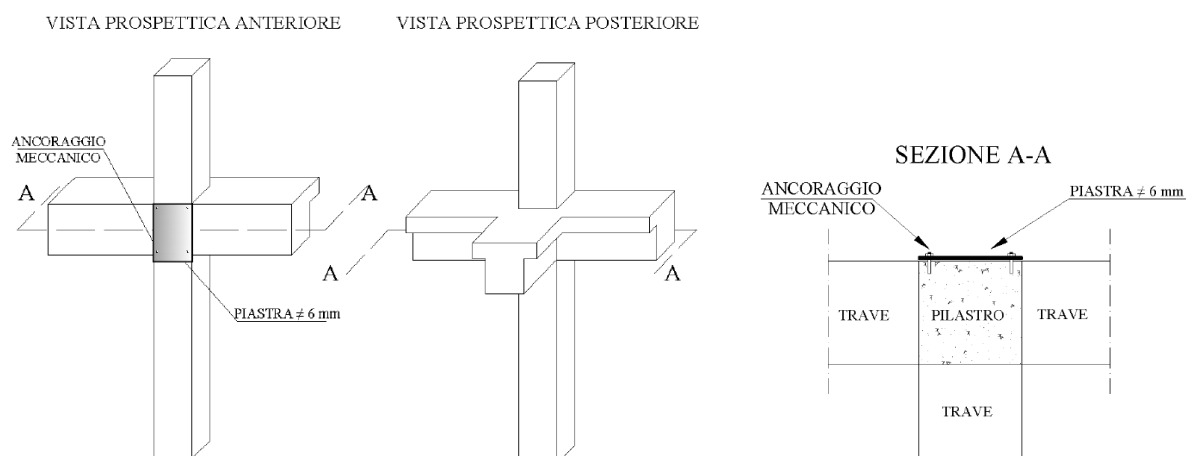
Diverse configurazioni geometriche sono infine riportate in figura.



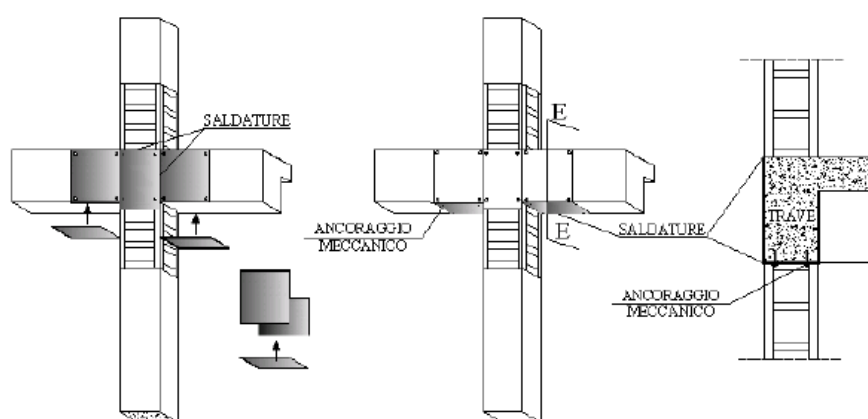
10.2 Applicazione ai nodi di piastre in acciaio

L'intervento prevede la preventiva demolizione di tutti gli elementi non strutturali interferenti con le strutture (tamponature, tramezzature) e la loro successiva ricostruzione, finalizzato all'applicazione di una piastra in acciaio disposta sui nodi con limitata estensione alla superficie laterale delle travi in essi concorrenti.

La lavorazione comprende il puntellamento, la preparazione delle superfici in c.a., le perforazioni per la posa in opera degli ancoraggi, l'inghisaggio di questi ultimi, la posa in opera delle piastre in acciaio e il fissaggio dei dispositivi di ancoraggio (bulloni).

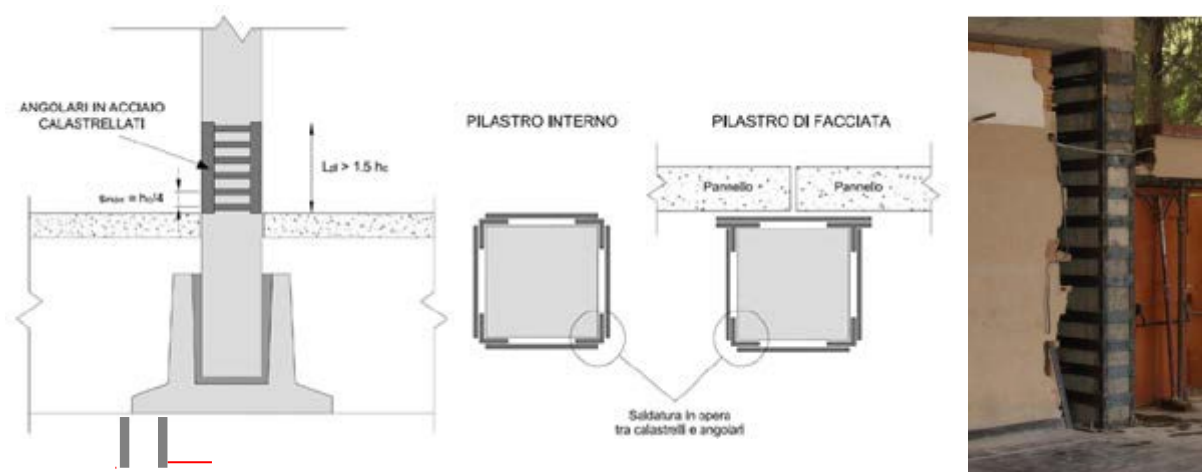


Per l'attingimento dell'adeguamento sismico della struttura si prevede di estendere l'intervento a tutti i nodi afferenti alle maglie strutturali interessate dall'inserimento dei controventi, integrando detto intervento con quello di rinforzo a taglio e a flessione dei pilastri con angolari e calastrelli, e altresì di estendere l'intervento ai restanti nodi non confinati maggiormente sollecitati.



10.3 Incamiciatura in acciaio di pilastri con angolari e calastrelli

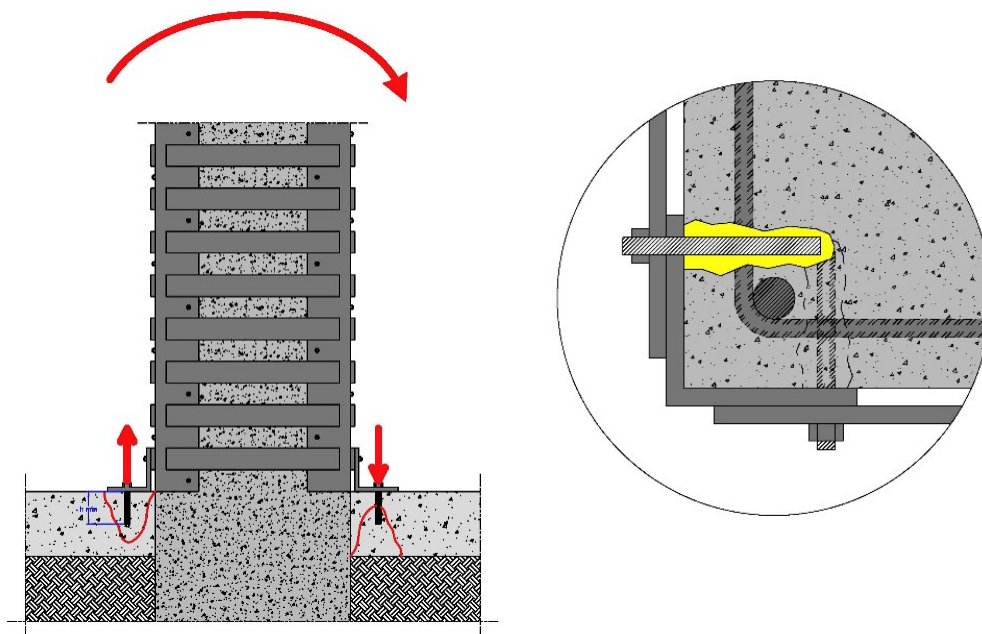
L'intervento prevede l'applicazione di profili metallici in corrispondenza degli spigoli dei pilastri adeguatamente fissati agli stessi mediante tassellatura onde assicurare la collaborazione mutua con l'elemento in c.a., e la successiva saldatura di piatti in acciaio lungo sviluppo del pilastro ad un certo interasse, secondo quanto di seguito rappresentato.



Al fine di garantire l'incremento di capacità resistente della sezione di base dell'elemento, che di fatto poi condiziona l'adeguamento a pressoflessione del pilastro, risulterà necessario prevedere la demolizione di una porzione circostante il pilastro onde collegare i profili al plinto di fondazione o all'estradosso/intradosso degli impalcati, in quanto un semplice ancoraggio alla pavimentazione non potrà certamente consentire di trasferire gli sforzi di trazione/compressione.

In ogni caso l'aspetto critico riguarda l'interfaccia cls/acciaio in quanto la tassellatura dei profili angolari in corrispondenza degli spigoli danneggia il calcestruzzo proprio dove è maggiormente sollecitato per l'azione ciclica di compressione/trazione ed la capacità di trasferimento degli sforzi tramite le barre inghisate è fortemente limitata dalla vicinanza al bordo del pilastro; sarebbe possibile ovviare a tale problema placcando i profili angolari con adesivi epossidici, tuttavia l'alta temperatura necessaria per la saldatura dei calastrelli potrebbe danneggiare l'adesivo epossidico che notoriamente ha una temperatura di transizione vetrosa attorno ai 60- 70 gradi.

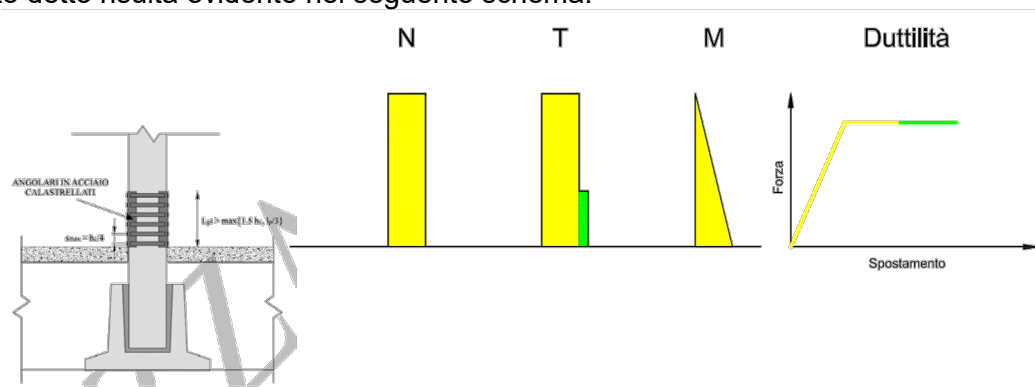
Dal punto di vista della rigidezza post-intervento, rispetto alla tecnica di ringrosso di sezione, le variazioni introdotte sono molto meno sensibili.



Il presente intervento, in base anche a quanto riportato sulla CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018, cap. C8.7.4.2.1) è atto a conseguire tutti o alcuni dei seguenti obiettivi:

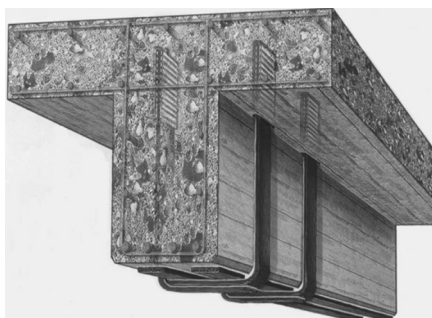
- aumento della capacità in resistenza a taglio; il contributo della camicia alla resistenza a taglio può essere considerato aggiuntivo alla resistenza preesistente purché la camicia rimanga interamente in campo elastico, tale condizione è necessaria affinché essa limiti l'ampiezza delle fessure e assicuri l'integrità del conglomerato, consentendo il funzionamento del meccanismo resistente dell'elemento preesistente
- aumento della capacità di deformazione;
- miglioramento dell'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione
- aumento della capacità portante verticale (effetto del confinamento)

Quanto detto risulta evidente nel seguente schema:



10.4 Rinforzo delle travi in c.a. con tessuti in FRP (in alternativa il ringrosso della trave)

Lo scopo dell'intervento è quello di garantire un incremento di resistenza a taglio nonché un aumento della duttilità dell'elemento strutturale. L'intervento prevede la preventiva demolizione di tutti gli elementi non strutturali interferenti con le strutture (tamponature, divisori, pavimentazioni) e la loro successiva ricostruzione, finalizzato all'applicazione di tessuto in fibra di carbonio unidirezionale, del peso di minimo di 300 g/mq. La lavorazione comprende: il puntellamento; la demolizione del vecchio intonaco mettendo a vivo il calcestruzzo; la spazzolatura delle barre di armatura ossidate e risanamento del calcestruzzo con ricostruzione del copriferro (dove necessario); la stondatura degli spigoli con curvatura di circa 2 cm; pulizia accurata delle superfici e preparazione delle stesse; l'applicazione a pennello o a rullo di collante epossidico; la stesura sulla resina adesiva epossidica fresca di uno strato di tessuto in fibra di carbonio e successiva impregnazione dello stesso mediante tamponatura manuale e/o a pennello; sull'ultima mano di resina ancora fresca effettuare uno spolvero con sabbia di quarzo onde consentire l'aggrappo dei successivi intonaci di rifinitura.



In alternativa al rinforzo della trave con fasciatura in FRP come sopra descritto, con analoga finalità, l'intervento può essere realizzato con incamiciatura in c.a. L'obiettivo di tale tecnica è quello di migliorare la capacità portante dell'elemento, di aumentarne la resistenza a flessione e/o a taglio e di aumentarne la capacità deformativa. La lavorazione comprende la puntellatura dell'elemento strutturale, successivamente, la demolizione del copriferro della trave. Dopo aver

collocato le armature e le staffe aggiuntive, si realizza la cassaforma e si esegue il getto. È anche possibile utilizzare adesivi epossidici per l'aderenza tra il vecchio e il nuovo calcestruzzo. Per l'attingimento l'adeguamento sismico della struttura si prevede di estendere l'intervento a tutte le travi afferenti alle maglie strutturali interessate dall'inserimento dei controventi e altresì di estendere l'intervento alle restanti travi maggiormente sollecitate.

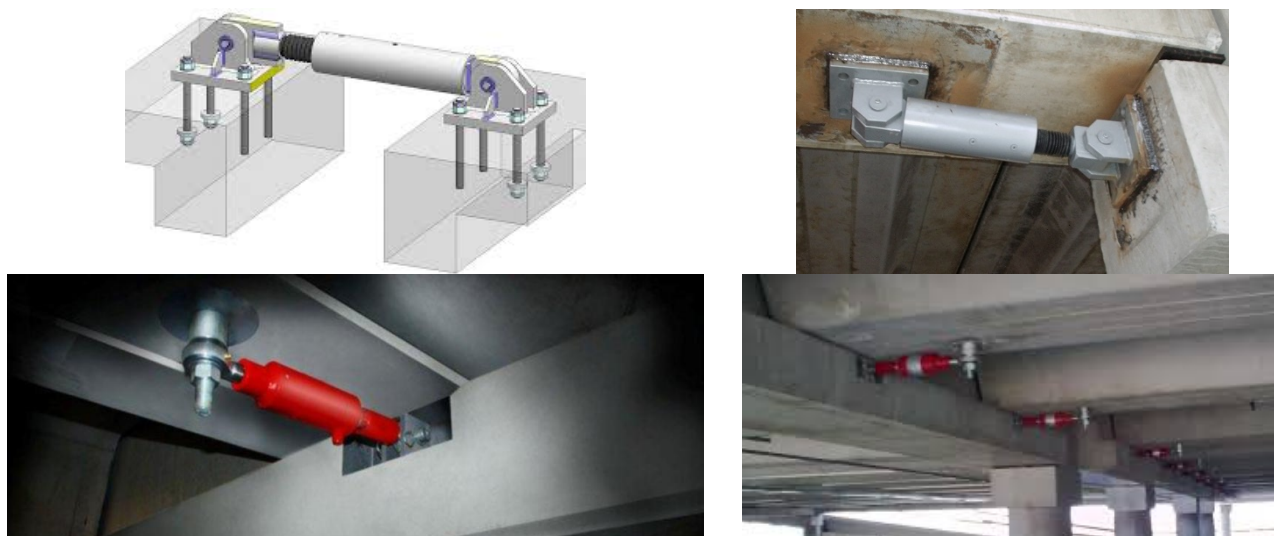
10.5 Creazione di giunti strutturali e inserimento di telai di travi e pilastri in c.a. lungo le nuove linee di giunto

L'intervento di creazione di nuovi giunti strutturali consiste in primo luogo nella demolizione degli eventuali elementi non strutturali interferenti (divisori, tamponature, pavimentazioni, etc.) e successiva ricostruzione degli stessi.

L'adeguamento si otterrà con la demolizione controllata e puntuale della fascia di solaio interessata e la successiva ricostruzione con una nuova struttura in c.a., costituita da telaio di pilastri e travi, con l'obiettivo di rendere le unità strutturale del tutto indipendenti tra di loro.

10.6 Collegamento impalcati mediante shock transmitter

L'intervento prevede la solidarizzazione degli impalcati contigui mediante dispositivi specifici, quali gli "shock transmitter". Essi consentono gli spostamenti per sollecitazioni indotte da oscillazioni lente, quali ritiro e variazioni termiche. Di contro bloccano gli spostamenti per sollecitazioni impulsive quali quelle di natura sismica.

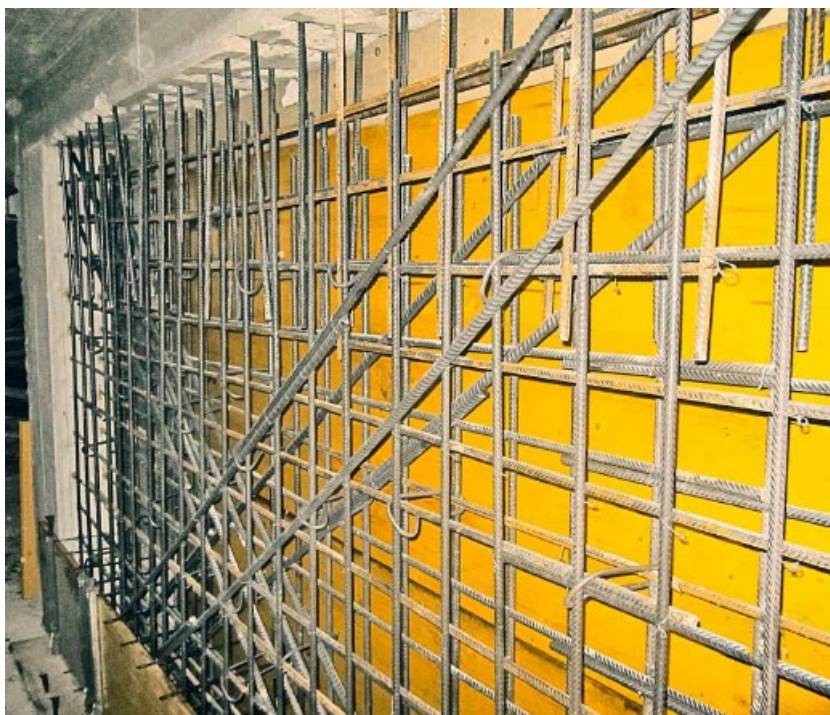


Dispositivi innovativi del tipo "shock-transmitters"

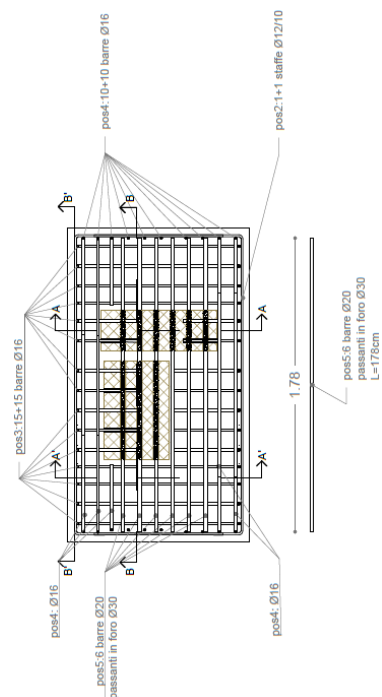
10.7 Nuove pareti in c.a. a tutta altezza, con solidarizzazione dell'impalcato

L'inserimento delle pareti in c.a. a tutti i piani, ha come scopo principale quello di fondere gli elementi strutturali contigui in modo da ottenere la solidarizzazione delle due unità strutturali. Le nuove pareti in c.a. allo stesso tempo, unitamente ai controventi dissipativi, costituiscono ulteriori elementi di controventamento.

Le modalità esecutive prevedono: la preventiva demolizione degli elementi non strutturali interferenti; la predisposizione di fori per i successivi inghisaggi, nelle travi, pilastri e solai contigui delle due unità strutturali da solidarizzare; l'inserimento delle barre di inghisaggio; l'inserimento delle armature delle pareti in c.a.; l'inserimento delle casseforme; l'esecuzione del getto di calcestruzzo additivato con anti-ritiro avente le caratteristiche meccaniche discendenti da una progettazione di dettaglio.



Nuova parete in c.a.

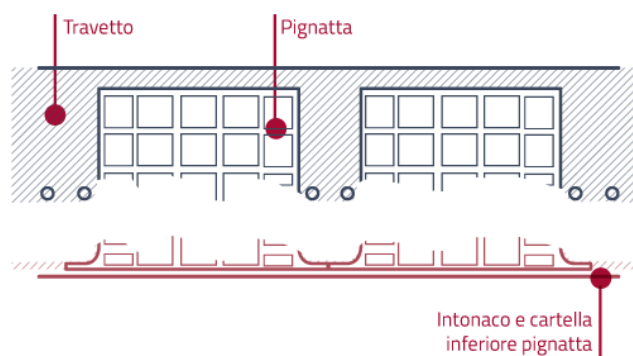


Fusione degli elementi strutturali a cavallo del giunto

10.8 Posa in opera di presidi anti-sfondellamento all'intradosso dei solai

In considerazione della vetustà dell'edificio, della tipologia riscontrata dei solai (latero-cementizi), dei lavori intercorsi negli anni per passaggio delle tubazioni impiantistiche nei solai, di verosimili infiltrazioni nelle zone dei servizi e sui solai di copertura in ragione dell'età dell'edificio, e non potendosi ispezionare tutti gli intradossi dei solai a causa della presenza di controsoffittature e impianti, non si possono escludere fenomeni di sfondellamento dei solai.

Il fenomeno dello sfondellamento consiste nel distacco con successiva caduta della parte inferiore delle pignatte o dell'intonaco. Un fenomeno tipico dei solai in laterocemento, in cui le pignatte – i blocchi inseriti nel getto di calcestruzzo per ottenere l'alleggerimento delle solette – vengono sollecitate al punto di rompersi nella parte inferiore che si distacca dal resto del solaio. In alcuni casi le infiltrazioni sono uno dei fattori scatenanti del fenomeno dello sfondellamento perché saturando d'acqua la soletta creano dilatazione nei laterizi. La dilatazione può trasformarsi in compressione tra il laterizio e i travetti in cemento armato. Gli elementi sottoposti alle sollecitazioni possono innescare un invecchiamento precoce dell'intradosso del solaio. Da non trascurare è anche l'effetto negativo dell'acqua sui ferri d'armatura dei travetti che accelera l'insorgere di ossidazione corrosiva: 'ruggine' che, a sua volta, influisce sulla base delle pignatte e talvolta sulla rigidità stessa dell'impalcato. Lo sfondellamento è un fenomeno che una volta innescato risulta evolversi in maniera continuativa e progressiva proporzionalmente alla vetustà dei solai.



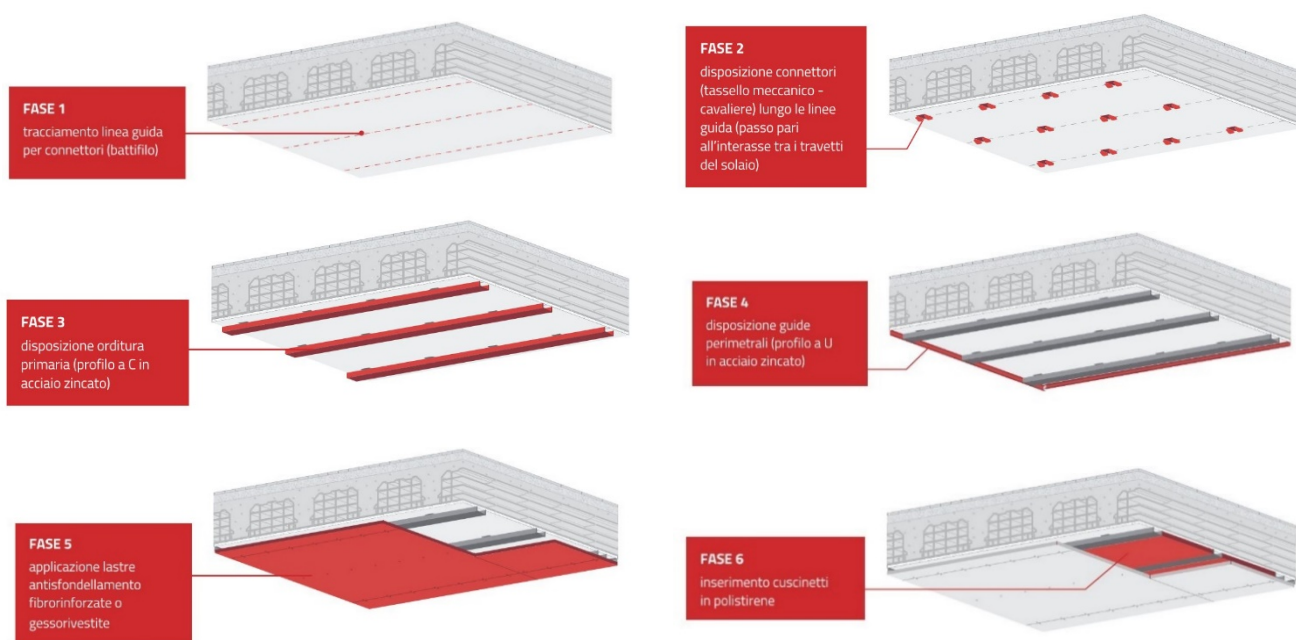
Seguono alcune immagini degli intradossi di alcuni solai del "Padiglione Ravaschieri".



Ispezioni visive dell'intradosso di alcuni solai del "Padiglione Ravaschieri"

Per i motivi di cui sopra, e soprattutto in ragione della destinazione d'uso degli ambienti (sale operatori, degenze, ambulatori, laboratori, ecc.), si ritiene opportuno, in questa fase, prevedere la posa in opera di presidi antisfondellamento all'intradosso di tutta la superficie dei solai.

Un esempio di presidio antisfondellamento è rappresentato da controsoffittatura eseguita in lastre di gesso fibrorinforzate, di cui a seguire se ne riportano schematicamente le fasi principali di montaggio.



Applicazione di controsoffittatura anti-sfondellamento

Un intervento alternativo alla posa in opera della controsoffittatura antisfondellamento è rappresentato dall'inserimento di reti preformate, generalmente in materiale composito, collegate all'intradosso dei travetti del solaio attraverso pioli di fissaggio.



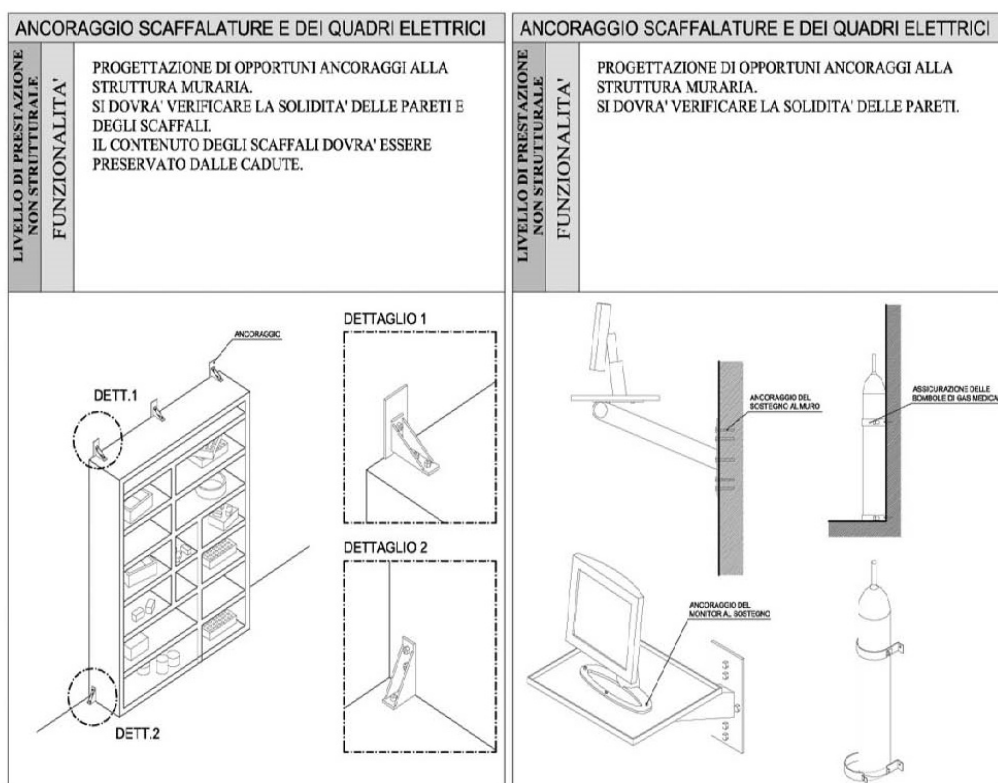
*Applicazione di reti anti-sfondellamento in materiale composito***10.9 Interventi sugli elementi non strutturali**

Trattasi di interventi necessari per risolvere le rimanenti criticità relative alle vulnerabilità degli elementi non strutturali e alle vulnerabilità non quantificabili numericamente, di cui al relativo paragrafo della relazione di verifica.

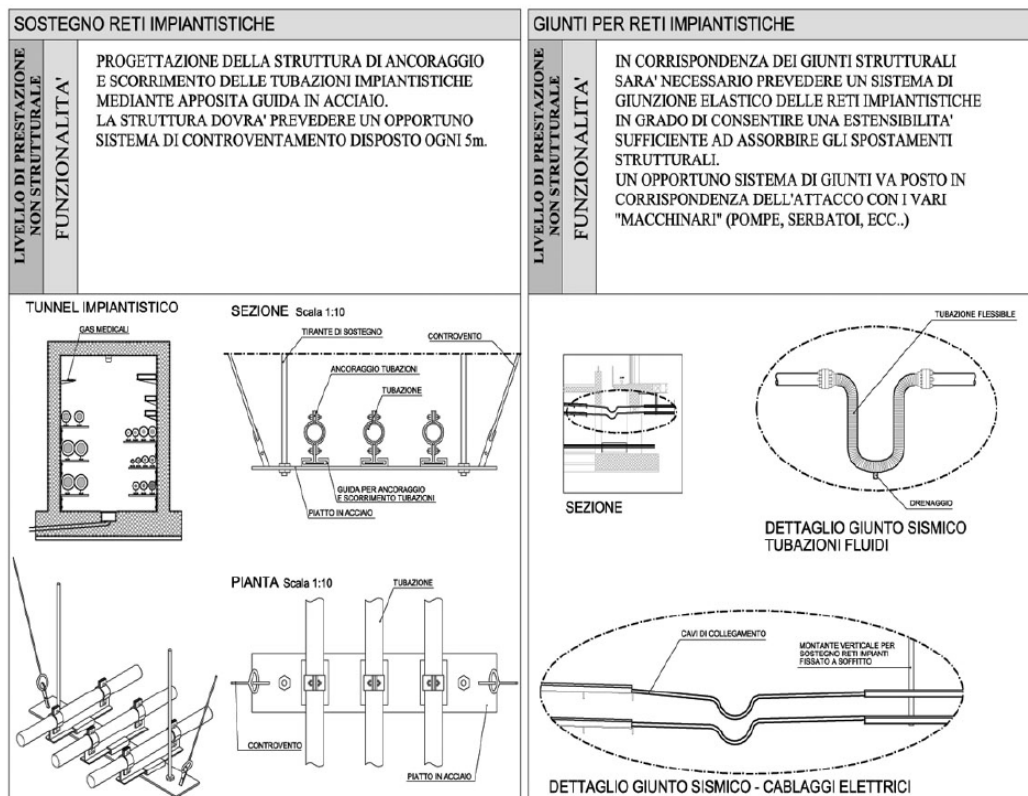
Tali criticità riscontrate durante i sopralluoghi si riportano a seguire a titolo esemplificativo e non esaustivo:

- Sostituzione di infissi e partizioni interne aventi superfici vetrate di grandi dimensioni, con infissi dotati di vetri di sicurezza;
- Dotazione per le canalizzazioni impiantistiche di idonei sostegni e aggancio di tipo antisismico;
- Dotazione per le canalizzazioni impiantistiche che dall'esterno si immettono nel fabbricato (e viceversa) di collegamenti flessibili;
- Ancoraggio delle scaffalature ai muri;
- Superamento delle criticità delle tamponature e dei divisori a doppia fodera di laterizio con inserimento di diatoni in mattoni pieni al fine di collegare i due paramenti e/o posa in opera di sistema di rinforzo antiribaltamento ottenuto mediante applicazione di fasce in materiale sintetico (cfr. fibra di vetro, ecc.) all'interfaccia con la maglia strutturale.

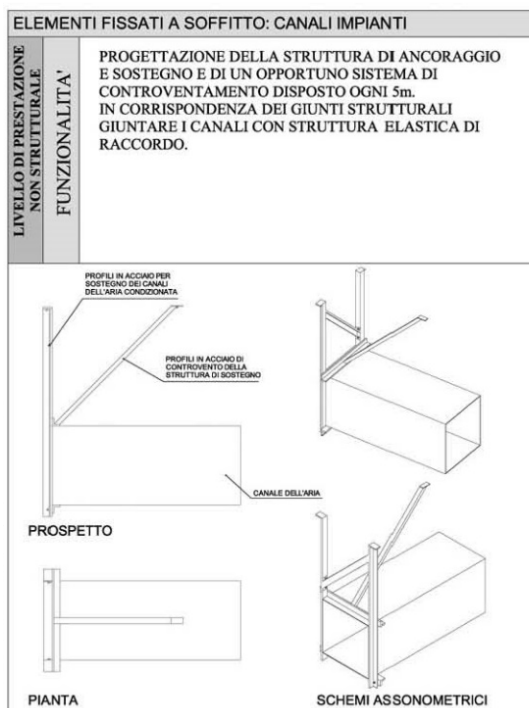
Si riportano a seguire alcune schede grafiche relative a tecniche di adeguamento delle vulnerabilità sismiche degli elementi non strutturali.



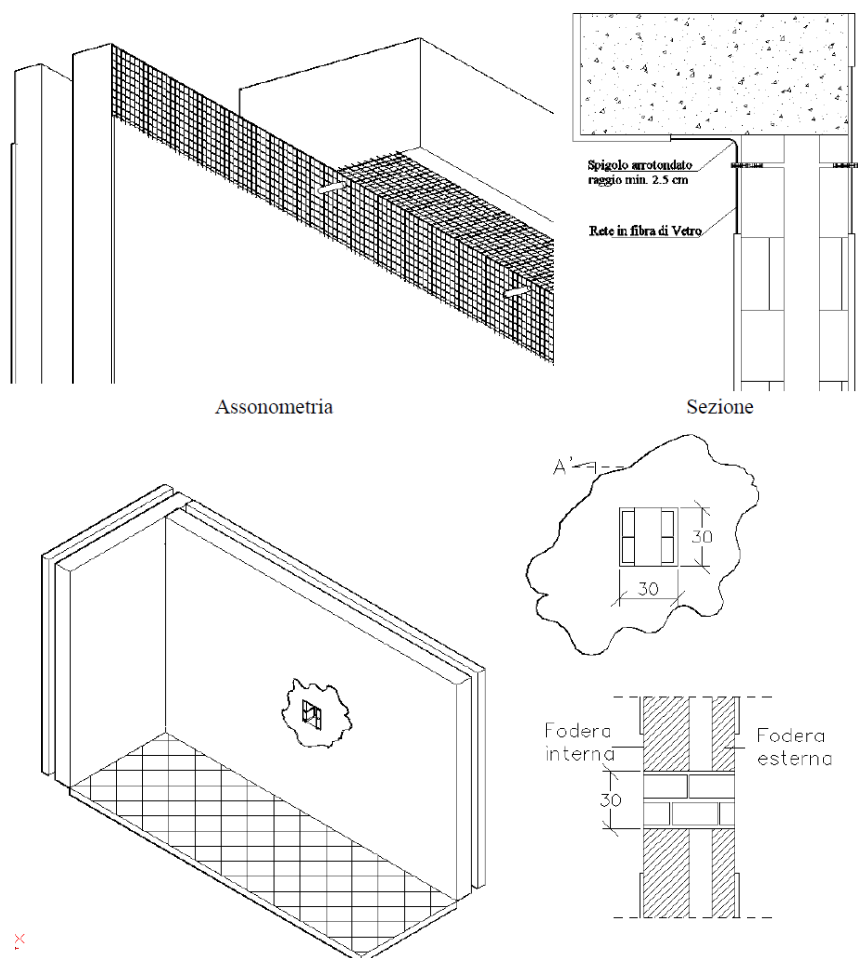
Ancoraggio di elementi impiantistici e di arredo



Sostegni e giunti per reti impiantistiche



Sostegni per elementi a soffitto

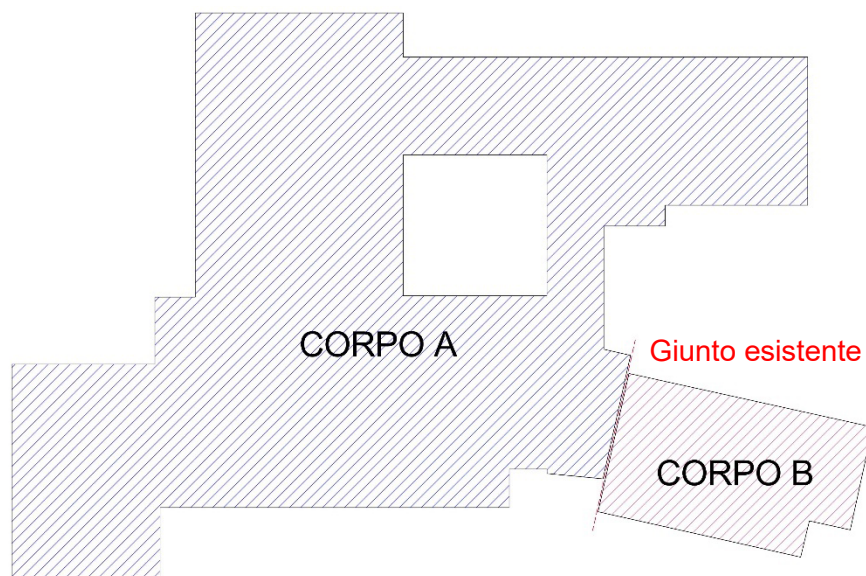


Messa in sicurezza delle tamponature a doppia fodera

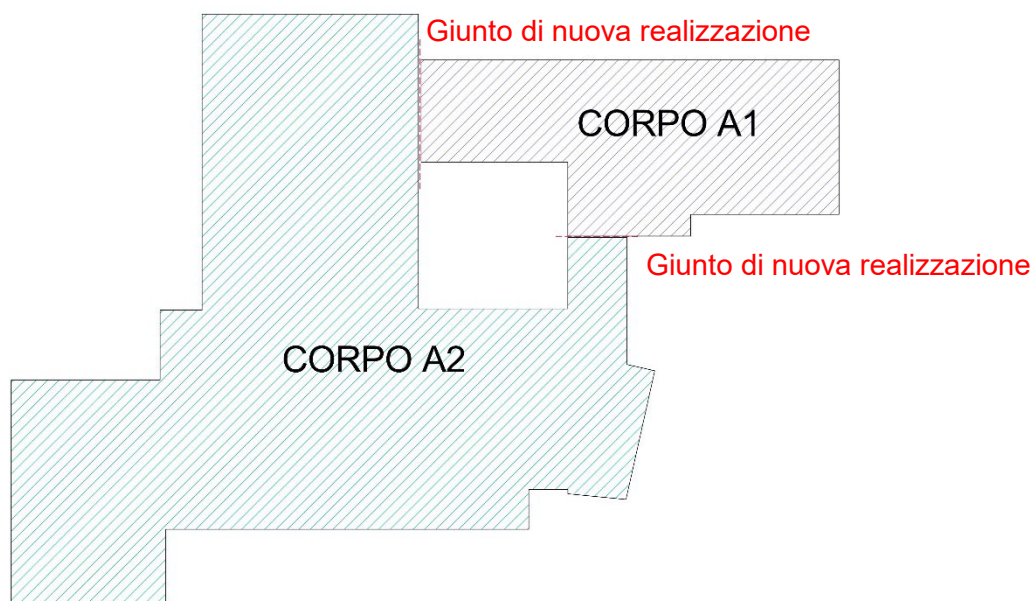
Gli interventi di cui ai precedenti paragrafi 10.5, 10.6 e 10.7, hanno l'obiettivo di modificare l'attuale struttura dell'edificio (costituito dalle unità strutturali Corpo A e Corpo B), in una nuova configurazione ne strutturale (Corpi AB e A1) dal punto di vista dinamico maggiormente prestazionale nei confronti delle azioni sismiche.

Il Corpo A si eleva per circa il 50% della superficie per n. 7 piani, e per la restante superficie per n. 3 piani, e pertanto è caratterizzato da una forte irregolarità in elevazione, oltre che in pianta.

Il Corpo B si eleva per n. 7 piani, risultando approssimativamente simmetrico in pianta e caratterizzato da una discreta regolarità in elevazione.

*Schema dell'attuale configurazione*

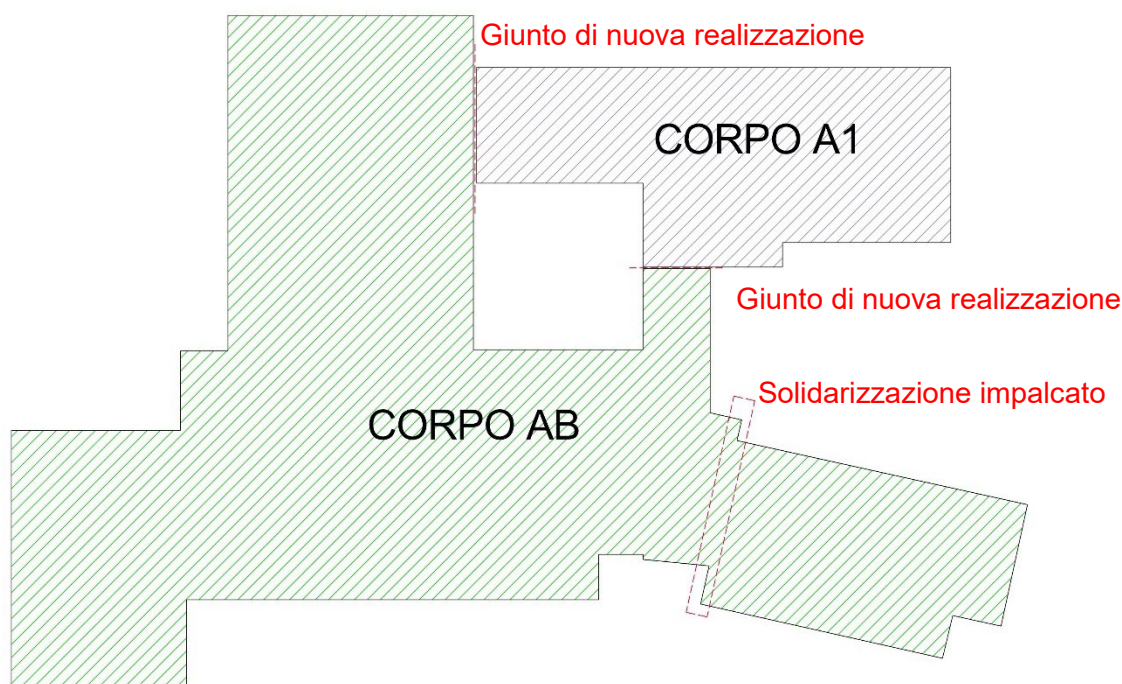
La creazione di nuovi giunti strutturali, di cui al paragrafo 10.5, ha lo scopo di suddividere il Corpo A in due nuove sottostrutture più regolari: il Corpo A1 e il Corpo A2.

*Schema di suddivisione del Corpo A*

Considerando l'esiguo spessore del giunto esistente tra il Corpo A e il Corpo B (pari a circa 2 cm), e l'estrema difficoltà esecutiva di adeguamento dello stesso, si è optato per un intervento di solidarizzazione tra il nuovo Corpo A2 e il Corpo B.

La solidarizzazione degli impalcati si otterrà mediante l'inserimento di dispositivi del tipo shock transmitter, di cui al paragrafo 5.6 e l'inserimento di pareti in c.a., di cui al paragrafo 5.7.

La nuova configurazione del Padiglione in oggetto è visibile nello schema a seguire.



Configurazione finale del Padiglione Ravaschieri

Le unità strutturali risultanti - Corpo AB e Corpo A1 - presentando una maggior regolarità planimetrica e altimetrica rispetto alla configurazione originaria, mostrano una maggiore omogeneità nella distribuzione delle rigidezze traslanti ai vari impalcato.

11. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza nei confronti del sisma è stata eseguita oltre che nei confronti dello "Stato Limite Ultimo - SLU", con riferimento allo "Stato Limite di Salvaguardia della Vita - SLV", anche nei confronti dello "Stato Limite di Esercizio - SLE", con riferimento sia allo "Stato Limite di Danno - SLD" sia allo "Stato Limite di Operatività - SLO" essendo la struttura di Classe IV.

Lo "Stato Limite di Salvaguardia della Vita - SLV" prevede che a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali a cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali. La costruzione conserva però una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali. Come azione di progetto si considera un sisma con probabilità di superamento P_{vr} nel periodo di riferimento V_R della struttura, pari al 10%. Nel caso specifico il periodo di ritorno per lo stato limite in esame viene definito " $T_{RIF, SLV}$ " e il livello di intensità dell'accelerazione sismica associata può essere definito come accelerazione stimata di salvaguardia della vita " $PGA_{RIF, SLV}$ ".

Lo "Stato Limite di Danno - SLD" prevede che a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e 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 rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature. Come azione di progetto si considera un sisma con probabilità di superamento P_{vr} nel periodo di riferimento V_R della struttura, pari al 63%. Nel caso specifico il periodo di ritorno per lo stato limite in esame viene definito " $T_{RIF, SLD}$ " e il livello di intensità dell'accelerazione sismica associata può essere definito come accelerazione stimata di danno " $PGA_{RIF, SLD}$ ".

Lo "Stato Limite di Operatività - SLO" prevede che a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature

rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi. Come azione di progetto si considera un sisma con probabilità di superamento P_{vr} nel periodo di riferimento V_R della struttura, pari al 81%. Nel caso specifico il periodo di ritorno per lo stato limite in esame viene definito " $T_{RIF,SLO}$ " e il livello di intensità dell'accelerazione sismica associata può essere definito come accelerazione stimata di operatività " $PGA_{RIF,SLO}$ ".

I parametri rappresentativi del raggiungimento dei diversi stati limite legati alla "Capacità della Struttura", come in precedenza definiti e calcolati, ai sensi del capitolo 8 delle "NTC" e relativa "Circolare NTC" sono rappresentati come:

- $T_{R,SLO}$ = Periodo di Ritorno del Sisma per Stato Limite di Operatività;
- $T_{R,SLD}$ = Periodo di Ritorno del Sisma per Stato Limite di Danno;
- $T_{R,SLV}$ = Periodo di Ritorno del Sisma per Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

I dati di pericolosità per i diversi stati limite considerati relativi alla "Domanda Sismica" sono rappresentati come:

- $T_{RIF,SLO}$ = Periodo di Ritorno del Sisma con probabilità di superamento nel periodo di riferimento della struttura, pari all'81%;
- $T_{RIF,SLD}$ = Periodo di Ritorno del Sisma con probabilità di superamento nel periodo di riferimento della struttura, pari all'63%;
- $T_{RIF,SLV}$ = Periodo di Ritorno del Sisma con probabilità di superamento nel periodo di riferimento della struttura, pari all'10%;

Dal rapporto di tali parametri si calcolano gli "Indicatori di rischio sismico" (o altrimenti detti coefficienti di vulnerabilità sismica) espressi in termini di periodi di ritorno dalle seguenti espressioni:

- $\zeta_{SLO} = \alpha_{SLO} = I_{R,SLO} = (T_{R,SLO} / T_{RIF,SLO})^a$
- $\zeta_{SLD} = \alpha_{SLD} = I_{R,SLD} = (T_{R,SLD} / T_{RIF,SLD})^a$
- $\zeta_{SLV} = \alpha_{SLV} = I_{R,SLV} = (T_{R,SLV} / T_{RIF,SLV})^a$

dove l'esponente "a" è pari ad $(1/2,43) = 0,41$.

Gli indicatori di rischio sismico (o coefficienti di vulnerabilità sismica) relativi al rischio di collasso α_{SLV} e al rischio di inagibilità α_{SLD} e α_{SLO} sono parametri che, se prossimi o superiori all'unità, caratterizzano casi in cui il rischio è prossimo a quello previsto dalla normativa mentre se prossimi a zero caratterizzano casi a rischio molto elevato.

Si vuole precisare che il rapporto tra i periodi di ritorno relativi alla capacità della struttura e alla domanda sismica, laddove non fosse elevato all'esponente "a", darebbe luogo ad una "scala di percezione del rischio" o "scala di rischio" molto diversa rispetto a quella comunemente utilizzata in precedenza in termini di PGA. Si ricorda che tale scala è stata messa da parte nel nuovo quadro normativo di riferimento determinatosi con le "NTC".

La "scala di rischio" risulta infatti essere molto diversa, rispetto a quella che prende a riferimento le PGA, 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" paragonabile alla precedente, il rapporto fra i periodi propri viene elevato ad un coefficiente " $a=1/2,43=0.41$ " ottenuto dall'analisi statistica delle curve di pericolosità a livello nazionale (a tal proposito si veda anche le Linee Guida Regione Lazio – DGR Lazio 766/03 All. 2 che per prime hanno messo in chiaro tale concetto).

Come detto in precedenza, nel nuovo quadro normativo di riferimento, determinatosi con le "NTC", l'indicatore di rischio sismico calcolato in termini di PGA non è sufficiente a descrivere compiutamente il rapporto fra le azioni sismiche vista la maggiore articolazione della definizione di queste ultime. Tuttavia, esso, continua a rappresentare una scala di percezione del rischio ampiamente utilizzata in passato e con la quale è bene continuare a mantenere una certa affinità.

Per tale motivo, in riferimento ai diversi stati limite considerati, oltre agli indicatori di rischio in termini di periodo di ritorno $I_R(T_R)$ sono riportati anche quelli in termini di PGA $I_R(PGA)$ ricavati per interpolazione, a partire dal valore di pericolosità sismica "TR", secondo quanto disposto dall'espressione di cui all'allegato A delle "NTC".

I parametri di riferimento utilizzati per le verifiche sismiche sono di seguito riportati:

$T_{R,SLV,rif} = 949$ anni

$a_{g/g,SLV,rif} = 0.2109$

$PGA_{SLV,rif} = a_{g/g,SLV,rif} \cdot S_s \cdot S_t = 0.252$

$T_{R,SLO,rif} = 60$ anni

$a_{g/g,SLO,rif} = 0.0653$

$PGA_{SLO,rif} = a_{g/g,SLO,rif} \cdot S_s \cdot S_t = 0.078$

$T_{R,SLD,rif} = 101$ anni

$a_{g/g,SLD,rif} = 0.0855$

$PGA_{SLD,rif} = a_{g/g,SLD,rif} \cdot S_s \cdot S_t = 0.103$

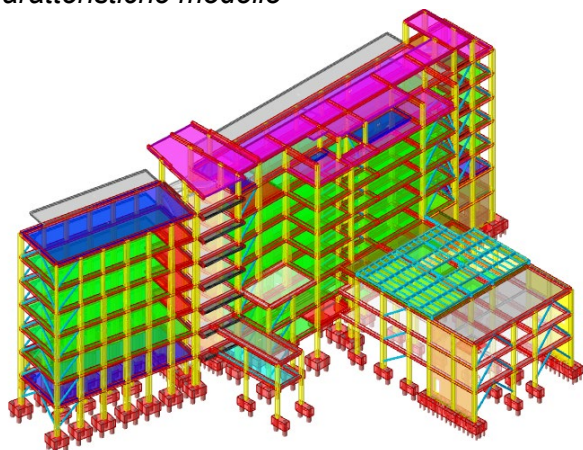
La valutazione delle prestazioni sismiche è stata condotta mediante l'impiego di un metodo basato sull'analisi statica non lineare (pushover) la cui applicazione è preceduta dallo svolgimento di un'analisi modale al fine di caratterizzare il comportamento dinamico delle strutture ed individuarne i principali modi di vibrare a partire dai quali poter quindi definire la distribuzione di spinta del gruppo 1.

Si riportano, nei paragrafi qui di seguito, i risultati delle verifiche sismiche per i differenti corpi di fabbrica analizzati, con immagini relative alle strutture, ai modelli agli elementi finiti, ai risultati dell'analisi modale e con tabelle riguardanti i risultati delle analisi di pushover che richiamano i parametri rappresentativi delle vulnerabilità riscontrate.

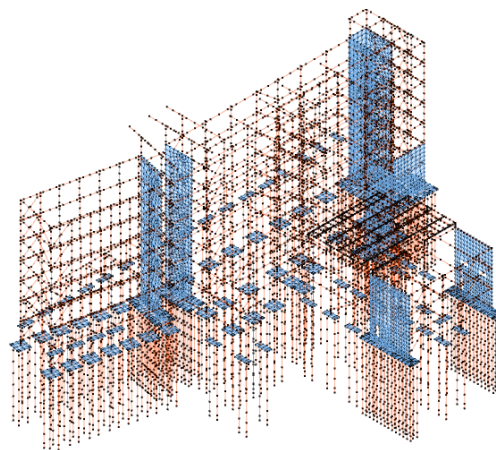
Infine, per meglio comprendere l'evoluzione dei meccanismi di collasso si riportano alcune immagini di sintesi relative ai valori degli indicatori di rischio sismico valutati per i diversi elementi strutturali e per i principali meccanismi di rottura allo stato limite SLV.

11.1 Corpo AB

Caratteristiche modello

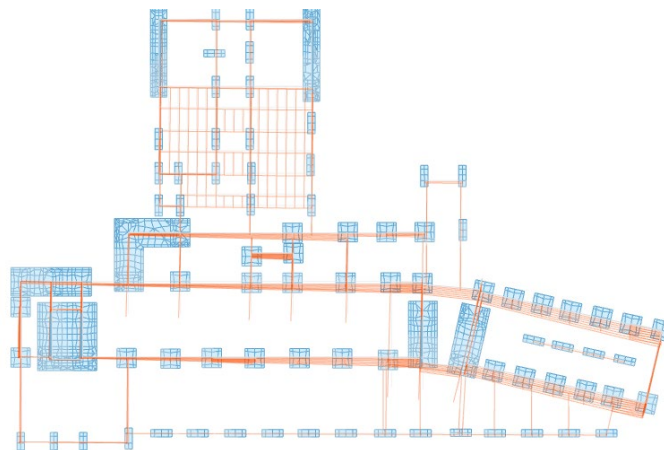
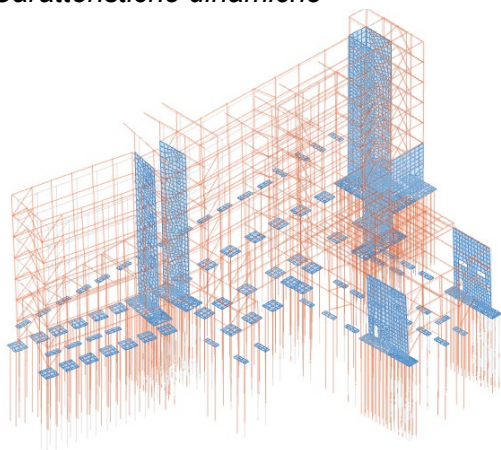


Vista modello strutturale

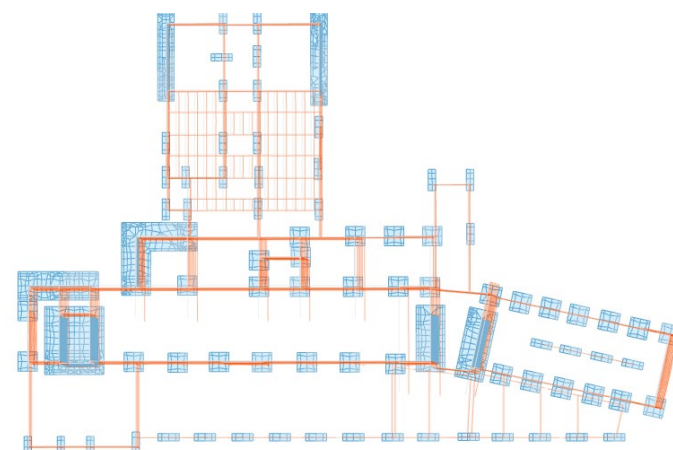
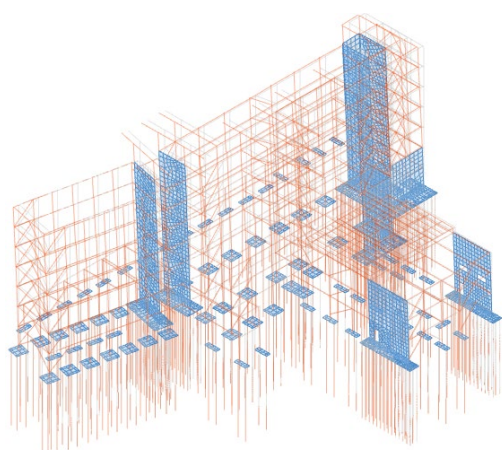


Vista modello non lineare FEM

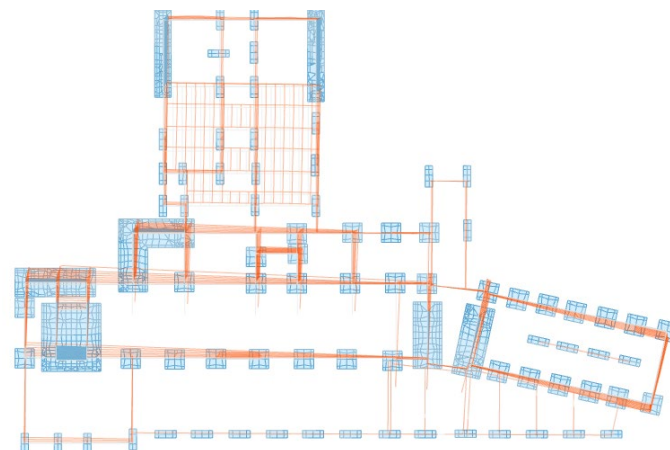
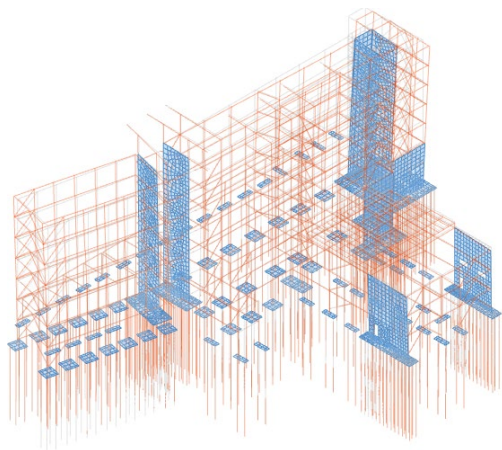
Caratteristiche dinamiche



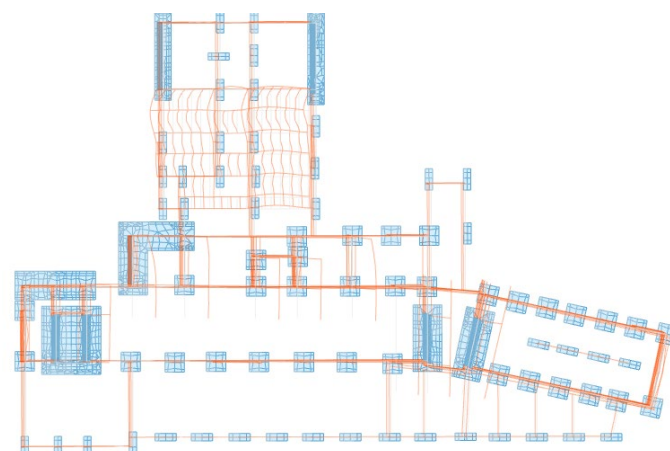
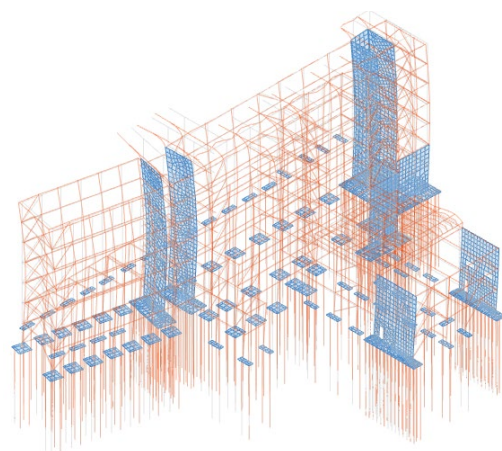
Modo 1



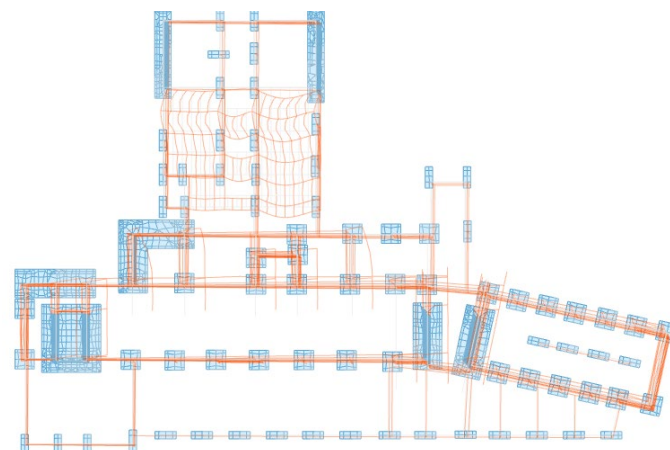
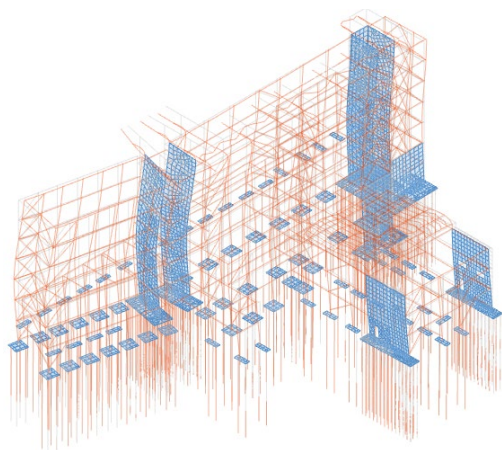
Modo 2



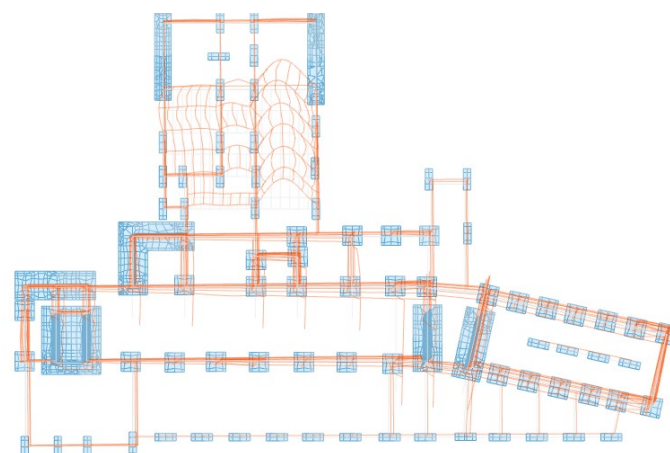
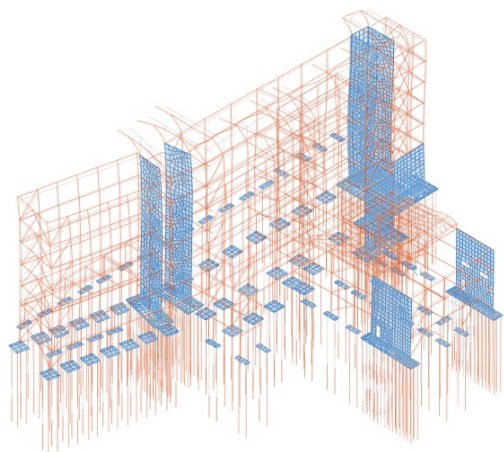
Modo 3



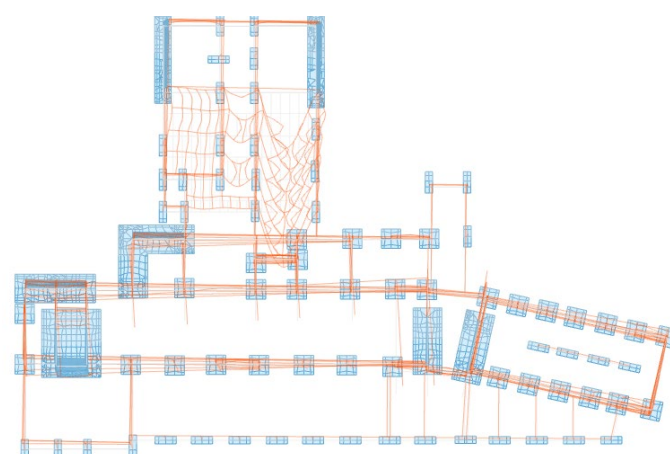
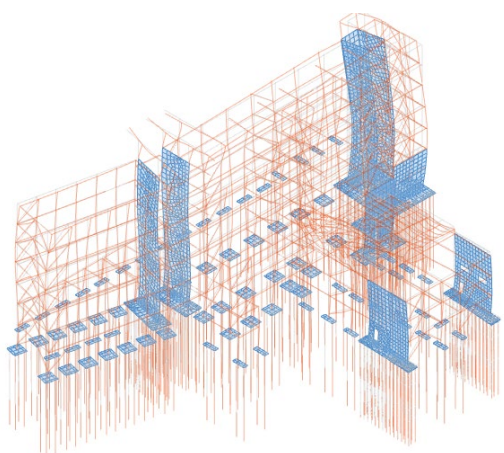
Modo 4



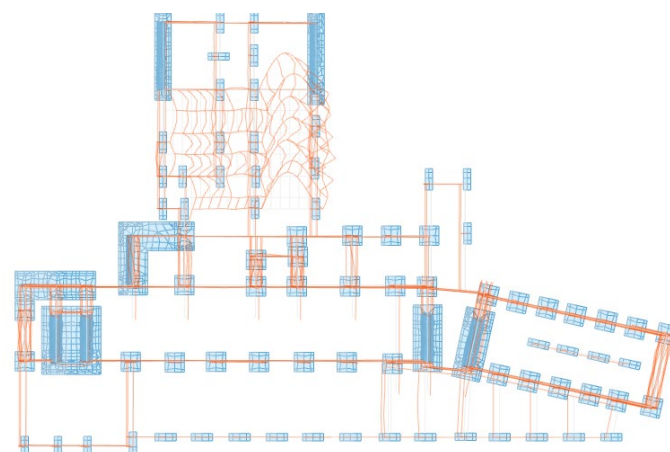
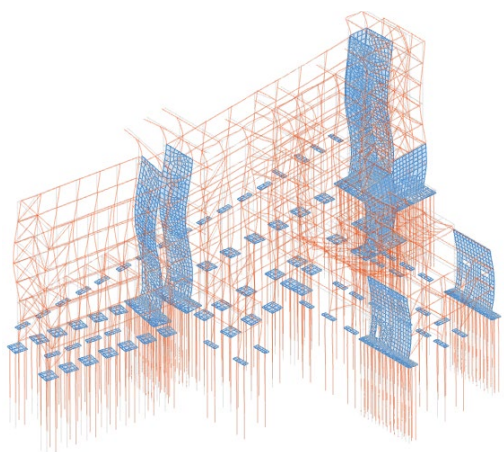
Modo 5



Modo 6



Modo 7



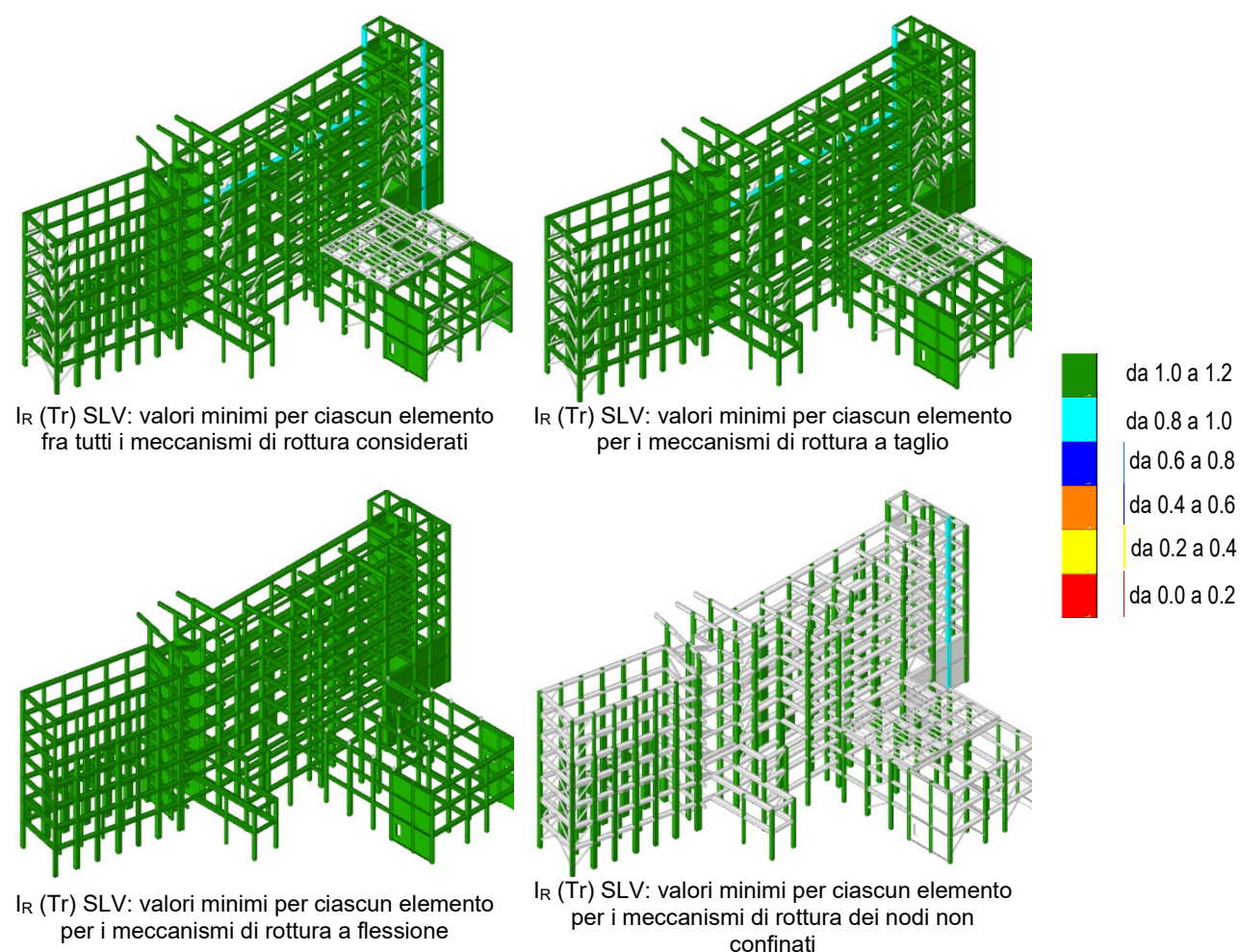
Modo 8

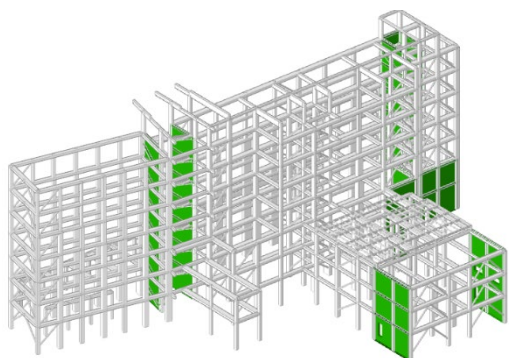
L'analisi statica non lineare – pushover ha fornito i seguenti parametri espressivi della capacità portante laterale e, quindi, della vulnerabilità sismica globale del blocco in esame. Sono, pertanto, riportati i valori minimi delle accelerazioni, dei periodi di ritorno, degli indicatori di rischio sismico per i diversi stati limite analizzati:

Tabella riepilogativa valori di sintesi vulnerabilità sismica in termini di PGA, Tr

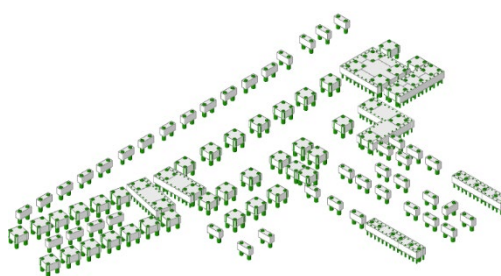
Stato Limite	PGA	T_r	$\zeta_{PGA=I_R} (PGA)$	$\zeta_{TR=I_R} (T_r)$
SLO				
Spostamento di interpiano SLO	0.079	61	1.007	1.007
SLD				
Spostamento di interpiano SLD	0.118	133	1.145	1.119
SLV				
Rottura a taglio degli elementi in c.a.	0.252	949	1.000	1.000
Rottura di nodo	0.252	949	1.000	1.000
Rotazione alla corda SLV degli elementi in c.a.	0.253	962	1.004	1.006
Valori minimi SLV	0.252	949	1.000	1.000

Per meglio comprenderne l'evoluzione dei meccanismi di collasso si riportano a seguire alcune immagini di sintesi relative ai valori degli indicatori di rischio sismico per i vari elementi strutturali e per i principali meccanismi di rottura allo stato limite SLV.





I_R (Tr) SLV: valori minimi per ciascun elemento per i meccanismi di rottura a taglio nuclei pareti in c.a.



I_R (Tr) SLV: valori minimi per ciascun elemento per i meccanismi di rottura a taglio dei pali

Nei confronti dello stato limite di danno SLD le verifiche risultano soddisfatte.

Nei confronti dello stato limite di operatività SLO le verifiche risultano.

In riferimento all'analisi pushover, l'indicatore di rischio sismico nei confronti dello stato limite di salvaguardia della vita SLV (quello che caratterizza maggiormente la sicurezza della struttura) per l'unità strutturale denominata "Corpo A" risulta verificato per l'attivazione sia dei meccanismi di rottura fragile a taglio e di rottura dei nodi non confinati e sia nei confronti dei meccanismi duttili a flessione.

Per quanto riguarda i nodi non confinati si precisa, infatti, che una prima distinzione è stata fatta tra nodi interamente confinati (quindi esclusi dalla verifica) e nodi non interamente confinati (sottoposti a verifica). I nodi interamente confinati (esclusi dalla verifica) sono stati considerati tali quando in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave ovvero quando il nodo è circondato da una trave a spessore. In particolare, il confinamento si considera realizzato quando, su ogni faccia del nodo, la sezione della trave copre per almeno i 3/4 la larghezza del pilastro e, su entrambe le coppie di facce opposte del nodo, le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i 3/4 dell'altezza (cfr. paragrafo 7.4.4.3 NTC18).

Nel dettaglio dei diversi meccanismi di collasso, è possibile constatare che il primo meccanismo di collasso che si attinge riguarda la rottura a taglio delle aste in c.a. con indicatore di rischio sismico minimo pari a 1.000 (pilastrata al filo n. 22 e Trave a "Piano 4b" 22-31).

Con riferimento al meccanismo di rottura fragile dei nodi non confinati (secondo meccanismo di collasso in ordine di successione) si evidenzia l'attingimento di un indicatore minimo di rischio sismico pari a 1.000 (pilastrata al filo n.52).

Infine, con riferimento al meccanismo di rottura duttile a flessione delle aste in c.a. (terzo meccanismo di collasso in ordine di successione) si evidenzia l'attingimento di un indicatore minimo di rischio sismico pari a 1.011 (Trave a "Piano 8" 21-22).

Dall'osservazione dei risultati e in particolar modo dalle immagini di sintesi relative ai valori degli indicatori di rischio sismico, come sopra riportate, si evidenzia che l'edificio nelle condizioni di progetto non mostra in valore assoluto alcuna vulnerabilità, ciò essendo l'indicatore minimo uguale 1.000 (pari a circa il 100% della resistenza richiesta dalle norme attualmente vigenti per una nuova costruzione).

12. GIUDIZIO DI SINTESI DEI RISULTATI DELLE ANALISI PER AZIONI SISMICHE

L'esame dei risultati ottenuti dalle verifiche numeriche svolte evidenzia alcune criticità generali che interessano le unità strutturali che costituiscono il "Padiglione Ravaschieri".

In effetti, entrambi i corpi di fabbrica sono caratterizzati da una vulnerabilità sismica elevata nei confronti delle pseudo-accelerazioni spettrali (sisma di progetto) previste dall'attuale normativa di riferimento.

In particolare, nei confronti degli stati limite di esercizio SLE:

- il Corpo A non esibisce alcuna vulnerabilità sia allo stato limite di operatività SLO che allo stato limite di danno SLD;

<i>Sintesi degli indicatori di rischio sismico allo SLE</i>				
Unità Strutturale	SLO		SLD	
	ζ_{PGA}	ζ_{TR}	ζ_{PGA}	ζ_{TR}
Corpo A	1.007	1.007	1.145	1.119

Con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita SLV (quello che caratterizza maggiormente la sicurezza della struttura) l'unità strutturale oggetto dell'analisi esibisce i seguenti valori degli indicatori di rischio sismico:

<i>Sintesi degli indicatori di rischio sismico allo SLV</i>						
Unità Strutturale	Rottura a taglio degli elementi in c.a.		Rottura dei nodi non confinati		Rotazione alla corda degli elementi in c.a.	
	ζ_{PGA}	ζ_{TR}	ζ_{PGA}	ζ_{TR}	ζ_{PGA}	ζ_{TR}
Corpo A	1.000	1.000	1.000	1.000	1.004	1.006

Nello specifico l'unità strutturale esaminata non manifesta né meccanismi di rottura fragile a taglio e di rottura dei nodi non confinati, né meccanismi di rottura duttile per flessione.

In termini assoluti, i valori minimi dell'indicatore di rischio sismico in relazione al primo meccanismo di rottura che si attiva (rottura fragile a taglio) risultano non inferiori all'unità, nello specifico il minimo risulta pari ad 1.000.

13. ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO

I risultati delle elaborazioni numeriche sono riportati negli allegati tabulati di calcolo. Le analisi sono state effettuate con il software di calcolo Sismicad, prodotto dalla Concrete srl.

Ai fini della validazione del programma di calcolo utilizzato è possibile dichiarare che la documentazione a corredo del software e il controllo dei risultati ottenuti dall'impiego del software su problemi, la cui soluzione teorica è nota a partire da autorevoli test ingegneristici, ne comprovano l'affidabilità e l'attendibilità dei risultati.

14. CONCLUSIONI

L'edificio "Padiglione Ravaschieri" è composto da n. 2 unità strutturali con struttura in cemento armato (Corpo A e Corpo B).

Il progetto originario è stato redatto nel periodo a cavallo del 1960, la realizzazione è avvenuta nel corso degli anni '60.

Dai sopralluoghi effettuati è emerso che lo stato di conservazione è mediocre dal punto di vista strutturale e sufficiente dal punto di vista delle rifiniture. Si rimanda al paragrafo 7 della relazione descrittiva per un elenco di dettaglio dello stato di degrado.

Diverse sono le vulnerabilità non quantificabili numericamente per le quali si rimanda al paragrafo precedente.

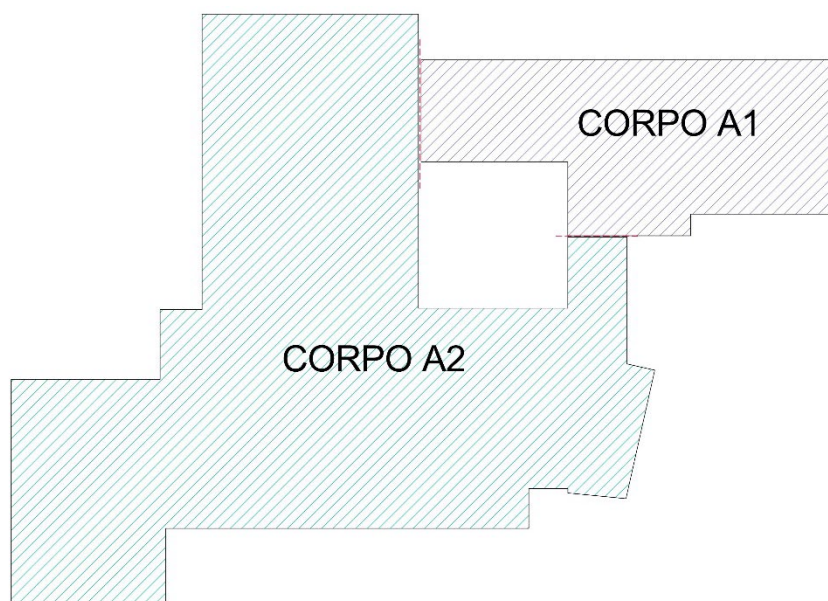
Le analisi numeriche eseguite in fase di definizione della vulnerabilità dello stesso alle azioni sismiche nello stato di fatto hanno evidenziato che l'edificio sebbene risulti verificato nei confronti dei carichi verticali, presenta una vulnerabilità di tipo alta nei confronti delle azioni sismiche previste dalla normativa tecnica vigente e in linea con edifici analoghi coevi progettati per resistere ai soli carichi verticali.

Le analisi mostrano inoltre la possibilità del verificarsi fenomeni di "martellamento" tra corpi contigui giuntati.

Da quanto innanzi la necessità di procedere all'adeguamento sismico dell'intero padiglione anche **in funzione della destinazione d'uso strategica degli edifici**.

Gli interventi di cui ai precedenti paragrafi 10.5, 10.6 e 10.7, hanno l'obiettivo di modificare l'attuale struttura dell'edificio (costituito dalle unità strutturali Corpo A e Corpo B), in una nuova configurazione ne strutturale (Corpi AB e A1) dal punto di vista dinamico maggiormente prestazionale nei confronti delle azioni sismiche.

La creazione di nuovi giunti strutturali, di cui al paragrafo 10.5, ha lo scopo di suddividere il Corpo A in due nuove sottostrutture più regolari: il Corpo A1 e il Corpo A2.

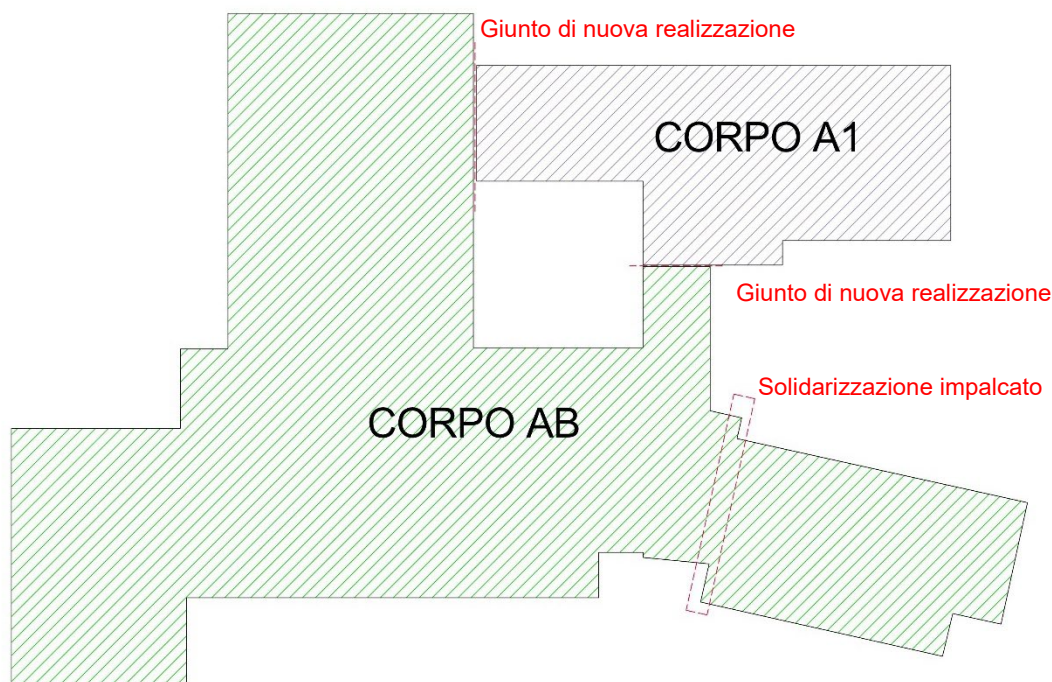


Schema di suddivisione del Corpo A

Considerando l'esiguo spessore del giunto esistente tra il Corpo A e il Corpo B (pari a circa 2 cm), e l'estrema difficoltà esecutiva di adeguamento dello stesso, si è optato per un intervento di solidarizzazione tra il nuovo Corpo A2 e il Corpo B.

La solidarizzazione degli impalcati si otterrà mediante l'inserimento di dispositivi del tipo shock transmitter, di cui al paragrafo 5.6 e l'inserimento di pareti in c.a., di cui al paragrafo 5.7.

La nuova configurazione del Padiglione in oggetto è visibile nello schema a seguire.



Configurazione finale del Padiglione Ravaschieri

Le unità strutturali risultanti - Corpo AB e Corpo A1 - presentando una maggior regolarità planimetrica e altimetrica rispetto alla configurazione originaria, mostrano una maggiore omogeneità nella distribuzione delle rigidezze traslanti ai vari impalcati.

Come evidente dai risultati dell'analisi numerica condotta sul corpo di fabbrica definito AB (nuova configurazione di parte dell'intero corpo di fabbrica conseguente alla realizzazione dei programmati interventi di adeguamento sismico) e delle dovute verifiche previste dalla vigente normativa in materia, lo stesso può ritenersi non vulnerabile e quindi verificato ai sensi di quest'ultima.