



## IMPIANTO NATATORIO "GIACOMO FERRARI"



### CONTENUTO DEL FASCICOLO

- R2-ALL.1** Valutazione della sicurezza strutturale :  
Processo di analisi e valutazione - FASE 1
- R2-ALL.2** Valutazione della sicurezza strutturale :  
Processo di analisi e valutazione - FASE 2
- R2-ALL.3** Scheda di rilievo della vulnerabilità  
di elementi non strutturali

ELABORATO

CODICE

**R2**

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STRUTTURALE / VULNERABILITA' SISMICA





## RELAZIONE METODOLOGICA

### 1 PREMESSA

La presente Relazione Metodologica, redatta in conformità con quanto previsto al p.to 2.1 di art. 2 del Sub Allegato 2-A alla d.G.R. 936/2008; e da in Art.9 comma 2 del Disciplinare di Incarico Professionale, illustrerà il processo preliminare di acquisizione dei dati e definizione di un quadro conoscitivo dell'aggregato strutturale finalizzato alla analisi di verifica dei livelli di sicurezza strutturale in ambito statico e sismico.

In particolare, il presente documento, successivo al Documento tecnico R1 di "Valutazione delle vulnerabilità tangibili per azioni statiche", illustra e riepiloga il processo di acquisizione dei dati di caratterizzazione geometrica, costruttiva, meccanica degli elementi strutturali, nonché di caratterizzazione geologico-geotecnica e sismica del sito di intervento.

Sulla valutazione della sicurezza e vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato serve precisare come il processo definito dall'attuale quadro normativo (ed anche già da Cap.11 di Allegato 2 dell'OPCM 2003) possa essere articolato in 3 fasi :

- ⇒ Conoscenza della struttura in termini di geometria, tecnologia costruttiva, caratteristiche dei materiali strutturali e condizioni di conservazione;
- ⇒ Definizione delle prestazioni richieste in termini di pericolosità sismica del sito e livello di protezione sismica accettato;
- ⇒ Valutazione della struttura esistente con applicazione di metodi di analisi e modellazione compatibili con il comportamento sismico delle strutture

In altri termini, ad una prima attività di CONOSCENZA viene fatta seguire il successivo studio di ANALISI.

Nei paragrafi seguenti, quindi si procederà ad illustrare :

- ✓ La natura e consistenza delle informazioni necessarie per la caratterizzazione delle unità strutturali
- ✓ La modalità di acquisizione di tali informazioni
- ✓ I livelli di prestazioni di capacità sismica attesi per le unità strutturali oggetto di analisi
- ✓ I metodi di valutazione della capacità sismica e la relativa modellazione di schematizzazione

La elaborazione del processo conoscitivo iniziale la successiva elaborazione numerica, per una migliore visualizzazione dei risultati di analisi, verrà sviluppato in una serie di documenti con restituzione prevalentemente grafica dei risultati di rilievo ed analisi in modo da localizzare con maggiore immediatezza gli elementi di criticità rilevati.

Lo studio di Valutazione della sicurezza comprende elaborazioni relative a :

- Rilievo Geometrico - strutturale
- Caratterizzazione geomorfologica del sito con relazione geologica
- Rilievo fotografico e del quadro fessurativo
- Rilievo materico e dei Particolari costruttivi con campagna di indagini specialistiche

- Verifiche numeriche nei confronti dei carichi statici
- Verifiche numeriche nei confronti delle azioni sismiche con analisi dei meccanismi locali e globali

I temi citati saranno oggetto di specifici elaborati, organizzati in documenti, rispettivamente relativi a :

- R1** Valutazione delle vulnerabilità tangibili per azioni statiche
- R2** Relazione metodologica
- R.2.1** Rilievo geometrico strutturale della Unità denominata STRALCIO 1
- R.2.2** Rilievo geometrico strutturale della Unità denominata STRALCIO 2
- R.2.3** Rilievo geometrico strutturale della Unità denominata STRALCIO 3
- R.2.4** Analisi storico critica – Documentazione di archivio
- R.3** Rilievo fotografico – Rilievo dello stato di fatto / Analisi storico-critica
- R.4** Rilievo materico – Indagini di caratterizzazione dei materiali
- R.5.1** Verifiche tecniche di sicurezza statica e sismica con analisi del rischio – Unità strutturale STRALCIO 1
- R.5.2** Verifiche tecniche di sicurezza statica e sismica con analisi del rischio – Unità strutturale STRALCIO 2
- R.5.3** Verifiche tecniche di sicurezza statica e sismica con analisi del rischio – Unità strutturale STRALCIO 3
- R.6** Sintesi dei risultati ed indicazione degli interventi necessari

Nello specifico, la presente relazione metodologica è successiva alla relazione R1 di Valutazione delle vulnerabilità tangibili per azioni statiche, in cui la identificazione delle criticità statiche preminenti ha reso necessario:

- Il sopralluogo dell'intero aggregato strutturale
- L'esame del quadro fessurativo e del degrado
- La identificazione delle tipologie strutturali e delle unità strutturali
- L'esame della documentazione di archivio con ricostruzione della cronologia costruttiva e degli interventi successivi.
- La individuazione delle vulnerabilità non quantificabili numericamente

In conformità con quanto previsto da d.G.R. 936/2008 la presente relazione metodologica viene emessa a seguito della [completo esame](#) della documentazione tecnica reperita per le unità strutturali oggetto di analisi, con particolare riferimento alla documentazione progettuale originale completa relativa a tutti e tre le unità strutturali e comprensiva delle varianti strutturali apportate in corso d'opera, acquisita in data 25 marzo 2021.

In ragione di ciò il documento R2 è corredato da tre Album grafici allegati rispettivamente dedicati ai rilievi geometrici e strutturali delle 3 unità strutturali di cui è composto l'aggregato.

Tali elaborati sono quindi stati implementati con la caratterizzazione del 100% dei particolari costruttivi dei nodi e degli schemi di armatura oltre che con un rilievo completo delle strutture di fondazione (acquisito dalla elaborazione progettuale originaria completa delle revisioni apportate con le varianti effettuate in corso d'opera).

Il documento R2.4 dedicato alla raccolta della documentazione tecnica reperita presso l'Archivio Comunale è stato completato con tutti gli elaborati grafici del progetto strutturale aggiornati con le varianti apportate in corso d'opera sino a collaudo.



Tale ulteriore acquisizione documentale, come verrà meglio illustrato nei paragrafi seguenti, ha consentito il raggiungimento di una **conoscenza ESAUSTIVA dei dettagli costruttivi** (con caratteristiche dei collegamenti verificate in percentuale superiore al 50%).

Il rilievo geometrico strutturale delle tre unità è quindi completato dal **rilievo fotografico** degli elementi strutturali, prodotto in **Elaborato R3**.

Il rilievo materico con caratterizzazione delle **prestazioni meccaniche dei materiali** nell'ambito di un piano di indagine conforme alla acquisizione di un livello di conoscenza pari ad LC2 (secondo quanto previsto da tab. C8.5V e come richiesto da Disciplinare di incarico) è stato illustrato in **elaborato R4**.

Nei paragrafi seguenti si provvederà ad una sintesi dei contenuti principali della documentazione citata a motivazione dell'approccio di modellazione ed analisi strutturale adottato per le 3 unità.

Il **processo di analisi e valutazione** è quindi riepilogato per diagrammi di flusso allegati in termini di:

**FASE 1 – PERCORSO CONOSCITIVO DI GENERAZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE DI ANALISI**

**FASE 2 – ANALISI E VERIFICA**

## 2 CONOSCENZA DELL'AGGREGATO

La conoscenza dell'aggregato strutturale, o meglio, degli elementi strutturali delle 3 unità e del sito, in termini di :

1. STRUTTURA, ossia:
  - Geometria con particolari stratigrafici dei rivestimenti di impalcato e di facciata
  - Tecniche costruttive
  - Particolari costruttivi (in termini di connessioni strutturali e schemi di armatura)
  - Sequenza cronologica degli interventi strutturali apportati
  - Eventuali variazioni di uso (in termini di schemi di carico ed entità delle azioni accidentali e portate)
  - Rilievo del quadro fessurativo
  - Uso
2. MATERIALI, ossia:
  - Caratterizzazione meccanica dei materiali
  - Rilievo del degrado
  - Entità della aleatorietà ed eterogeneità delle caratteristiche meccaniche
3. CARATTERISTICHE MORFOLOGICHE, GEOMECCANICHE E SISMICHE DEL SITO, ossia:
  - Descrizione litostratigrafica del terreno di fondazione
  - Definizione di un modello geomeccanico
  - Valutazione delle caratteristiche sismiche del sito, in termini di velocità di propagazione delle onde di taglio
  - Valutazione della entità di amplificazione locale dell'impulso sismico mediante indagine di risposta sismica locale di 3° Livello
4. Valutazione del rischio di perdita di resistenza a taglio di alcuni strati in condizioni sismiche (liquefazione)

Garantisce l'acquisizione dei dati necessari per l'approccio alle analisi strutturali in ambito statico e dinamico, con riferimento a:

- **IN AMBITO STATICO**
  - Analisi dei carichi
  - Identificazione di schemi e modelli adeguati a simulare il comportamento strutturale
  - Correlazione tra livelli tensionali di analisi e criticità fessurative riscontrate in sito
  - Valutazione della coerenza della modellazione della interazione tra terreno e struttura
- **IN AMBITO SISMICO**
  - Definizione delle modalità di vibrazione delle strutture con individuazione dei periodi principali sia in termini di masse sollecitate che in rapporto allo spettro sismico del sito
  - Definizione di uno spettro di risposta sismica specifico per il sito con riferimento alle condizioni SLV, SLD, SLO;
  - Correlazione tra accelerazione impressa alla struttura in ragione della propria rigidità/periodo di vibrazione (ossia valutazioni in merito alla attribuzione di valore per il fattore di comportamento)
  - Valutazione critica delle capacità dissipative dei particolari costruttivi e dei nodi, quindi delle oggettive potenzialità dissipative della intera unità strutturale.
  - Identificazione degli elementi strutturali principali e secondari

### 2.1 RILIEVO GEOMETRICO STRUTTURALE

La valutazione Statica del complesso edilizio è stata approcciata comparando il rilievo geometrico dei suoi elementi strutturali con gli elaborati progettuali originali delle strutture. Ai sopralluoghi in sito è stata affiancata l'attività di ricerca di archivio e la implementazione comparata dei dati geometrici di rilievo.

L'accesso all'archivio storico comunale, con presa visione della documentazione già identificata dalla Stazione Appaltante ed anche con reperimento di ulteriore documentazione tecnica progettuale, ha permesso di ricostruire sia l'iter progettuale originario ed anche la serie di particolari ed accorgimenti costruttivi adottati nella realizzazione dei componenti strutturali del complesso.

Il complesso si compone di **3 UNITA' STRUTTURALI** in aggregato tutte a telaio portante in c.l.s.a realizzato in opera, identificate nel progetto delle strutture da tre differenti "Stralci" rispettivamente relativi a:

- Edificio centrale di copertura delle vasche
- Edifici adiacenti "accessori" di ubicazione degli spogliatoi, dei servizi, delle palestre.

Figura seguente evidenzia su base planimetrica la organizzazione delle 3 UNITÀ.

Tutte le unità presentano una quota di fondazione omogenea ed un unico livello interrato posto a -4.20ml rispetto al piano di calpestio della sala delle vasche (preso a riferimento di quota +0.00 nella valutazione delle altimetrie dei fabbricati).

L'unità principale è caratterizzata da una maggiore elevazione con altezza in gronda pari a +10.24ml ed altezza complessiva pari a 11.70ml, mentre le unità strutturali "accessorie" sono realizzate con copertura piana con quota di estradosso non superiore a +3.71ml (relativamente al 2° solaio superiore) e +7.00 (quota di estradosso del 3° solaio di Stralcio 3 analogo alla quota di estradosso del livello "tribune" di Stralcio 1).

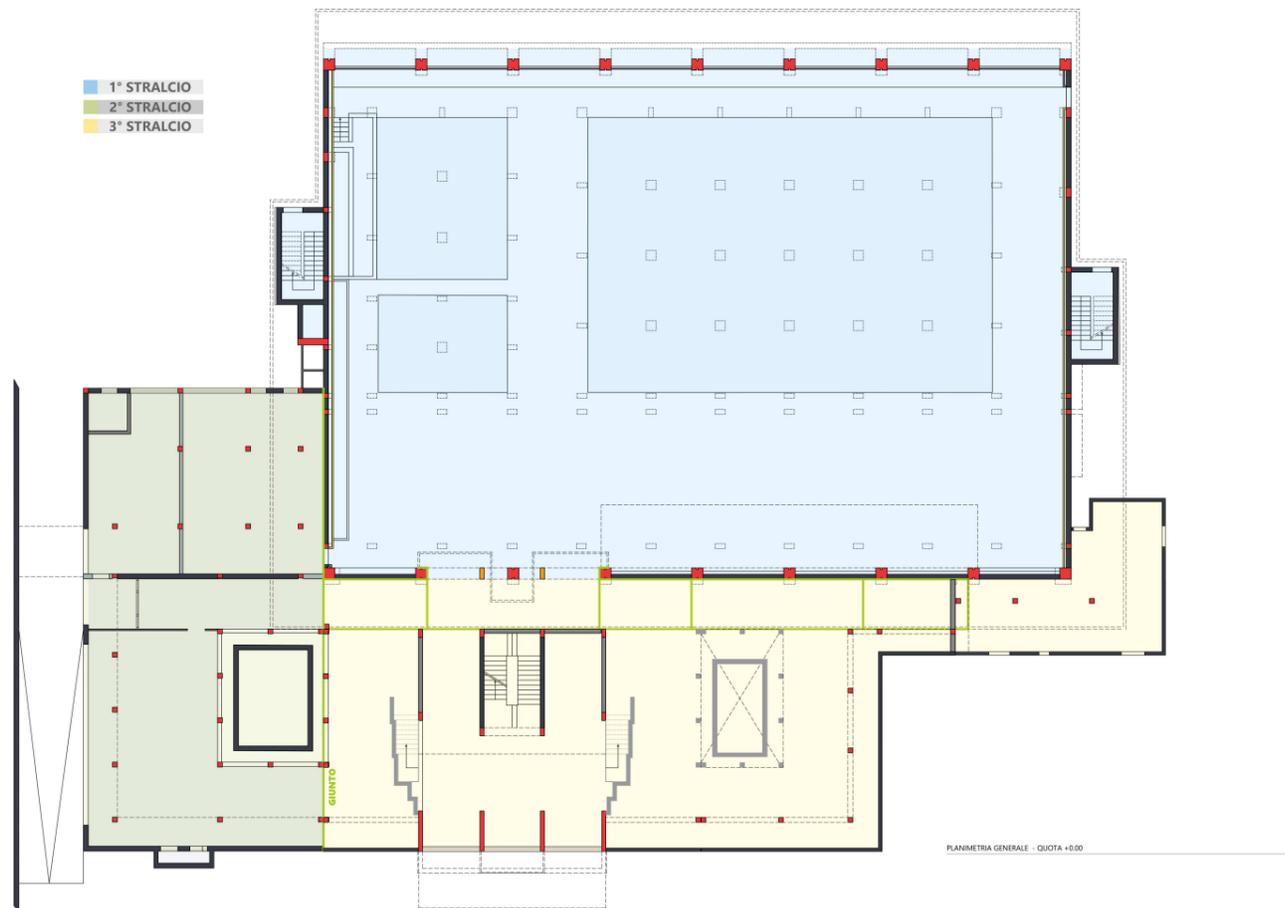


Figura 1 : Organizzazione delle 3 unità strutturali in aggregato

Nella acquisizione dei dati relativi agli elementi strutturali sono stati tenuti in conto i seguenti elementi:

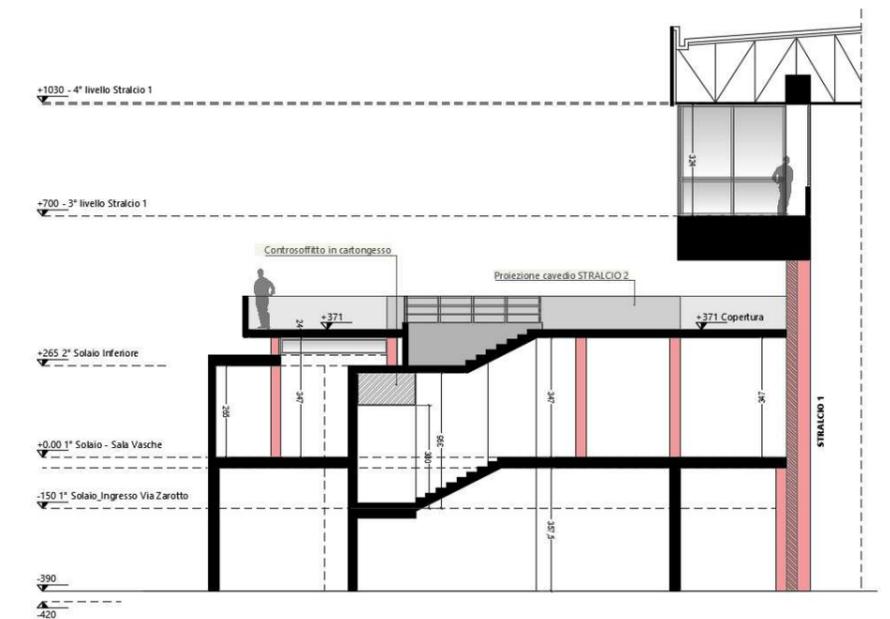
- Identificazione dell'organismo strutturale ottenuto sulla base di disegni originali di progetto verificati con indagini in situ, oppure rilievo ex-novo;
- Identificazione delle strutture di fondazione (dalla documentazione di archivio comprensiva delle revisioni effettuate per varianti in corso d'opera, senza effettuazione di pozzetti esplorativi di controllo);
- Informazioni sulle dimensioni geometriche degli elementi strutturali, dei quantitativi di armature, delle proprietà meccaniche dei materiali;
- Informazioni su possibili difetti locali dei materiali;
- Informazioni su possibili difetti nei particolari costruttivi (eccentricità travi pilastro, pilastro-pilastro, collegamenti trave-colonna e colonna fondazione);
- Informazioni sulle norme impiegate nel progetto originale;

- Descrizione della destinazione d'uso attuale e futura dell'edificio con definizione della categoria di importanza ed eventuale rivalutazione dei carichi variabili;
- Informazione sulla natura ed entità di eventuali danni subiti in precedenza e sulle riparazioni effettuate;

La individuazione della geometria dell'edificio, ossia dell'organizzazione dello schema strutturale e delle dimensioni degli elementi strutturali che consenta la messa a punto di un modello strutturale idoneo per una analisi sismica terrà conto dei seguenti aspetti:

1. Stato generale di manutenzione e conservazione con ispezioni visive all'esterno ed all'interno
2. Stato ed aspetto superficiale del calcestruzzo
3. Presenza di zone particolarmente degradate/danneggiate
4. Espulsione del copriferro
5. Disgregazione superficiale del calcestruzzo (rottture degli spigoli di elementi strutturali)
6. Distacco di pannelli di tamponatura dalle maglie strutturali
7. Interazione tra struttura ed impiantistica
8. Presenza di lesioni strutturali e non strutturali
9. Presenza di lesioni nelle pavimentazioni
10. Presenza ed entità di interventi di riparazione e qualità del loro collegamento alla struttura esistente
11. Evidenza di dissesti del terreno di fondazione e/o nelle zone circostanti

Tale attività di acquisizione dei dati, preliminare alla analisi strutturale del complesso, è stata accorpata in una serie di tavole grafiche, suddivise nelle tre unità strutturali del complesso, di sintesi dei dati di rilievo dello stato di fatto, ossia relativi alla geometria degli elementi strutturali, e di analisi storico critica dei dati progettuali, con implementazione dei dati di rilievo mediante inserimento dei particolari di armatura e costruttivi delle parti in c.a., in parte indicati negli elaborati progettuali originali e non direttamente visibili in sito. La coerenza del dato progettuale originario è stata quindi accertata in sito mediante controllo indiretti di tipo pacometrico e termografico o, in modo diretto, con saggi, ubicati come da campagna di indagine diagnostica, illustrata in Elaborato R4 della presente Valutazione della Sicurezza e Vulnerabilità sismica.

Figura 2 : Sezione tra ST1 ed ST2  
(rif. Soc. R.2.1, R.2.2, R.2.3)



Scheda sintetica delle attività di indagine per individuare condizioni attuali e geometria della struttura		
Attività	Descrizione	DATI
Stato di fatto	Valutazione visiva dello stato di conservazione ispezionando esterno, sottotetto e seminterrato	
	Ricerca di zone degradate e/o danneggiate	
	Espulsione copriferro (in tal caso valutare se trattasi di barre lisce o ad a.m.)	
	Presenza di lesioni strutturali e non (natura ed ampiezza di eventuali lesioni)	
	Presenza di evidenti dissesti nel terreno	
	Disgregazione superficiale, rottura degli spigoli: balconi, gronde, pilastri	
	Distacco dei pannelli di tamponatura della maglia strutturale	
	Presenza di lesioni nei pavimenti	
	Stato ed aspetto superficiale del calcestruzzo	
	Interazione tra struttura ed impiantistica: valutazione della posizione degli impianti	
Rilievo fotografico ed ubicazione nella planimetria		
Schema strutturale	Numero dei piani	
	Altezza di interpiano a tutti i livelli	
	Individuazione presenza e natura di giunti tra corpi contigui	
	Individuazione dei corpi agglunti, sopraelevazioni, modifica dello schema resistente originario; interventi eseguiti in passato, di recente o in corso	
	Asimmetria del sistema resistente (presenza di sporgenze e/o rientranze e relative dimensioni)	
	Parti di strutture controterra e/o seminterrate	
	Accertamento della tipologia, delle caratteristiche, dello stato di conservazione e del piano di posa delle fondazioni	
	Accertamento della tipologia, e della posizione del corpo scale e dell'eventuale nucleo ascensore	
	Presenza di telai e/o sistemi resistenti in due direzioni ortogonali	
	Allineamento dei pilastri in due direzioni ortogonali	
	Posizione planimetrica, dimensioni quantitative, disposizione e tipologia di armature dei pilastri	
	Posizione planimetrica, dimensioni quantitative, disposizione e tipologia di armature delle travi	
	Sfalsamento tra assi dei pilastri ed assi delle travi	
	Presenza di pilastri tozzi, (elementi strutturali quali travi a ginocchio o tamponature disposte a nastro)	
Spessore, orditura, interassi dei travetti dei solai		
Scelta delle zone da assoggettare a prove in sito		
Carichi agenti	Presenza e posizione di archivi e/o biblioteche (fotografia e collocazione planimetrica)	
	Valutazione del carico permanente effettivo e del probabile carico accidentale (in relazione al progetto)	
Tamponature	Individuazione delle maglie strutturali efficacemente tamponate	
	Dimensione e tipo delle tamponature	
	Piano porticato	
	Piano flessibile	
	Finestre a nastro	
Indagini in-situ	Altezza dei campi tamponati	
	Individuazione punti di sondaggio per l'individuazione dei dettagli costruttivi	
	Pilastri	
	Travi	
	Solai: orditura, interasse, armature a momento positivo	
Consistenza delle tamponature: spessore, strati, camere d'aria		

Figura 3 : Scheda sintetica delle attività di indagine

## 2.2 ANALISI STORICO – CRITICA

Come esposto in Premessa, l'acquisizione documentale reperita presso l'Archivio Comunale relativa ad una parte degli elaborati progettuali originari, verificati essere non perfettamente coerenti con le condizioni delle strutture in c.a. rilevate in loco, è stata quindi completata dal reperimento dagli eredi del Progettista e Direttore Lavori delle strutture Ing. Giuseppe Peri della totalità degli elaborati grafici del progetto strutturale delle parti in c.a. revisionate dal DL in corso d'opera.

In figure seguenti si propone in forma tabellare l'elenco degli elaborati grafici acquisiti per le tre unità strutturali.

La ricerca di archivio ha invece permesso il recupero di:

- Relazione Geotecnica a firma Geol. Carlo Vergiani e Geol. Enrico Panicieri (02/05/1972)
- Indagini Geognostiche effettuate dalla Ditta "Ugolotti Adriano" per conto della Impresa Ghidini (15/06/72)
- Descrizione tecnica dei pali proposti dalla impresa "Pali Franki e Fondazioni S.p.A." di Genova (05/06/72)
- Collaudo statico dell'intero complesso, a firma Ing. Giovanni Condorelli (20/03/78)
- Verbali di Agibilità – Prefettura di Parma 08/11/1989, 24/02/1990
- Prova di carico della tribuna a sbalzo, Verbale a firma Ing. Giancarlo De Lisi (18/01/1990)
- Prova di carico del parapetto della tribuna a sbalzo, Verbale a firma Ing. Giuseppe Russo (08/10/10)

### 2.2.1 CRONOLOGIA COSTRUTTIVA

L'attività di progettazione delle strutture venne avviata nel maggio 1972 con effettuazione delle indagini geognostiche ed elaborazione della relazione geologico-geotecnica e a firma del Dott. Geol. Enrico Panicieri (**ALLEGATO 1.1 in doc. R.1**)

Il progetto delle strutture venne quindi elaborato su 3 Stralci (ossia su tre unità strutturali) negli anni 1972-1975 dall'Ing. Giuseppe Peri. La realizzazione delle strutture dei 3 stralci venne affidata alla Impresa Ghidini Orbio.

Il Collaudo delle strutture venne effettuato in data 20.3.1978 dall'Ing. Giovanni Condorelli (**ALLEGATO 1.2 in doc. R.1**)

Negli anni successivi sono documentati interventi di manutenzione straordinaria di:

- Rifacimento delle lattonerie;
- Coibentazione ed impermeabilizzazione di alcune coperture piane;
- Protezione dei ferri d'armatura;
- Installazione di sistemi provvisori di accesso alla copertura (passerelle di ispezione in quota ed argani di movimentazione dei corpi illuminanti)

Senza evidenza di intervento alcuno sulle parti strutturali del complesso. Agli atti sono infine depositate due prove di carico sulla tribuna a sbalzo di 3° solaio della unità strutturale principale (ST1), rispettivamente eseguite:

- Nel 1990 nell'ambito della valutazione della sicurezza statica della tribuna effettuata dall'Ing. Giancarlo De Lisi, supportata da specifica prova di carico, descritta per procedura operativa e risultati, nel Verbale di Prova di Carico allegato alla presente relazione (**ALLEGATO 1.3 in doc. R.1**)
- Nel 2010 con valutazione della sicurezza statica della gradinata e del parapetto della tribuna di 3° livello, supportata da prove di carico condotte da Laboratorio Geotecnologico Emiliano (rapporti di prova 3246 e 3247 di **ALLEGATO 1.4 in doc. R.1**).



STRALCIO 1			
COD. ELAB	DESCRIZIONE	COD. ELAB	DESCRIZIONE
1	Pianta delle fondazioni	38	Lastre 1° solaio sez. AA, BB, CC, DD, EE
2	Plinti su 2 pali	41	Scale laterali
3	Plinti su 3 pali	48	Stralcio della pianta del 1° solaio
4	Plinti su 4 pali	49	Particolare del muro in C.A. perimetrale
5	Pianta dei muri e dei pilastri portanti il 1° solaio	50	Travi del bordo della vasca
6	Pilastri interni portanti il 1° solaio	51	Travi del bordo della vasca
7	Pilastri perimetrali il 1° solaio	52	Travi del bordo della vasca
8	Plinti su 5 pali	53	Travi del bordo della vasca
9	Plinto e zatteroni su pali della scala e ascensore presso P49, P50, P62, P67	54	Travi del bordo della vasca
10	Solettone di fondazione del vano scala presso P61, P73	55	Travi del bordo della vasca
11	Muro in C.A. e solettone di collegamento tra i plinti P102 e P110	56	Travi portanti il 1° solaio zona scale
12	Muro in C.A. e solettone di collegamento tra i plinti P1... P12	57	Solettone di fondo delle vasche
13	Muro tra P1... P37 collegamenti tra i plinti P1...P25 e i plinti P25...P50	67	Pianta del 2° solaio
14	Muro in C.A. e solettone di collegamento tra i plinti P77 e P102	68	Travi portanti 2° solaio
15	Muro in C.A. tra P73 e P110 e solettone di collegamento tra i plinti P73 e P110	70	Pianta 3° solaio
16	Muro in C.A. tra P12 e P48 e solettone di collegamento tra i plinti P12 e P48	71	Sezioni 3° solaio
17	Muro in C.A. della scala presso P48 e P73	72	Giunti tipo A e giunti contro terra
18	Muri in C.A. della scala presso P50 e P77	73	Variante alle travi 2° solaio
19	Platea di fondazione: soletta con luce di 7,50 metri	76	Travi portanti 3° solaio (1°P)
20	Platea di fondazione: lastre (sez. BB, CC, GG, HH)	77	Travi portanti 3° solaio (2°P)
21	Platea di fondazione: lastre (sez. DD, EE, FF)	78	Travi portanti 3° solaio
22	Travi rovescie di fondazione	81	Variante alla zona scale presso vasche piccole
23	Travi rovescie di fondazione	82	Variante travi 1° solaio presso vasche piccole
24	Travi rovescie di fondazione e cordoli	--	Pianta delle fondazioni - massime azioni sui pali
25	Travi rovescie di fondazione	91	Armatura supplementare pilastri con pluviale
26	Travi rovescie di fondazione T130, T131 e variante al solettone tra P2, P4, P6	95	Avvertenze per travi e pilastri 3° solaio
27	Pianta 1° solaio	98	Travi portanti 4° solaio
28	Travi rovescie di fondazione	99	Pianta 4° solaio
29	Pianta dei muri e dei pilastri portanti il 2° solaio	101	Solette inferiori H8cm 3° solaio
30	Pianta dei muri e dei pilastri portanti il 3° solaio	102	Variante travi 4° solaio
31	Pianta dei muri e dei pilastri portanti il 4° solaio	--	Verbale di collaudo Ing. Condorelli Giovanni (1978)
32	Travi portanti il 1° solaio	119	Camino in c.a.
33	Travi portanti il 1° solaio	121	Tribuna
34	Pilastri portanti il 2° e 3°solaio	125	Vasca di compensazione: armatura delle pareti e della platea
35	Pilastri portanti il 4° soaio	126	Vasca di compensazione: soletta di copertura particolari del C.A.
37	Travi portanti il 1° solaio		

Figura 4 : Elenco degli elaborati grafici del progetto strutturale di STRALCIO 1

STRALCIO 2		STRALCIO 3	
COD. ELAB	DESCRIZIONE	COD. ELAB	DESCRIZIONE
39	Pianta delle fondazioni	72	Giunti tipo 'A' per appoggio dei solai e giunti contro terra
40	Pianta dei pilastri portanti il 1° solaio	80	Pilastri e muri portanti 1°solaio
42	Travi rovescie di fondazione	84	Pilastri portanti 1° solaio
43	Pilastri portanti il 1° solaio	85	Pilastri portanti 2° solaio inferiore
44	Doppie mensole di fondazione	86	Pilastri portanti 2° solaio superiore
45	Platea di fondazione tra T8, T9, T13, T15, T18 sezione 180x50	87	Pilastri portanti 3° solaio
46	Muri in C.A. tra fondazioni e 1° solaio	88	Pianta fondazioni
47	Muro in C.A. del corpo esterno (oltre il 1° solaio)	89	Pianta pilastri e muri 2° solaio inferiore e superiore
58	Pilastri portanti il 2° solaio	90	Pianta pilastri 3° solaio
59	Pilastri portanti il 3° solaio	93	Doppie mensole di fondazione
60	Pianta dei pilastri portanti il 2° solaio inferiore e superiore	94	Travi rovesce platea fondazione
61	Pianta 1° solaio	96	Travi rovesce di fondazione
62	Travi portanti il 1° solaio	97	Pianta del 1° solaio
63	Pianta 2° solaio inferiore	100	Travi portanti 1° solaio (1P)
64	Pianta 2° solaio superiore	103	Travi portanti 1° solaio (2P)
65	Travi portanti secondo solaio inferiore	104	Pianta del 2° solaio INF.
66	Travi portanti secondo solaio superiore	105	Pianta del 2° solaio SUP.
69	Variante alle fondazioni e muri in c.a.	106	Scala
74	Solette in c.a. quota 1° solaio	107	Sezione della scala
75	Cordolo T39 1° solaio	108	Muri interni in c.a. non controterra
79	2° solaio interrato	109	Annotazione libera delle varianti alle travi T1-T2 e T1bis-T2bis
83	Passerella pedonale 1° solaio	110	Mensole delle gradinate
92	Sbalzi a quota 2° solaio superiore	111	Sbalzi e solette del 2° solaio (da gettare in opera in corrispondenza dei pilastri P145, P149, P153, P157) del 2° solaio INF.
124	Muri di sostegno	112	Pianta del 3° solaio
127	Muri di sostegno	113	Travi portanti 2° solaio superiore
		114	Travi portanti 2° solaio inferiore
		115	Travi portanti 3° solaio
		116	Sbalzi e solette del 3° solaio (da gettare in opera in corrispondenza dei pilastri P145, P149, P153, P157) del 3° solaio
		117	Variante alle travi T75-T78 del 2° solaio superiore
		118	Cordoli solai per appoggio sui giunti - Sbalzi a quota 2° solaio inferiore
		120	Variante alla trave T24
		122	Variante alle travi T75 e T78 2° solaio superiore
		123	Copertura vano scale

Figura 5 : Elenco degli elaborati grafici del progetto strutturale di STRALCI 2 e 3

## 2.3 TECNOLOGIA COSTRUTTIVA

### 2.3.1 FONDAZIONI

L'edificio centrale risulta essere fondato su pali, le cui caratteristiche sono documentate dagli elaborati depositati presso l'archivio comunale. Gli edifici accessori di 2° e 3° stralcio hanno invece struttura di fondazione di tipo superficiale su graticcio travi rovesce. Come meglio illustrato in veste grafica nelle planimetrie progettuali delle fondazioni (si veda elaborato R2.1 relativo alla unità strutturale 1) le palificate sono organizzate per plinti in corrispondenza dei pilastri principali, dei setti vano scala e di supporto delle travi rovesce di sostegno delle murature di tamponamento di maggiore altezza.

Il sistema di fondazione "profondo" è quindi affiancato da un sistema "superficiale" a platea nervata su cui poggiano i pilastri di sostegno delle vasche in c.a. delle piscine. L'assenza di deformazioni e fessurazioni in parete come pure l'assenza di un quadro fessurativo che suggerisca cedimenti differenziali è confermata dalla presenza di una disconnessione strutturale tra struttura di fondazione del fabbricato di "chiusura" della sala delle vasche (con relativo sbalzo di tribuna e galleria a quota +7.00) e la sala stessa.

I controlli in sito ed il riscontro con gli elaborati progettuali originari hanno quindi potuto confermare la presenza di giunti costruttivi di disconnessione tra le strutture di fondazione delle vasche rispetto al fabbricato principale di Stralcio 1, come pure tra le unità strutturali di Stralcio 2 e Stralcio 3. Nella immagine seguente viene riepilogato in veste schematica la organizzazione dei giunti tra le strutture di fondazione.

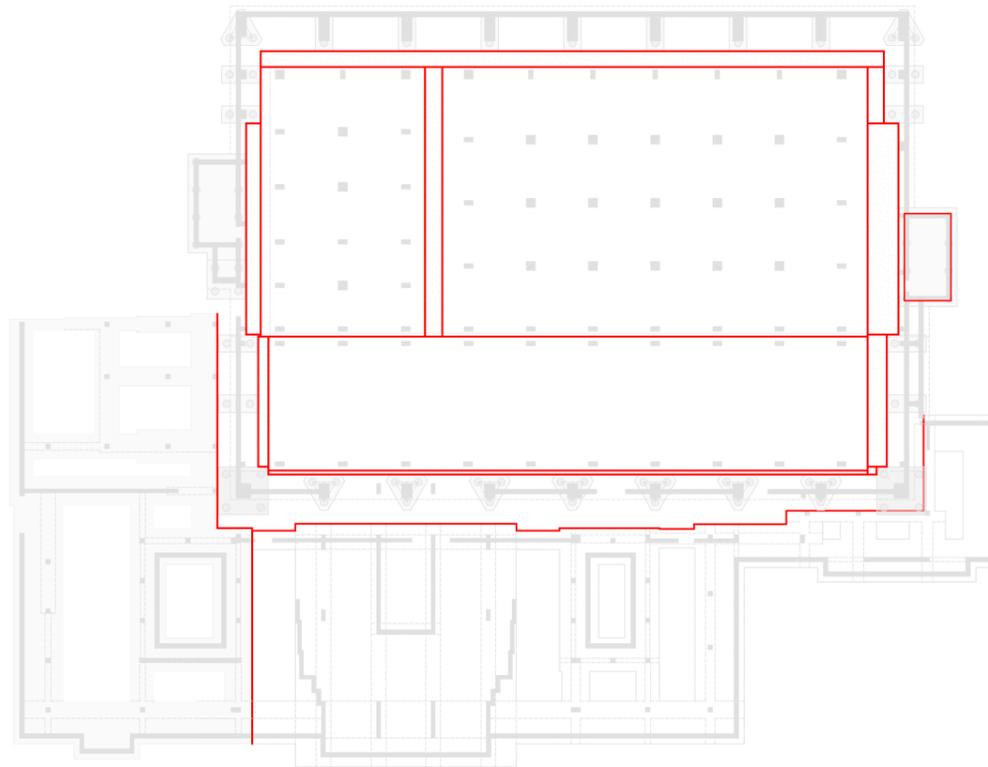


Figura 6 : Organizzazione dei giunti strutturali di fondazione (rif. Elab. R2.1)

### 2.3.2 ELEVAZIONI

Le tre unità strutturali presentano schemi strutturali a telaio iperstatico in c.a. e sono separate da giunti costruttivi (riepilogati in veste schematica nella immagine seguente) i cui dettagli sono esposti nelle tavole grafiche di rilievo strutturale proposte in **documenti R2.1, R2.2, R2.3, R2.4** e la cui riepilogati effettiva efficacia sarà oggetto di valutazione nell'ambito della valutazione della sicurezza e vulnerabilità sismica del fabbricato.

Il controllo visivo delle strutture e dei tamponamenti in prossimità delle linee di giunto non ha, tuttavia, dato evidenza di quadri fessurativi riferibili a fenomeni di martellamento.

Le vasche sono in c.a. in opera in appoggio su pilastrate organizzate a maglia regolare.

I solai della unità strutturale "principale" sono :

- In soletta piena in c.a., con riferimento alla sala delle vasche,
- In latero cemento, relativamente ai campi di solaio relativi ai vani tecnici laterali;
- Di tipo "alleggerito", nei solai della galleria a quota +7.00m, mediante combinazione di doppia soletta in c.a., di spessore 12cm ad estradosso ed 8cm ad intradosso, altezza complessiva 127cm, 135cm, con intercapedine vuota , rispettivamente pari a 107cm e 115cm.

I solai delle unità strutturali "accessorie" sono in latero cemento con spessore pari a 20+4cm.

Il merito ai solai ed alla organizzazione dei campi di solaio ai vari impalcati, deve essere evidenziato come la presa visione degli elaborati progettuali originali ha consentito di confermarne:

- Gli spessori complessivi e di soletta di estradosso;
- La tipologia (ossia se latero-cemento piuttosto che soletta piena in c.a. o alleggeriti con doppia soletta in c.a)
- L'analisi dei carichi, coerente con l'uso attuale e le stratigrafie dei portati.

**Il progetto originario, tuttavia, non comprende la progettazione dei campi di solaio.**

**Non è pertanto nota l'armatura dei travetti e la dimensione di questi ultimi è stata dedotta dalle tipologie costruttive del periodo e da un controllo con termocamera degli intradossi di piano. In ragione di ciò, in sede di valutazione SLU dei solai si consiglia la effettuazione di prove di carico a campione di almeno 1 campo significativo per Stralcio (ossia unità strutturale) così da correlare in SLE rare la freccia teorica del solaio "di calcolo" con quanto effettivamente riscontrato in sito. In merito alle condizioni degli orizzontamenti va tuttavia evidenziata l'assenza di fessurazioni significative e sfondamenti delle parti in laterizio.**

**In alcuni locali tecnici di piano seminterrato, tuttavia, le condizioni ambientali aggressive hanno compromesso lo spessore corticale di travetti e travi ed ossidato sensibilmente le barre d'armatura. Tale circostanza è già stata oggetto di segnalazione in relazione R1 "Valutazione delle vulnerabilità tangibili per azioni statiche".**

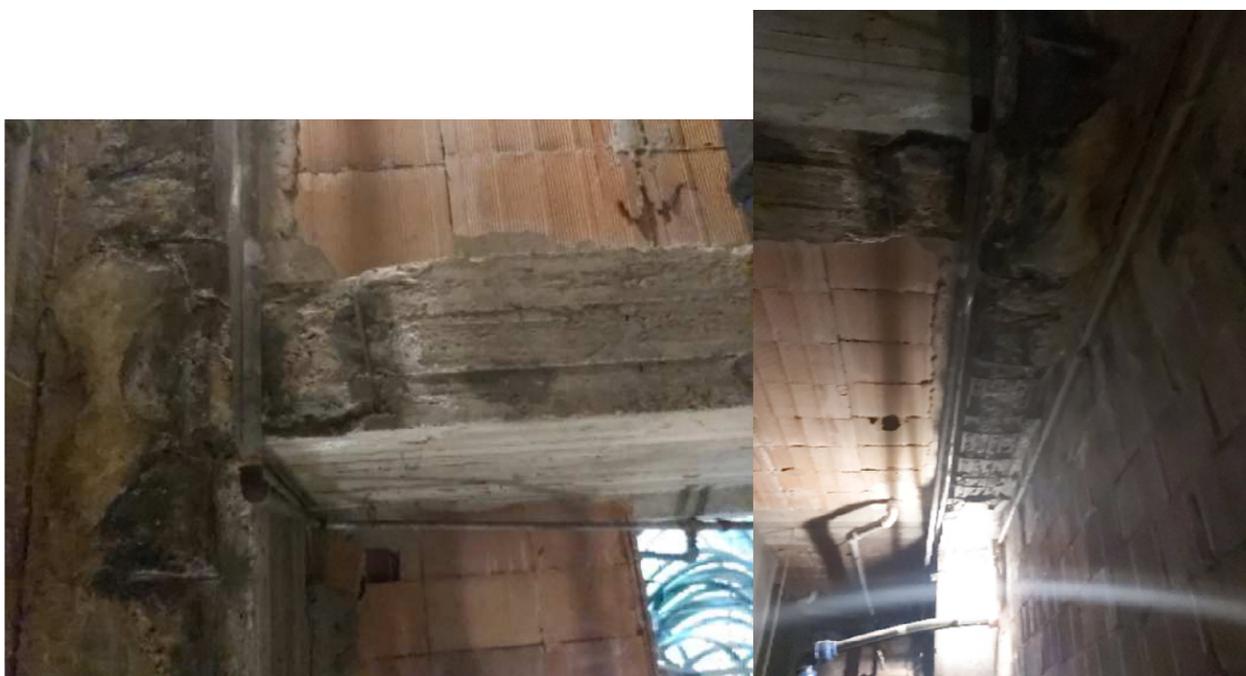


Figura 7: Degradamento per carbonatazione e corrosione delle parti in c.a. a vista nei locali tecnici di piano interrato

### 2.3.3 COPERTURA

Le strutture di copertura delle unità strutturali "accessorie" presentano sistemi analoghi, di tipo piano su solaio in latero cemento, completate da caldana ed impermeabilizzazione con guaina bituminosa.

L'unità strutturale di ubicazione delle piscine, caratterizzata da una sala vasche di dimensioni pari a 46.30ml di lunghezza e 31.50 ml di ampiezza (dimensioni riferite all'interasse dei pilastri) ha un sistema di copertura organizzato su 9 travi reticolari metalliche in appoggio sui pilastri principali, tra loro connesse con arcarecci metallici e controventi longitudinali. Il manto di copertura è costituito da lastre di eternit. La compartimentazione con la sala natatoria è realizzata con un controsoffitto in lastre di alluminio fissate ad una sottostruttura in parte pendinata ed in parte in appoggio alle travi reticolari.

Per maggiori dettagli sulla struttura di copertura si rimanda alle tavole grafiche prodotte in documento **R.2.1**

L'intercapedine tra manto di copertura e controsoffitto è ispezionabile limitatamente ai percorsi "sicuri" tracciati da passerelle provvisorie installate per consentire la manutenzione dei corpi illuminanti ed una minima accessibilità ai canali di areazione e climatizzazione della sala.

In merito al sistema di copertura su travi reticolari metalliche serve evidenziare le seguenti circostanze:

- Il Verbale di Collaudo non accenna alla presenza di travature metalliche in copertura
- Gli elaborati del progetto architettonico indicano una copertura in tegole prefabbricate a Y.
- Della struttura reticolare di copertura non è stato rinvenuto presso l'archivio alcun elaborato progettuale
- L'elaborato grafico proposto in documento R.2.1 è **stato ricavato dal rilievo strutturale della travatura**, nei limiti della vincolata accessibilità e visibilità consentita dai percorsi provvisori della intercapedine. Il rilievo è stato

quindi completato nel mese di febbraio 2021 relativamente alla zona di appoggio sulla trave in c.a. di bordo e sbalzo mediante installazione di apposito impalcato provvisorio

- Non è stato tuttavia possibile verificare per intero l'effettiva geometria, la tipologia e condizioni d'uso delle unioni bullonate degli elementi di carpenteria
- Il progetto originario acquisito dagli Eredi del Progettista Ing. Peri non comprende le strutture metalliche di copertura ma, al contrario, in una sezione longitudinale del fabbricato di Stralcio 1, ripropone la copertura in tegole prefabbricate ad Y coerente con il progetto architettonico depositato in archivio comunale.

### 2.3.4 SISTEMA DI CONNESSIONE TRA UNITÀ STRUTTURALI MEDIANTE CAMPI DI SOLAIO

Il rilievo in sito e lo studio della documentazione progettuale hanno confermato la connessione tra unità strutturali 1 e 3 mediante campi di solaio in appoggio su elementi strutturali (ossia travi piuttosto che mensole) propri di unità strutturali differenti. Il particolare, ripetuto negli impalcati di livello 0.00 (piano vasche), ammezzato (balcone di accesso alla sala delle vasche, quota +2.65) ed al livello delle tribune (quota +7.00), è proposto negli elaborati di rilievo e confermato dagli elaborati progettuali originari (completi delle armature delle mensole di appoggio) e di seguito riepilogato in pagina seguente in veste grafica-schematica ad evidenza dei campi di solaio affetti da tale labilità sismica.

I campi di solaio in questione sono di fatto assimilabili ad una copertura a tegole prefabbricate in appoggio su strutture di elevazione differenti. Per tale ragione l'elemento presenta una elevata criticità per perdita di appoggio in condizioni sismiche. Di tale circostanza è stato tenuto conto nella modellazione strutturale come meglio illustrato nei paragrafi seguenti. La mensola di appoggio dei solai sarà invece oggetto di verifica locale in ambito SLU. La modellazione SLV/SLD/SLO presuppone invece la presenza di presidi funzionali ad inibire la perdita di appoggio dei campi di solaio (oggetto di successivo dimensionamento), focalizzando l'analisi alla compatibilità delle sollecitazioni indotte sugli elementi di sostegno e dei reciproci spostamenti delle unità strutturali rispetto alle capacità deformative dell'eventuale giunto.

#### 2. GIUNTI TIPO 'A' PER APPOGGIO DEI SOLAI H=20+4 cm

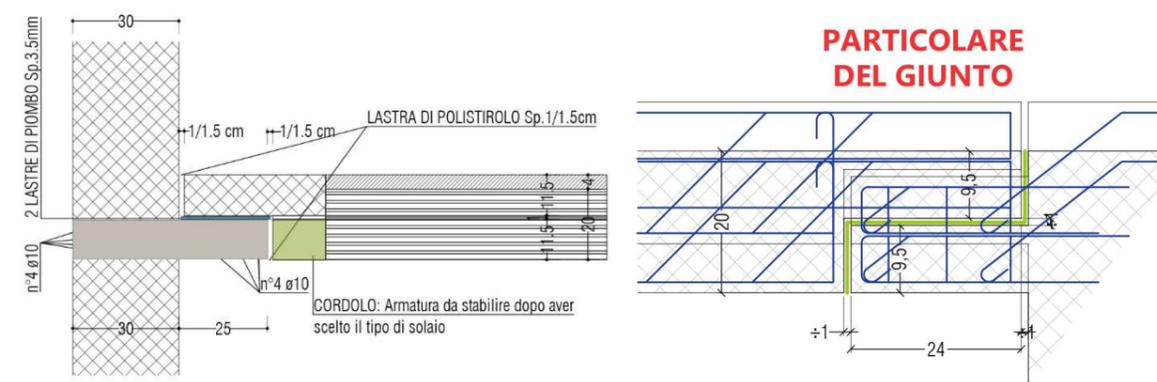


Figura 8: Particolare del sistema di appoggio dei campi di solaio tra unità strutturali 1 e 3

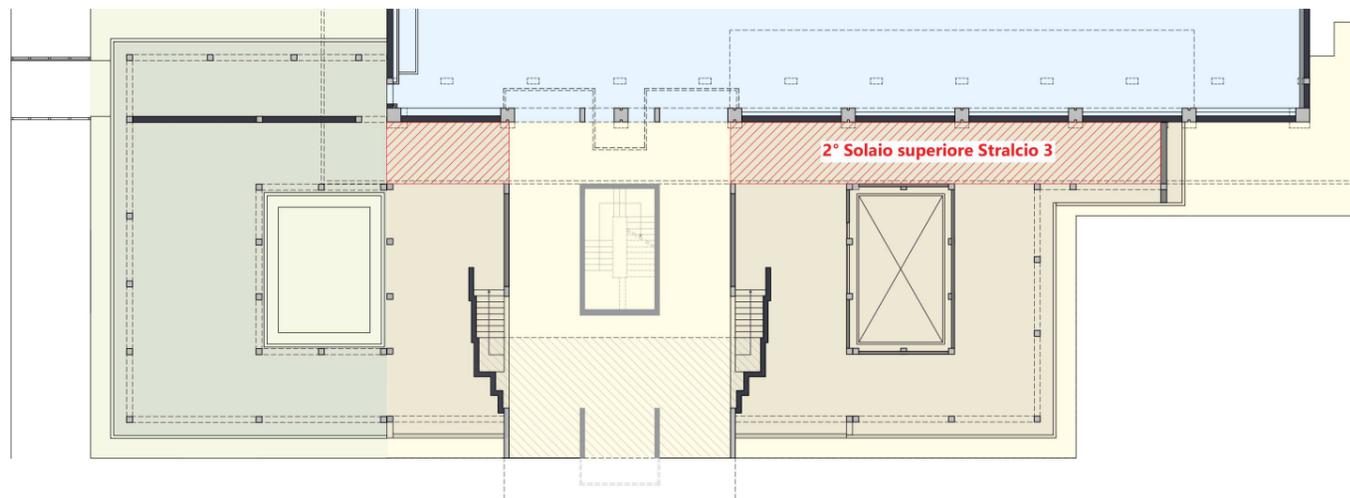
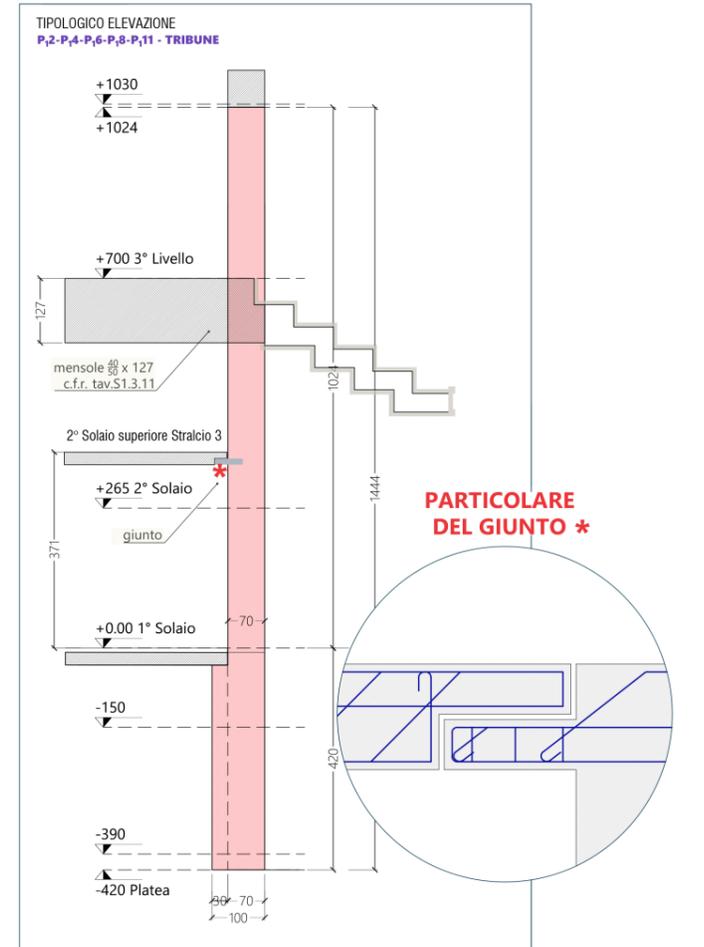
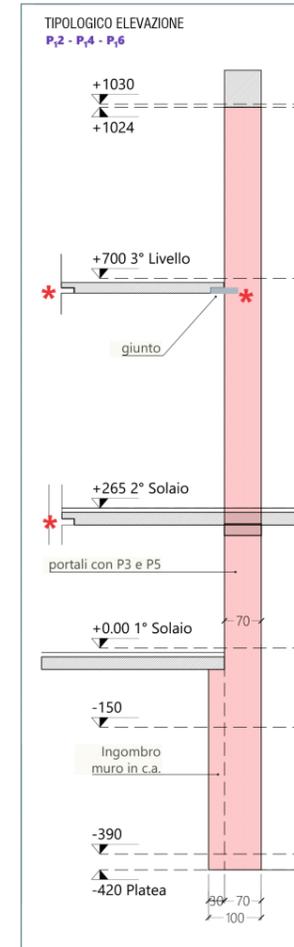
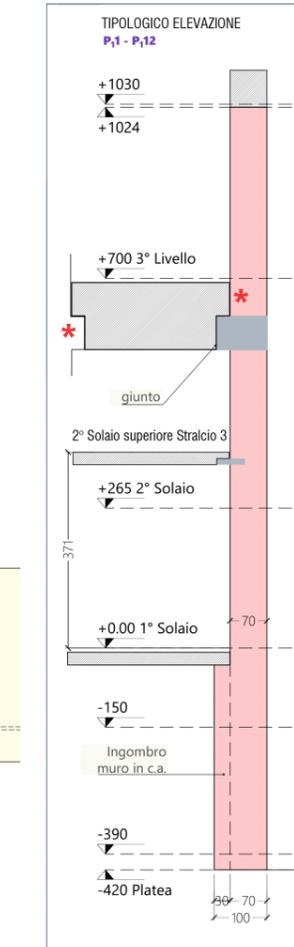
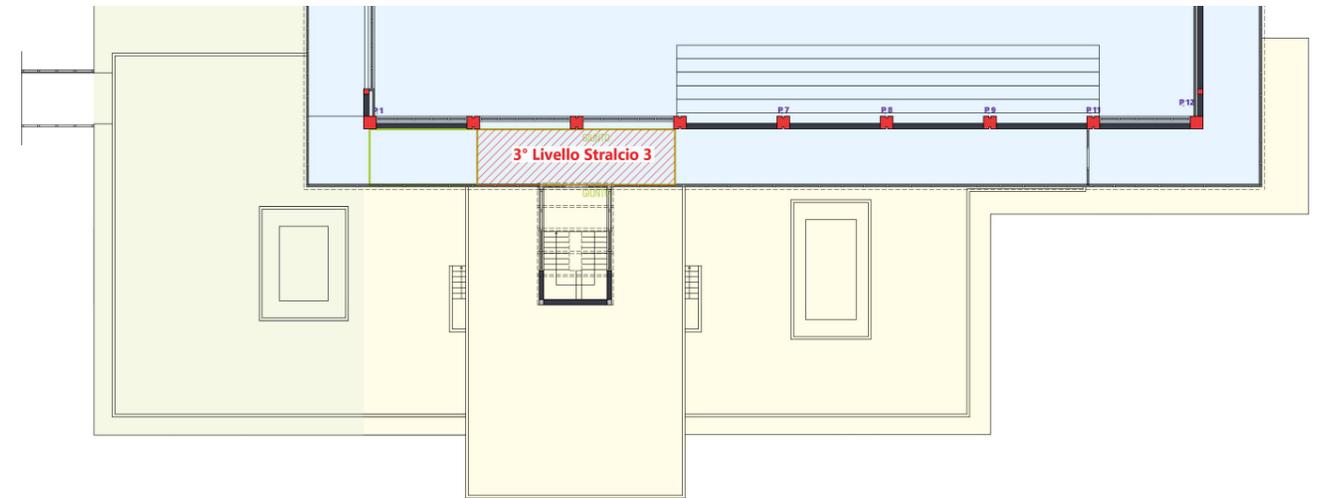


Figura 9: Campi di solaio in appoggio su unità strutturali differenti

## 2.4 RILIEVO DEL QUADRO FESSURATIVO

Nell'ambito della Valutazione delle vulnerabilità tangibili si è proceduto ad un controllo del quadro fessurativo presente che, comparato con gli schemi statici ricavati dal rilievo geometrico strutturale e dalla indagine storico-critica delle strutture, può fornire indicazioni in merito alla individuazione di criticità lato calcestruzzo o acciaio degli elementi strutturali. I sopralluoghi presso la struttura non hanno evidenziato nelle parti in c.a. quadri fessurativi significativi riferibili a criticità statiche di capacità resistente degli elementi strutturali, né tantomeno ad eccessiva deformabilità dei solai o cedimenti differenziali tra unità strutturali e parti di esse.

In questo ambito, tuttavia, si ritiene opportuno segnalare due circostanze:

1. A livello interrato sono state riscontrate fasciature con fibre di alcuni pilastri di sostegno delle vasche
2. E' evidente la fessurazione orizzontale delle murature di tamponamento della sala delle vasche, caratterizzate da una elevazione di 10ml su una ampiezza di parete di circa 31ml.
3. E' altresì evidente la fessurazione longitudinale in corrispondenza dell'appoggio dei campi di solaio sulle mensole o travi delle due unità strutturali attigue e differenti.

### 2.4.1 SULLE FASCIATURE CON FIBRE DI ALCUNI PILASTRI A PIANO INTERRATO

Le fasciature con fibre riscontrate alla base di alcuni dei pilastri di sostegno delle vasche non trovano riscontro diretto, tra la documentazione di archivio, di commissione da parte della Amministrazione Comunale di Parma.

Non è pertanto nota la tipologia di fibre adottata e le motivazioni di tale intervento. I pilastri oggetto di trattamento, inoltre, nella elevazione del fusto, non presentano fessurazione alcuna. Visionata la condizione di altri pilastri a piano interrato (livello -4.20m) si ritiene che la fasciatura alla base dei pilastri sia stata motivata dalla espulsione del calcestruzzo di copriferro negli spigoli, distacco verosimilmente avvenuto nei passati eventi sismici per mancanza di raffittimento delle staffature di cerchiatura in prossimità dell'innesto in platea. Il particolare, poiché associato alla completa assenza di fessurazioni sia orizzontali che verticali lungo il fusto dei pilastri (di modesta elevazione per la funzione di sostegno delle vasche in c.a. delle piscine), non fu ritenuto critico dallo scrivente in sede di elaborazione del documento R1. Il giudizio verrà quindi supportato dalla analisi strutturale oggetto di successivo elaborato R5.1 (di verifica numerica statica e sismica dedicata alla unità strutturale di Stralcio 1)

### 2.4.2 SULLA FESSURAZIONE ORIZZONTALE DEL MURO DI TAMPONAMENTO

Le murature di tamponamento dei "lati corti" della sala delle vasche presentano altezza considerevole e fessurazione orizzontale ad interasse costante. In sede di valutazione speditiva tale elemento venne annoverato tra le criticità oggetto di verifica. Lo studio della documentazione progettuale originaria ed il controllo della orditura di parete mediante termocamera hanno unitamente confermato la presenza di una muratura "portante" in c.a. dello spessore di 30-25cm su tutta la elevazione di parete, rivestita con elementi ceramici sul lato esterno e con blocchi in laterizio sul lato interno.

Il tamponamento interno è quindi irrigidito da cordoli di piano compresi tra nervature verticali (la cui presenza è stata confermata dagli elaborati progettuali completi delle varianti apportate in opera). In sede di valutazione delle sicurezze, pertanto verrà considerato il peso portato del rivestimento di parete, nell'ambito della verifica generale del telaio e nel

conteggio delle masse sismiche presenti, mentre si procederà ad un controllo della snellezza del tamponamento interno nell'ambito delle verifiche degli elementi secondari.

### 2.4.3 SERRAMENTI

L'elevazione dei telai in alluminio della parete vetrata (di altezza pari a 10ml, come le murature di tamponamento dei lati corti della vasca), l'ampiezza delle specchiature vetrate (comprese tra i pilastri in c.a. di appoggio della struttura di copertura) e la natura del vetraggio presente (con vetri non certificati di sicurezza) giustifica la vulnerabilità della parete vetrata ad azioni sismiche orizzontali. In sede di valutazione degli spostamenti dei pilastri in ambito SLO ed SLD verrà preso a riferimento il limite indicato per tamponature fragili (rif. formula 7.3.11a)

### 2.4.4 TRIBUNA A SBALZO

L'accesso alla documentazione di archivio e la presa visione della documentazione progettuale completa delle varianti apportate in corso d'opera ha permesso di accertare le scelte costruttive e dimensionali adottate per la realizzazione della tribuna a sbalzo. Il controllo visivo dello stato dei luoghi è stato quindi comparato con:

- Lo studio del dimensionamento strutturale di progetto
- La coerenza tra azioni di progetto ed uso effettivo;
- La modalità di prova e risultante ottenute dalle due prove di carico datate 1990 e 2010;

In sede di modellazione generale si procederà alla verifica SLU ed SLV delle mensole di sostegno della tribuna.

### 2.4.5 FISSAGGIO DEL RIVESTIMENTO DI FACCIATA E DEL FRONTALINO PREFABBRICATO IN C.A.

Il perimetro della copertura è contornato da un frontalino in altezza pari a circa 240cm realizzato con lastre in c.a. prefabbricate di spessore stimato pari a 15cm.

Il dettaglio decorati non figura in nessun elaborato progettuale. Le dimensioni citate sono state rilevate in via approssimativa sporgendosi nel vano di sottotetto dal solaio di copertura dei vani scala laterali.

Le lastre in c.a. sono quindi collegate alle pareti in c.a. dei lati trasversali mediante doppia connessione con profilo tubolare metallico posta ad interasse di circa 1.2ml. La lunghezza delle lastre è pari a circa 2.4m. Ogni lastra è agganciata al perimetro della parete in c.a. da una coppia di doppi fissaggi in tubolare. Lungo i lati longitudinali non è stato possibile rilevare la modalità di connessione del frontalino perimetrale prefabbricato con le travature reticolari metalliche di copertura.



Figura 10: Particolare

DETTAGLIO

## 2.5 CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA E SISMICA DEL SITO

La ricostruzione del profilo litostratigrafico e delle caratteristiche fisico – meccaniche dei terreni presenti in corrispondenza dell'areale sotteso dalla struttura dell'impianto natatorio G. Ferrari è stata eseguita sulla base delle risultanze di un'indagine geognostica consistita nell'esecuzione di **n. 3 prove penetrometriche ad infissione statica con punta elettrica e piezocono (CPTU)**. La scelta di effettuare un'indagine geognostica di questo tipo è dipesa dal fatto che **è stato possibile acquisire dall'archivio del Comune di Parma le risultanze delle indagini dirette (sondaggi meccanici a carotaggio continuo e prove penetrometriche statiche e dinamiche) realizzate in fase di progettazione del succitato impianto natatorio**. Tali risultanze sono riportate, unitamente all'ubicazione planimetrica dei carotaggi e delle penetrometrie statiche, in allegato 2 della relazione geologica a firma del Dott. Geol Paolo Paniceri.

L'esame dei predetti dati ha consentito di riscontrare la presenza, in corrispondenza del sedime della struttura oggetto di intervento, di una litozona prevalentemente coesiva avente spessore superiore a m. 13.0÷14.0 m., idonea alla realizzazione di prove CPTU.

Per quanto concerne la **ricostruzione dell'andamento della velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) in profondità**, lo stesso è stato eseguito attraverso l'elaborazione di quanto ricavato mediante la realizzazione di una specifica campagna di indagine rappresentata da prospezioni sismiche attive – passive (ESAC / MASW).

L'approccio metodologico seguito pertanto, in conformità con le NTC è sintetizzabile nel seguente schema utilizzato per la compilazione della relazione geologica.

- ✓ QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO ..
- ✓ STRATIGRAFIA
- ✓ GEOMORFOLOGIA E RISCHIO IDRAULICO
- ✓ ZONIZZAZIONE SISMICA
- ✓ SISMICITÀ DELL'AREA IN ESAME .
- ✓ AZIONE SISMICA ..
- ✓ CATEGORIA DI SUOLO E CONDIZIONE TOPOGRAFICHE

### 2.5.1 CAMPAGNA DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE, CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA

In corrispondenza delle aree verdi afferenti all'impianto natatorio e prospicienti Via Zarotto, la presenza di un orizzonte di riporto grossolano (apparentemente sfidri di costruzione in cls e in c.a), localizzato alla profondità di m. 0.60÷0.80 circa da piano campagna, ha impedito l'ancoraggio dell'attrezzatura di spinta del penetrometro, rendendo impossibile la realizzazione dell'indagine in tali areali. Le n. 3 prove penetrometriche CPTU sono state, pertanto, eseguite all'esterno dell'areale dell'impianto natatorio, in corrispondenza del parco Pubblico Ferrari (si veda planimetria in allegato 3), e sono state spinte fino alle seguenti profondità massime da piano campagna:

- ⇒ prova CPTU.1 m. 17.13;
- ⇒ prova CPTU.2 m. 19.33;
- ⇒ prova CPTU.3 m. 13.86.

Le profondità di riscontro delle CPTU sono funzione del rinvenimento, al di sotto della potente litozona coesiva superficiale, di litotipi ghiaioso - ciottolosi il cui grado di addensamento ha impedito l'avanzamento della punta dopo breve tratto di

penetrazione. L'esame dei dati acquisiti con le prove penetrometriche CPTU realizzate e di quelli consultati, derivanti dalle già citate indagini pregresse risalenti alla fase di progettazione (1972) delle strutture dell'impianto natatorio, **ha consentito la ricostruzione di una litostratimetria locale schematizzabile secondo quanto di seguito riportato:**

- **Unità Litologica 1 da m. 0.00 m. 1.50÷1.70 circa da piano campagna**  
limi argillosi, argille limose e limi sabbiosi in subordine (probabile origine antropica – riporto);
  - **Unità Litologica 2 da m. 1.50÷1.70 a m. 13.00 - 17.00÷19.00 circa da p.c.**  
argille inglobanti rare intercalazioni argilloso-limose;
  - **Unità Litologica 3 da m. 13.00 - 17.00÷19.00 circa da p.c.**  
deposito ghiaioso – ciottoloso poligenico ed eterometrico in matrice sabbioso – limosa; le risultanze della campagna di indagine geognostica in precedenza citata documentano che lo spessore di tale litozona è plurimetrico anche se all'interno della stessa possono localizzarsi orizzonti lenticolari coesivi a spessore variabile.
- Al momento dell'esecuzione dell'indagine penetrometrica, dicembre 2020, è stata rilevata la presenza della falda con soggiacenza del livello statico uniformemente pari a m. 6.00 circa da piano campagna.

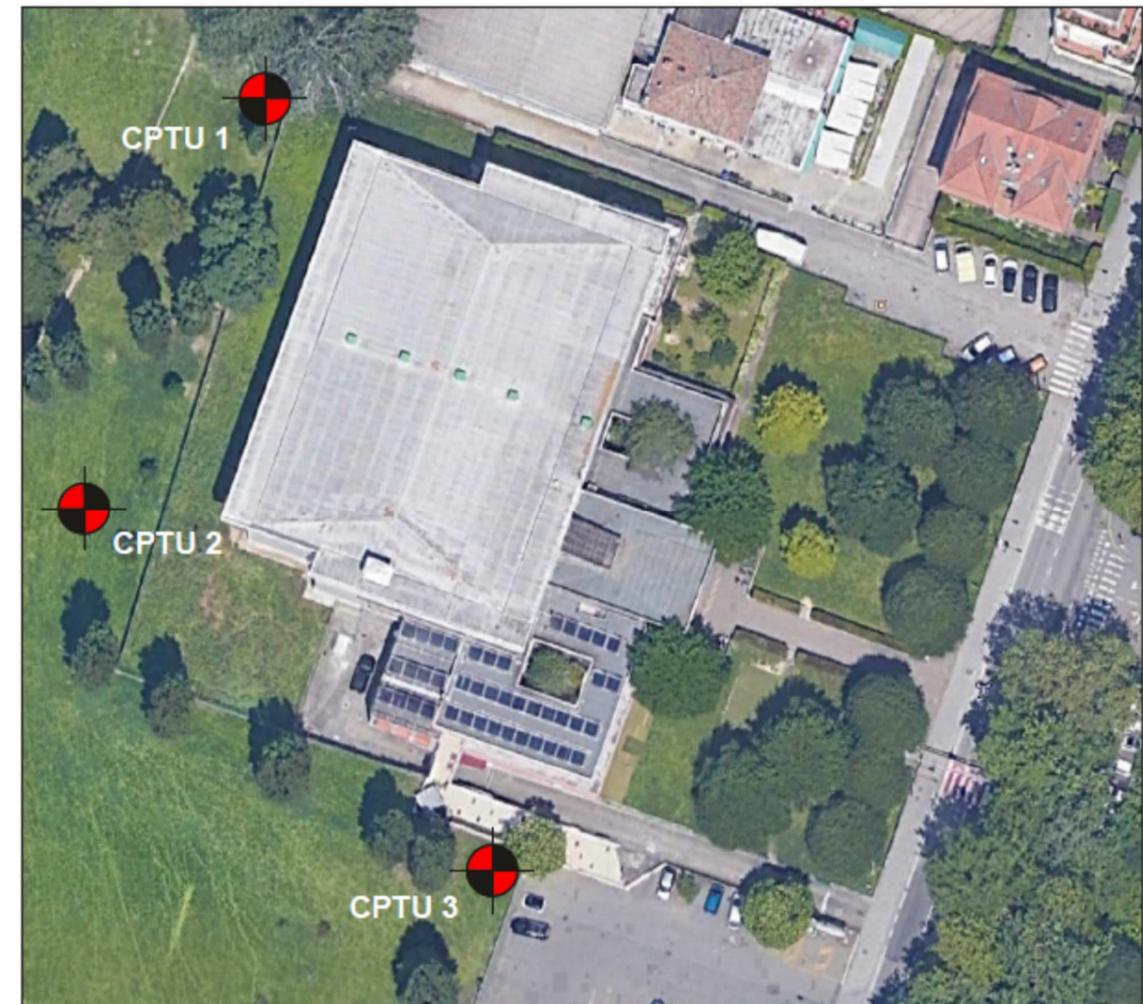


Figura 11: Ubicazioni delle indagini geognostiche PTU

**2.5.2 CARATTERIZZAZIONE FISICO – MECCANICA DEI TERRENI**

Unità Geologico Tecnica. 1

Peso di volume  $\gamma = 18.00 \text{ kN/mc}$

**U.G.T. 2**

**Da m. 1.50÷1.70 circa a m. 4.00 circa da piano campagna**

Coesione non drenata  $c_{uk} = 97 \text{ kPa}$   
 Modulo edometrico  $M_{EDk} = 8.5 \text{ MPa}$   
 Modulo di deformazione non drenato  $E_{uk} = 13.5 \text{ MPa}$   
 Peso di volume  $\gamma = 18.70 \text{ kN/mc}$

**Da m. 4.00 circa a m. 5.50 circa da p.c.**

Coesione non drenata  $c_{uk} = 82 \text{ kPa}$   
 Modulo edometrico  $M_{EDk} = 8.1 \text{ MPa}$   
 Modulo di deformazione non drenato  $E_{uk} = 12.3 \text{ MPa}$   
 Peso di volume  $\gamma = 18.70 \text{ kN/mc}$   
 Peso di volume immerso  $\gamma' = 8.90 \text{ kN/mc}$

**Da m. 5.50 circa a m. 7.50 circa da p.c.**

Coesione non drenata  $c_{uk} = 49 \text{ kPa}$   
 Modulo edometrico  $M_{EDk} = 5.0 \text{ MPa}$   
 Modulo di deformazione non drenato  $E_{uk} = 7.3 \text{ MPa}$   
 Peso di volume  $\gamma = 18.70 \text{ kN/mc}$   
 Peso di volume immerso  $\gamma' = 8.90 \text{ kN/mc}$

**Da m. 7.50 circa a m. 9.00 circa da p.c.**

Coesione non drenata  $c_{uk} = 73 \text{ kPa}$   
 Modulo edometrico  $M_{EDk} = 5.0 \text{ MPa}$   
 Modulo di deformazione non drenato  $E_{uk} = 7.3 \text{ MPa}$   
 Peso di volume  $\gamma = 18.70 \text{ kN/mc}$   
 Peso di volume immerso  $\gamma' = 8.90 \text{ kN/mc}$

**Da m. 9.00 circa a m. 11.50 circa da p.c.**

Coesione non drenata  $c_{uk} = 104 \text{ kPa}$   
 Modulo edometrico  $M_{EDk} = 8.7 \text{ MPa}$   
 Modulo di deformazione non drenato  $E_{uk} = 15.6 \text{ MPa}$   
 Peso di volume  $\gamma = 18.70 \text{ kN/mc}$   
 Peso di volume immerso  $\gamma' = 8.90 \text{ kN/mc}$

**Da m. 11.50 circa a m. 13.00-17.00-19.00 circa da p.c.**

Coesione non drenata  $c_{uk} = 89 \text{ kPa}$   
 Modulo edometrico  $M_{EDk} = 8.0 \text{ MPa}$   
 Modulo di deformazione non drenato  $E_{uk} = 13.3 \text{ MPa}$   
 Peso di volume  $\gamma = 18.70 \text{ kN/mc}$   
 Peso di volume immerso  $\gamma' = 8.90 \text{ kN/mc}$

**U.G.T. 3**

Angolo d'attrito  $\varphi_k = 34^\circ$   
 Modulo elastico  $E_{yk} = 30.4 \text{ MPa}$   
 Peso di volume  $\gamma = 21.50 \text{ kN/mc}$   
 Peso di volume immerso  $\gamma' = 11.70 \text{ kN/mc}$

**2.5.3 CLASSIFICAZIONE SISMICA DEI TERRENI**

La definizione della frequenza di risonanza del sottosuolo è stata ottenuta mediante l'esecuzione di un rilievo a stazione singola in sismica passiva (rilievo HVSR) la cui ubicazione è riportata nella immagine seguente.



Figura 12: Ubicazioni delle indagini sismiche MASW

La classificazione del sottosuolo del sito oggetto di studio, effettuata sulla base di quanto previsto al paragrafo 3.2.2 del D.M. 17.01.2018, e l'individuazione della categoria topografica nella quale lo stesso si inserisce sono preliminari alla determinazione dello spettro di risposta elastico in accelerazione così come definito al paragrafo 3.2.3 "Valutazione dell'azione sismica" del succitato Decreto Ministeriale.

La classificazione sismica dei terreni è stata effettuata tenendo conto delle risultanze dell'indagine sismica eseguita in sito consistita, nella realizzazione di una prospezione sismica integrata passiva / attiva (ESAC / MASW) e di un rilievo HVSR; quest'ultima indagine indiretta ha consentito l'identificazione della frequenza di vibrazione caratteristica del sito in esame, corrispondente al picco del rapporto H/V visibile in figura seguente.

In tale rappresentazione grafica è possibile identificare un picco principale con frequenza ( $f$ ) pari a circa  $3.94 \pm 0.18 \text{ Hz}$  (nel range 0.0 – 64.0 Hz) al quale corrisponde un periodo di oscillazione caratteristico del sito pari a  $T = 0,254 \text{ s}$ . L'indagine geofisica eseguita ha permesso la ricostruzione del profilo di velocità delle onde S con la profondità riportato nella seguente tabella (si veda allegato 4 alla relazione geologica a firma del Dott Paolo Paniceri).

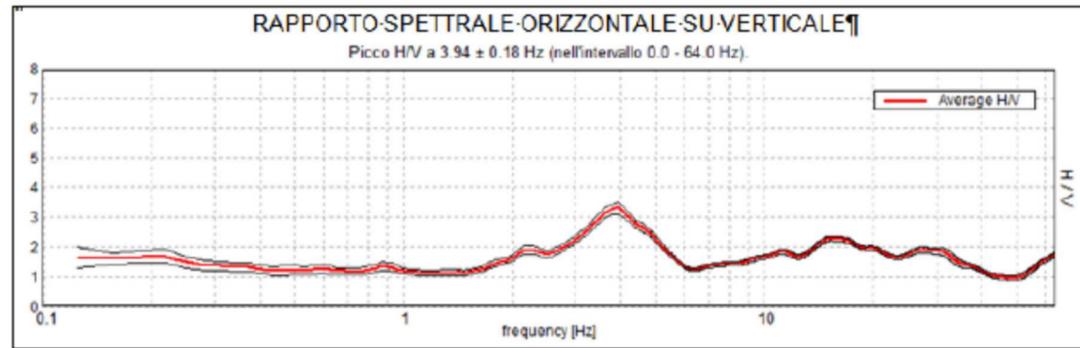


Figura 13: Rapporto spettrale orizzontale su verticale (H/V)

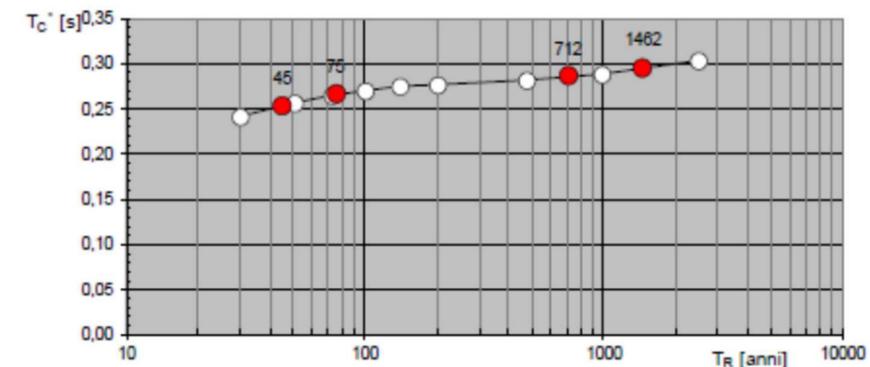
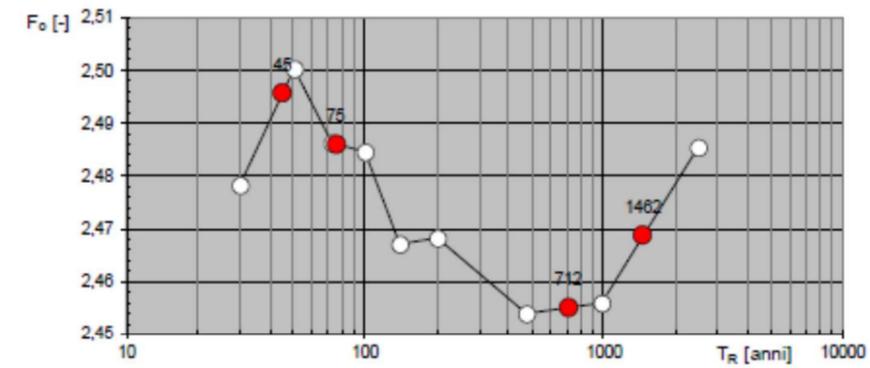
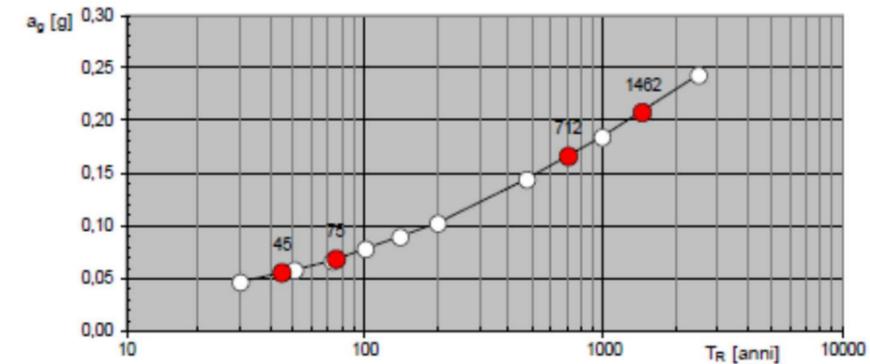
Poiché la profondità H del substrato sismico superiore a m. 30, il valore della velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,eq}$  risulta essere pari a quello del  $V_{s,30}$  ossia, nel caso specifico, a **264 m/sec** riferito al piano campagna.

Tale valore consente di attribuire ai terreni presenti nel sottosuolo dell'areale oggetto di studio **la categoria C** (Tabella 3.2.II del paragrafo 3.2.2 del D.M. 17.01.2018) per qualunque profondità del piano di posa di fondazioni dirette o per l'adozione di fondazioni indirette. Il bedrock sismico ( $V_s \geq 800$  m/sec - N.T.C. 2018) è stato quindi localizzando alla profondità di m. 130 da piano campagna.

#### 2.5.4 PARAMETRI IDENTIFICATIVI DELLA AZIONE SISMICA

Coordinate geografiche ED50 areale in esame:	Lat. 44.792202° Long. 10.342277°
Zona sismica del sito:	3
Categoria topografica:	T1
Coefficiente di amplificazione topografica	Str: 1.0
Categoria di sottosuolo: suolo di tipo	C
Vita Nominale della struttura:	VN = 50 anni (*)
Classe d'uso della struttura:	III
Coefficiente d'uso:	CU = 1.5
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	VR = 75 anni
Tempo di ritorno $T_R$ :	SLV 712 anni, SLD 75 anni, SLO 45 anni.

(\*) Circolare Ministeriale del 21 gennaio 2019 – istruzione per l'applicazione NTC 2018, in cui si riporta: "...Con riferimento alle costruzioni non temporanee, ferma restando la facoltà di garantire una maggiore durabilità adottando valori della Vita nominale maggiori di 50 anni nella progettazione di nuove costruzioni o di interventi sulle costruzioni esistenti, quando si valuta la sicurezza di una opera esistente rispetto alle azioni sismiche si farà riferimento alla vita nominale di 50 anni. Tale valore, infatti, rappresentativo del livello di sicurezza minimo richiesto dalla norma nei confronti delle azioni sismiche e assicura la confrontabilità dei risultati ottenuti per diverse costruzioni, indipendentemente dal livello di durabilità che si sarà inteso adottare sulla specifica costruzione. .... Pertanto nelle previsioni progettuali, se le condizioni ambientali e d'uso si mantengono nel corso di VN nei limiti previsti, sarà possibile utilizzare l'opera senza interventi significativi di riparazione o di manutenzione straordinaria. Peraltro, una volta effettuati detti interventi, la vita nominale di progetto originaria sarà sostanzialmente ripristinata, cosicché risulta possibile che grazie a interventi successivi, la vita effettiva della costruzione possa essere molto maggiore della vita nominale di progetto. La vita nominale di progetto viene così a perdere ogni connotazione di carattere "biologico", perché essa sostanzialmente si rinnova a seguito degli interventi di riparazione o di manutenzione straordinaria".



SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	45	0,055	2,496	0,254
SLD	75	0,069	2,486	0,266
SLV	712	0,166	2,455	0,286
SLC	1462	0,208	2,469	0,296

Figura 14: Valori di progetto dei parametrici  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$  in funzione del periodo di ritorno  $T_R$

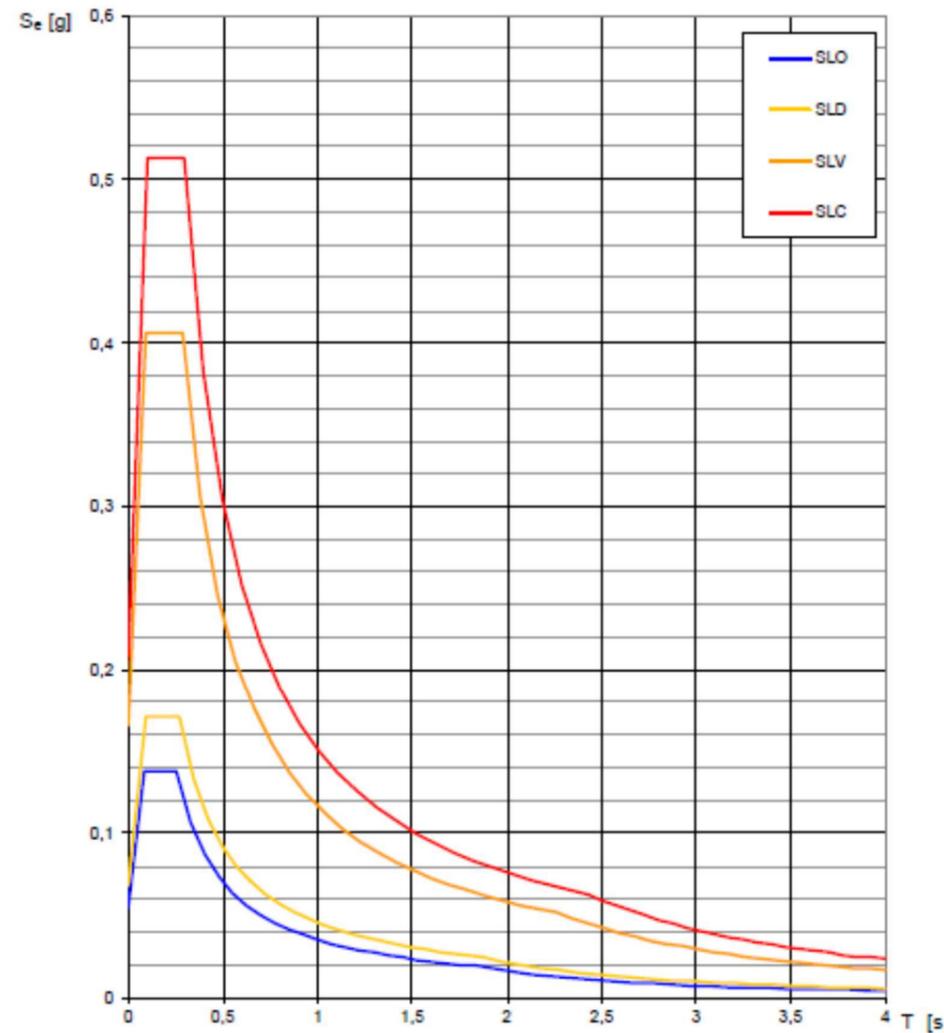


Figura 15: Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite

**2.5.5 ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE**

Considerata la ubicazione del sito in esame ad una zona pianeggiante / subpianeggiante ed essendo lo stesso caratterizzato da buona uniformità litostratimetrica, è stata eseguita **un'analisi numerica monodimensionale**, in grado di descrivere gli effetti stratigrafici del deposito, utilizzando il software LSR 2D Ver. 4.5.1. prodotto dalla ditta STACEC S.r.l. di Bovalino (RC). Per quanto concerne la definizione del moto sismico di input ci si è avvalsi del codice di calcolo REXEL1 V.3.5 utilizzando record provenienti da European Strong - Motion Database dopo aver provveduto ad individuare la variabilità di Magnitudo e distanza epicentrale con la procedura della disaggregazione a partire dai dati dell'Istituto di Geofisica e Vulcanologia di Milano (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>) utilizzando una probabilità di eccedenza consono al periodo di riferimento VR = 75 anni, ovvero 10% per lo SLV, 63% per lo SLD e 81% per lo SLO.

Punto di controllo	$A_g [g]$	$F0$	$S$	$A_{max} [g]$	$T_b [sec]$	$T_c [sec]$	$T_d [sec]$
P (1)	0.166	2.626	1.718	0.285	0.157	0.471	2.264

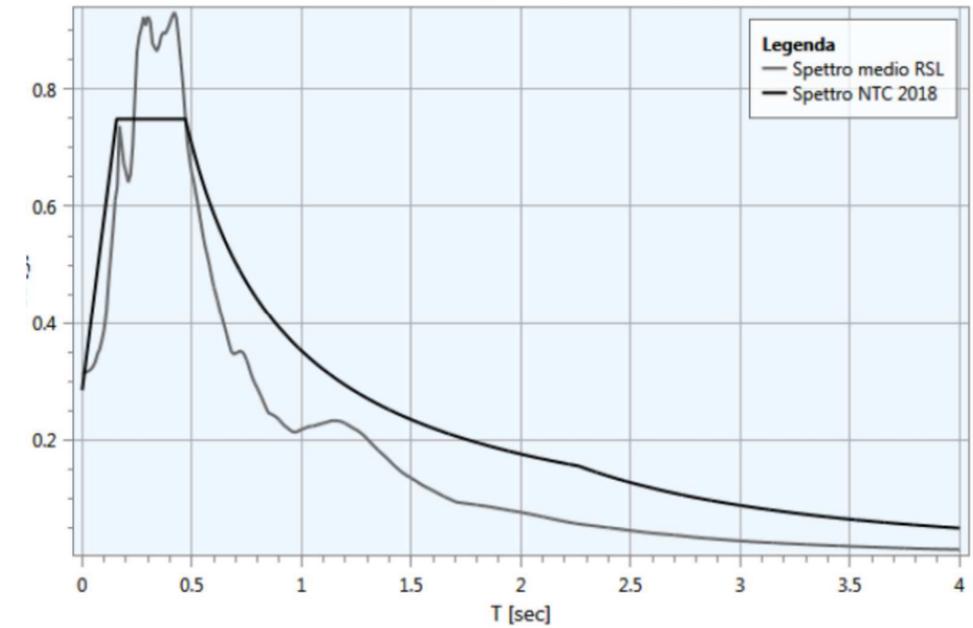


Figura 16: Spettro RSL - SLV

Punto di controllo	$A_g [g]$	$F0$	$S$	$A_{max} [g]$	$T_b [sec]$	$T_c [sec]$	$T_d [sec]$
P (1)	0.069	3.083	1.742	0.120	0.118	0.353	1.876

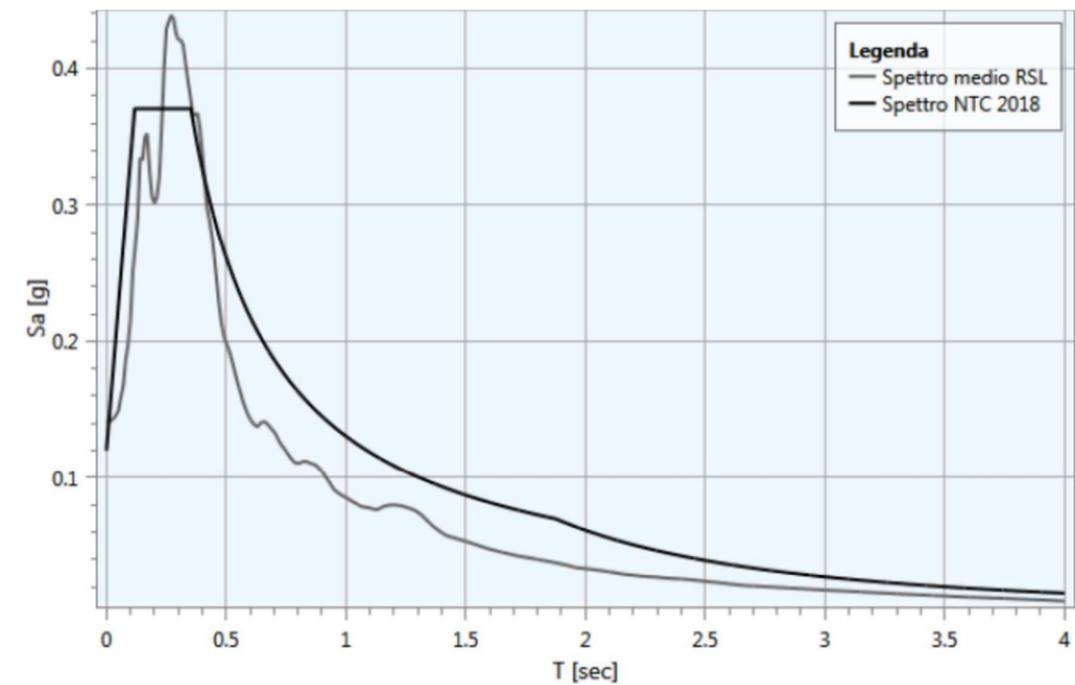


Figura 17: Spettro RSL - SLD

Punto di controllo	$A_g$ [g]	F0	S	$A_{max}$ [g]	$T_b$ [sec]	$T_c$ [sec]	$T_d$ [sec]
P (1)	0.055	3.059	1.810	0.100	0.117	0.351	1.820

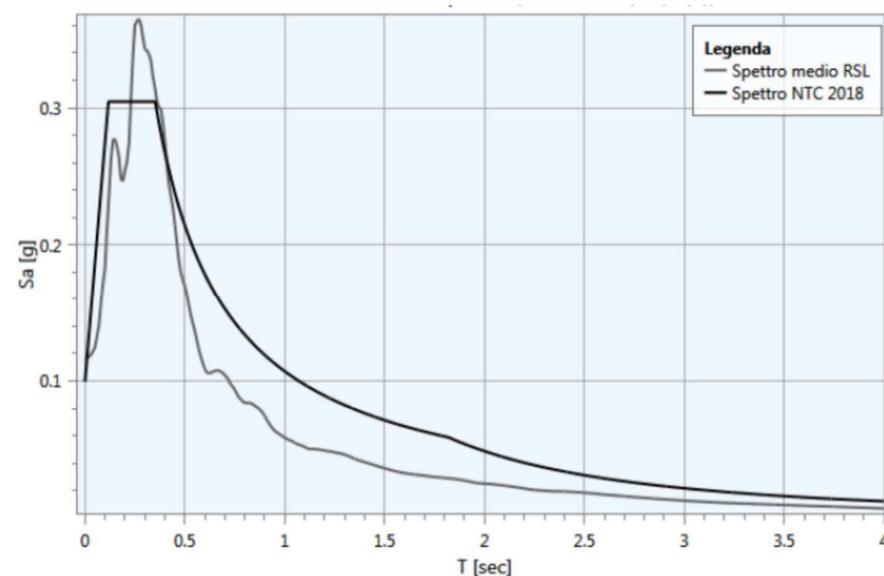


Figura 18: Spettro RSL – SLO

### 2.5.6 VALUTAZIONE DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE

Dato l'assetto litostratigrafico ricostruito per l'areale oggetto di studio, caratterizzato dall'assenza, entro i primi m. 20.00 di profondità, di livelli incoerenti sabbiosi o sabbioso – limosi di spessore significativo, non è ipotizzabile il manifestarsi dell'occorrenza del fenomeno della liquefazione nonostante la presenza di falda con soggiacenza rilevata pari a m. 6.00 da piano campagna.

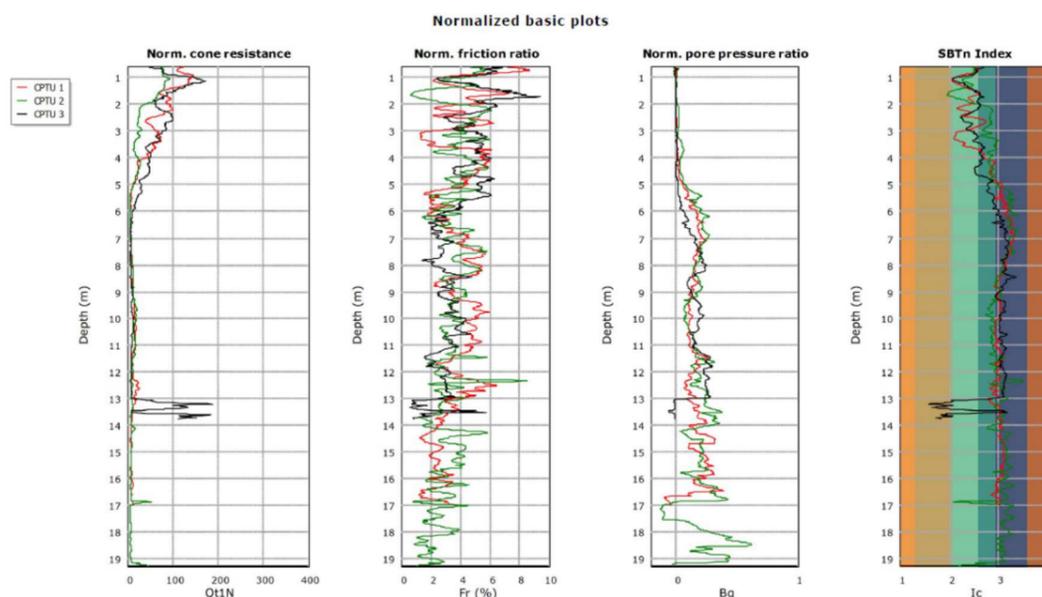


Figura 19: Risultati comparativi degli indici di liquefazione sulle tre CPTU 2020

### 2.6 CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI

La programmazione generale della campagna di indagini per la caratterizzazione delle prestazioni meccaniche dei materiali ha tenuto conto delle indicazioni di Circ. n.7/2019 nelle Tab. C.8.5.V e C.8.5.VI, per strutture in c.a. ed in carpenteria metallica, con riferimento al livello di conoscenza LC2 ed alla consistenza del complesso strutturale (con superficie di circa 6.000mq).

La consistenza dell'aggregato strutturale è, infatti, per livelli, la seguente:

- ⇒ Liv. -426 = 2.633mq
- ⇒ Liv. -150 = 694mq
- ⇒ Liv. +0.0 = 1.518mq
- ⇒ Liv. +2.65 = 694mq
- ⇒ Liv. +7.00 = 450mq
- ⇒ Liv. +10.30 = 1.974mq

Escludendo il livello 10.30, interessato dalla sola struttura metallica di copertura, si ottengono 5.989mq ossia circa 6.000mq

In LC2 sono state quindi quantificate **40** (6000\*2/300) **prove dirette su cls e 2x6=12 prelievi di barre d'armatura, oltre ad almeno due prove sugli elementi di carpenteria metallica della copertura e due sugli elementi di bulloneria.**

Per quanto riguarda le **prove su cls si è optato per 50% prove dirette, ossia 20 carotaggi, e 20x3 sonreb** (di cui già 50 effettuate in una prima sessione di prove conclusa nel mese di novembre 2020).

**Analogamente, per le barre d'armatura sono stati organizzati 6 prelievi e 18 prove indirette di durezza.**

**Le prove sulla carpenteria metallica e bulloneria sono state considerate come da tabella di C.8.5.VI.**

Nell'ambito della valutazione speditiva delle vulnerabilità tangibili esposta nel documento R1 denominato "Valutazione delle vulnerabilità tangibili per azioni statiche", depositato in data 9 dicembre 2020, si è ritenuto utile procedere alla immediata attivazione, già nella prima serie di indagini, delle prove non distruttive sulle parti in c.a. con effettuazione di prove SONREB.

Le SONREB sono state combinate con controlli pacometrici necessari per una ragionata ubicazione delle prove e per un contestuale controllo a campione della corrispondenza tra elaborati progettuali (ove presenti) e stato dei luoghi.

Le pacometrie, poi eseguite con modalità estensiva insieme ad indagini termografiche, hanno supportato la ricostruzione del rilievo geometrico strutturale nelle parti non direttamente descritte dagli elaborati progettuali, parziali e/o non conformi reperiti presso gli archivi comunali.

Tavole grafiche di **ALLEGATO 1.11** alla relazione R1 ("Valutazione delle vulnerabilità tangibili per azioni sismiche") evidenziano la ubicazione delle prove dirette programmate ed indirette effettuate nei mesi di ottobre e novembre 2020 in sede di indagine speditiva.



La prima sessione di prove organizzata in autunno 2020 è stata quindi completata ed implementata, una volta consentita l'accessibilità ai livelli di copertura (a quote +7.00ml e +10.30ml rispetto alla sala delle vasche, convenzionalmente posta a quota +0.00ml) nell'ambito dei lavori di installazione della rete di sicurezza del controsoffitto.

Con il mese di febbraio 2021 la campagna di sondaggi ed indagini è stata quindi completata con la effettuazione di:

- **N°20 PRELIEVI DI CAROTE DA SOTTOPORRE A COMPRESSIONE**
- **N°69 PROVE SONREB**
- **N°14 INDAGINI DUROMETRICHE**
- **N°6 PRELIEVI DI FERRI DA SOTTOPORRE A PROVA DI TRAZIONE**
- **N°2 PRELIEVI DI ELEMENTI METALLICI DA SOTTOPORRE A PROVA DI TRAZIONE**
- **N°2 PRELIEVI DI TERNE DI BULLONATURA (DADO-RONDELLA-VITE)  
PER LA VERIFICA DELLE PROPRIETA' MECCANICHE**

Le indagini e prove di caratterizzazione meccanica dei materiali hanno affiancato il rilievo geometrico strutturale con:

- Verifiche pacometriche degli elementi in c.a.;
- Campagna termografica;

di implementazione e controllo della conformità degli elaborati progettuali (ove presenti) ed implementazione delle parti di cui in fase di ricerca di archivio non fu possibile rinvenire alcun documento tecnico.

In allegato al documento **R.4 "Rilievo Materico – Caratterizzazione dei materiali"** sono quindi riepilogate per codice ed ubicazione tutte le prove (dirette ed indirette) eseguite sulle 3 unità strutturali nell'ambito dello analisi di valutazione della sicurezza e vulnerabilità sismica del complesso.

Dalla ubicazione planimetrica delle indagini si potrà osservare come:

- I requisiti minimi di densità delle indagini previste da Circolare siano stati corrisposti per il complesso ed anche per le singole unità strutturali;
- Il controllo degli elementi strutturali verticali sia stato prevalente rispetto agli elementi orizzontali;
- Alle prove di compressione effettuate sui prelievi di cls sia stato sempre abbinato il controllo degli spessori di carbonatazione del calcestruzzo;
- Presso alcuni punti di prelievo di campioni di calcestruzzo, per il controllo diretto delle prestazioni di resistenza, sono state affiancate prove di tipo indiretto (SONREB), indicate con il codice SC01, così da correlare i valori di resistenza a compressione ottenuti tra indagini dirette ed indirette

Da ultimo si evidenzia come la caratterizzazione dei materiali non abbia tenuto conto dei dati numerici delle prove di rottura e delle prove sclerometriche citate nel Verbale di Collaudo del 20/03/1978 in considerazione:

- Della datazione del documento di collaudo;
- Della assenza dei Certificati di prova in esso citati (non prodotti in allegato al Verbale di Collaudo);
- Della mancata ubicazione delle prove.

Il Piano Diagnostico definito per la caratterizzazione meccanica degli elementi strutturali ha quindi tenuto conto :

- ✓ Dei dati acquisiti sulla geometria e sul sistema costruttivo;
- ✓ Della richiesta contrattuale di definizione di un livello di conoscenza "minimo" pari ad LC2;
- ✓ Della parziale acquisizione di elaborati progettuali relativi alle parti strutturali in c.a., in parte non conformi con lo stato dei luoghi;
- ✓ Della totale assenza di elaborati progettuali relativi alla struttura metallica di copertura (fatta eccezione per una sezione architettonica della trave reticolare principale);
- ✓ Quadro normativo di riferimento alla base del servizio;
- ✓ Quadro normativo di riferimento alla data di progettazione delle unità strutturali;
- ✓ Destinazione d'uso dei fabbricati;

I risultati dei saggi e dei controlli sono stati tutti documentati con :

- ✓ Planimetrie di ubicazione dei punti di prelievo
- ✓ Viste fotografiche ed annotazioni;
- ✓ Risultati e Certificati di laboratorio.

tutte prodotte in Allegato all'**Elaborato R.2.4** citato.

#### 2.6.1 CAMPAGNA DIAGNOSTICA

Nel definire la modalità di svolgimento della campagna di indagini sui materiali è stata posta attenzione a :

- ⇒ Quantità ed ubicazione dei punti di indagine (pur nel limite dell'ambito **LC2**)
- ⇒ Approccio interpretativo dei risultati

Indagini distruttive sono state quindi combinate con analisi non-distruttive in modo da meglio cogliere eventuali elementi di eterogeneità, con particolare riferimento alla caratterizzazione del calcestruzzo in opera.

In **documento R.4** dedicata alla caratterizzazione meccanica dei materiali, verranno descritte le scelte e procedure attivate per la caratterizzazione meccanica di calcestruzzo acciaio in barre per c.a. ed acciaio delle carpenterie metalliche di copertura, con un paragrafo finale dedicato alla interpretazione dei risultati di analisi e conseguente definizione di valori medi per :

- ✓ Resistenza a compressione del calcestruzzo
- ✓ Resistenza a trazione dell'acciaio d'armatura
- ✓ Modulo elastico longitudinale dell'acciaio d'armatura
- ✓ Resistenza a trazione delle carpenterie in acciaio
- ✓ Modulo elastico longitudinale delle carpenterie in acciaio

I risultati della campagna di indagini diagnostiche hanno permesso attribuire dei valori alle caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi in opera e del ferro per c.a. liscio utilizzato nelle costruzioni, nonché ai profili e bulloneria delle strutture in carpenteria metallica di copertura.

Il dettaglio conoscitivo raggiunto, con riferimento alla caratterizzazione meccanica prestazionale dei materiali, riscontra i requisiti richiesti per il **livello di conoscenza LC2**.

### 3 MODALITA' DI ANALISI STRUTTURALE

Quanto esposto nei capitoli precedenti rappresenta il percorso conoscitivo necessario (ed effettuato) per la **DEFINIZIONE DI UN MODELLO DI ANALISI DESCRITTIVO DEL COMPORTAMENTO STRUTTURALE** costruito in ambito f.e.m. considerando Vita nominale di 50anni (con le motivazioni già esposte in paragrafo 2.5.4 della presente relazione), Classe d'uso CU III, livello di conoscenza LC3.

Il procedimento adottato nella **FASE 1 CONOSCITIVA** è stato sinteticamente illustrato per diagramma di flusso in **allegato R2-ALL.1 alla presente relazione**, a cui si rimanda per dettagli.

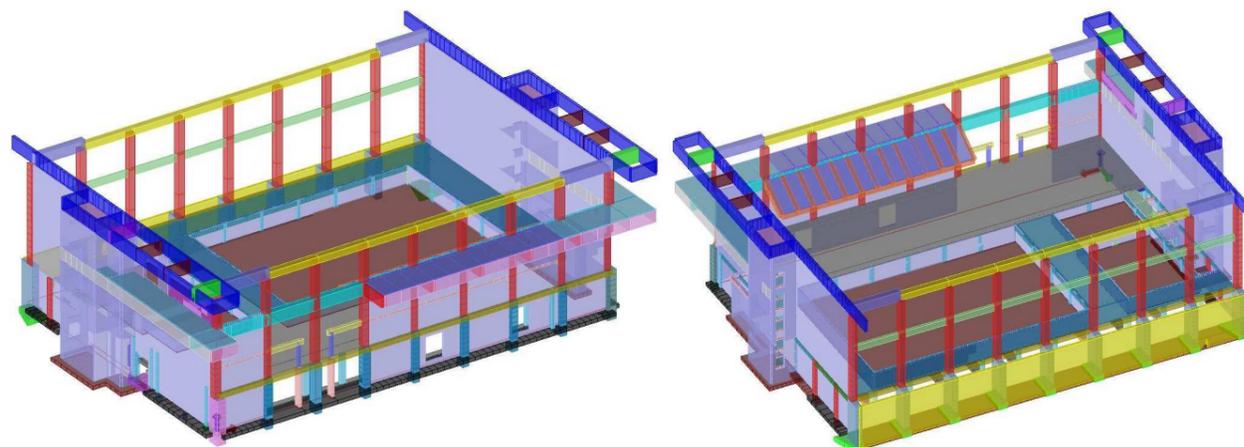


Figura 20: Modellazione di Unità strutturale "Stralcio" 1

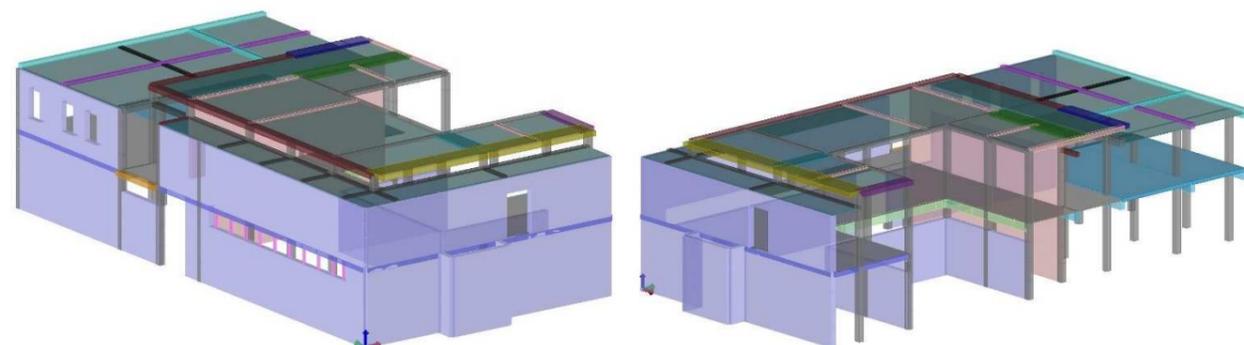


Figura 21: Modellazione di Unità strutturale "Stralcio" 2

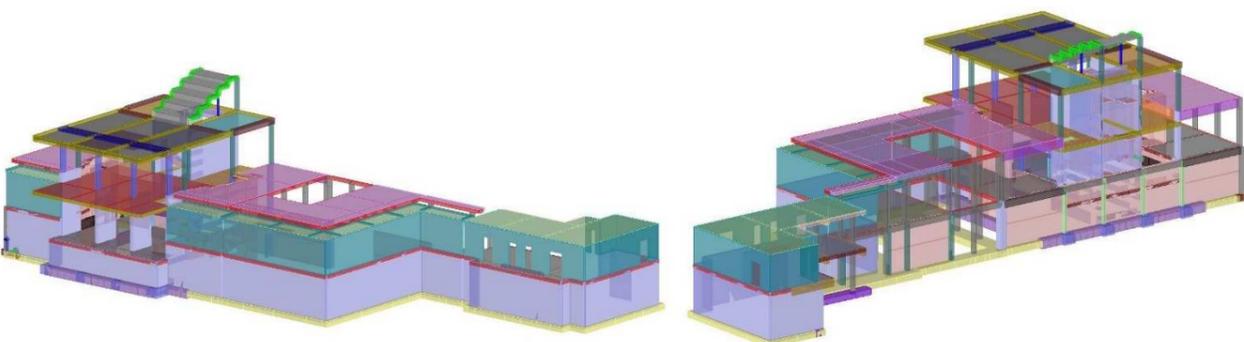


Figura 22: Modellazione di Unità strutturale "Stralcio" 3

### 3.1 VERIFICHE PREVISTE

La effettuazione delle verifiche sarà **CONFORME** a quanto **PREVISTO DA NTC 2018** come da **tab- 7.3.III e C7.3.I** considerata la **CU III ed un comportamento non dissipativo** (si adotterà infatti nelle analisi in fattore di comportamento **q pari a 1.5**). In particolare di procederà con:

- **VERIFICHE DI RIGIDEZZA** – Deformabilità compatibili con le caratteristiche degli elementi non strutturali, rif.formula 7.3.11.a in cui gli spostamenti di interpiano valutati in SLO ed inferiori di 2/3 il limite della formulazione predetta ed i tamponamenti sono considerati fragili
- **VERIFICHE DI RESISTENZA** - Verifica della sussistenza di capacità di resistenza degli elementi strutturali superiore alla domanda in SLV
- **VERIFICHE DI DUTTILITA'** – nel caso in esame, in quanto edificio esistente non è possibile attribuire i dettagli costruttivi prescritti da cap.7 NTC 2018. Anche in ragione di ciò l'analisi del comportamento sismico di tutte le unità strutturali è condotta considerando un comportamento non dissipativo con fattore di comportamento q pari a 1.5

Tabella C7.3.I - Stati Limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti: descrizione delle prestazioni e corrispondenti verifiche

STATI LIMITE	Descrizione della prestazione	ST			NS	IM		Classe d'uso		
		RIG	RES	DUT (SPO)	STA	FUN	STA	I	II	III IV
SLO	NS Limitazione del danno degli elementi non strutturali, o delle pareti per le costruzioni di muratura	§ 7.3.6.1								x
	IM Funzionamento degli impianti					§ 7.3.6.3				x
SLE	ST Controllo del danno degli elementi strutturali		§ 7.3.1							x
	NS ST Controllo del danno degli elementi non strutturali, o delle pareti per le costruzioni di muratura	§ 7.3.6.1						x	x	
SLU	ST Livello di danno degli elementi strutturali coerente con il fattore di comportamento adottato, assenza di rotture fragili e meccanismi locali/globali instabili		§ 7.3.6.1					x	x	x
	NS Assenza di crolli degli elementi non strutturali pericolosi per l'incolumità, pur in presenza di danni diffusi					§ 7.3.6.3			x	x
	IM Capacità ultima degli impianti e dei collegamenti						§ 7.3.6.3		x	x
SLC	ST Margine di sicurezza sufficiente per azioni verticali ed esiguo per azioni orizzontali			§ 7.3.6.1 (DUT)					x	x
	ST Capacità di spostamento dei dispositivi nelle costruzioni con isolamento sismico			§ 7.10.6.2.2 (SPO)					x	x

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM <sup>(*)</sup>
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT <sup>(*)</sup>			DUT <sup>(*)</sup>		

Per la redazione e la restituzione di tali verifiche, si è anche fatto riferimento alle "Istruzioni tecniche per lo svolgimento delle verifiche su edifici compresi nel programma ex art. 2, co. 2, dell'O.P.C.M. 3362/2004 e s.m.i. – Annualità 2005" riportate nell'All. 3 alla d.G.R. 936/2008. deliberazione di Giunta Regionale del 23 giugno 2008 n. 936 – Programma delle verifiche tecniche e piano degli interventi di adeguamento e miglioramento sismico previsto dall'art. 1, co. 4, lett. c), dell'O.P.C.M. 3362/2004 e s.m.i. – relativamente all'allegato 3 e 3-A. Si è quindi tenuto conto dei pareri del Comitato Tecnico Scientifico ai sensi dell'art. 4, co.1, della l.r. 19/2008.

### 3.2 LIVELLO DI CONOSCENZA ATTESO

Con riferimento alla esaustività delle prove proposte in relazione al livello di conoscenza LC2, in ottemperanza con quanto previsto da tabb.C8.5.V-VI (e relative note esplicative) della Circolare 2019, si evidenzia come la campagna di indagini, relativamente alla sola caratterizzazione dei materiali, permette di acquisire un **livello di indagini sui materiali** di tipo **ESTESO**. Il rilievo geometrico e dei dettagli costruttivi, alla luce della documentazione originaria acquisita nel marzo 2021, ha permesso di confermare un **livello di rilievo ESAUSTIVO**.

Il livello di conoscenza LC2, in tale contesto, è pertanto pienamente raggiunto un quanto riferibile ad indagini e rilievi di dettaglio ESTESO.

In considerazione della documentazione originaria disponibile da marzo 2021 è infine possibile considerare raggiunto un livello di conoscenza LC3 in quanto riferito ad una conoscenza ESAUSTIVA nell'ambito del rilievo geometrico strutturale.

In merito alla caratterizzazione ESAUSTIVA delle prestazioni meccaniche dei materiali ed in particolare alla **consistenza delle prove sui materiali effettuate**, consapevoli della **natura non cogente delle tabelle C8.5.V-VI**, valutate le dispersioni dei risultati di prova e considerato che **nella modellazione si è optato di adottare la classe di resistenza minore tra i valori medi** ricavati per ciascuna unità strutturale, secondo le seguenti attribuzioni:

- |  |   |
|--|---|
| 1. CALCESTRUZZO DELLE STRUTTURE DI UNITÀ 1 | C25/30 (con C28/35 per le vasche in c.a.) |
| 2. CALCESTRUZZO DELLE STRUTTURE DI UNITÀ 2 | C25/30                                    |
| 3. CALCESTRUZZO DELLE STRUTTURE DI UNITÀ 3 | C20/25                                    |
| 4. ACCIAIO PER C.A.                        | Feb32K                                    |
| 5. ACCIAIO DELLE CARPENTERIE METALLICHE    | S235J                                     |
| 6. BULLONERIA                              | cl.8.8                                    |

È stata ritenuta adeguata l'attribuzione di ESAUSTIVITA' alla campagna di indagini diagnostiche effettuata, con riferimento ai valori di calcolo assunti nella analisi strutturale. Nell'ambito della Relazione di Sintesi dei risultati di Verifica della Sicurezza e Vulnerabilità sismica verranno tuttavia indicate eventuali ulteriori indagini di accertamento e controllo che possibili criticità di analisi dovessero rendere necessarie o raccomandabili.

UNITA STRUTTURALE	LIVELLO <i>ml</i>	DIRETTE Rcls med <i>daN/cm2</i>	INDIRETTE Rcls med <i>daN/cm2</i>	Classe resistenza equivalente
1	- 390	373	428	C30/37
1	0	465	441	C30/37
1	265	--	249	C20/25
1	700	315	366	C20/25
1	10.000	428	408	C25/30
2	- 390	388	359	C25/30
2	0	--	330	C25/30
3	- 390	388	271	C25/30
3	150	--	331	C20/25
3	0	--	307	C20/25
3	265	--	243	C20/25

Tab. 1 – Valori medi di Rc da prove dirette ed indirette – Attribuzione della classe di resistenza

		C20/25	C25/30	C30/37	C32/40
Rck	Resistenza a compressione cubica caratteristica	250	300	370	400
Rcm	Resistenza a compressione cubica media	330	380	450	480
fck	Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	210	250	310	330
fcm	Resistenza a compressione cilindrica media	290	330	390	410
fctm	Resistenza a trazione media	23	26	29	31
fctm	Resistenza a trazione per flessione media	27	31	35	37
Ecm	Modulo di elasticità longitudinale	30.200	31.447	33.019	33.643
v fess	Modulo di Poisson cls fessurato	0	0	0	0
v integro	Modulo di Poisson cls integro	0,2	0,2	0,2	0,2

Tab. 2 – Caratteristiche prestazionali delle classi di resistenza dei calcestruzzi

### 3.3 METODO DI ANALISI

L'analisi statica sarà sviluppata agli **SL in ambito elastico lineare**

L'analisi sismica sarà di tipo **Dinamica Modale con spettro di risposta amplificato con RSL** (3° livello) condotta in **ambito elastico lineare**

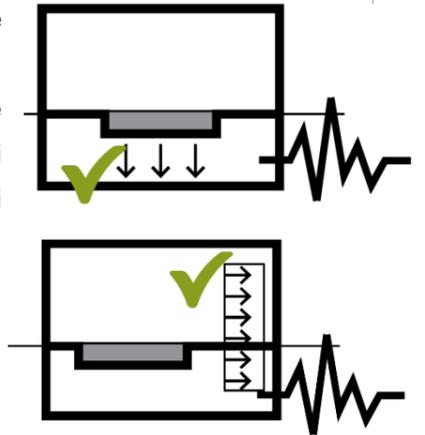
LE IPOTESI ALLA BASE DELLE ANALISI STATICHE E DINAMICHE saranno le seguenti:

1. Non saranno considerati effetti di 2° ordine (ossia non linearità geometriche) sia in ambito statico che sismico
2. Le strutture saranno considerate in media duttilità, non dissipative con fattore di comportamento  $q=1.5$
3. Lo Zero sismico sarà posto a quota di piano interrato (ossia considerando il piano interrato non compensato)
4. Non è stata considerata alcuna componente verticale della azione sismica
5. Si è provveduto ad una riduzione del 50% del valore del modulo elastico longitudinale E (e di conseguenza G) in considerazione dello stato fessurato del cls
6. Tutte le unità strutturali saranno considerate in classe d'uso III
7. L'analisi sarà condotta in Approccio 1
8. Nelle analisi SLU e SLE si considereranno i modelli f.e.m. completi delle strutture di fondazione
9. Nelle analisi SLV/SLD/SLO si considereranno i modelli f.e.m. incastrati a piano di fondazione
10. La verifica delle fondazioni superficiali sarà condotta considerando la interazione con un suolo elastico alla Winkler
11. La verifica delle fondazioni profonde sarà condotta con verifica sezionale del palo (nella sezione di incastro sul plinto) e, relativamente alla capacità portante, comparando la reazione vincolare trasmessa con la curva di capacità portante del palo, come ricostruita dalle indagini geognostiche.
12. L'acciaio d'armatura sarà considerato a barre lisce

RELATIVAMENTE ALLA DEFINIZIONE DELLE AZIONI SULLA STRUTTURA sono state effettuate le seguenti assunzioni:

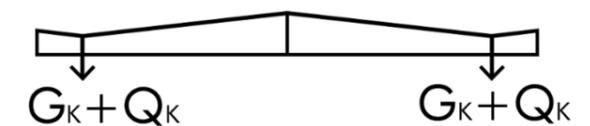
- a. Non è stata considerata l'azione del vento
- b. Non è stato considerato l'effetto di distorsione termica sulle strutture in c.a
- c. I tamponamenti in muratura sono stati simulati privi di rigidità, quindi come azioni lineari portate ripartite al 50% tra le travi di interpiano, annoverate nel conteggio delle masse sismiche,
- d. I solai dei locali interni sono stati tutti attribuiti alla classe C4 con coeff.  $\psi$  pari a  $\psi_{0j}=0.7$ ,  $\psi_{1j}=0.7$ ,  $\psi_{2j}=0.6$
- e. I solai delle coperture praticabili sono anch'essi stati considerati in classe C4
- f. Le coperture non praticabili sono state considerate in classe H
- g. La rigidità dei solai è stata proporzionata allo spessore della soletta
- h. I rivestimenti delle pareti sono stati modellati come carichi portati di superficie, considerati nel calcolo delle masse sismiche

- i. La spinta del terreno sulle murature contro terra è stata valutata considerando il valore di spinta a riposo con applicazione della pressione come carico di superficie contabilizzato nel conteggio delle masse sismiche. In analisi dinamica la spinta litostatica del terreno "a riposo" è quindi amplificata in ragione azione sismica di calcolo con valori leggermente sovrastimati rispetto alla quantificazione condotta con Mononobe Okabe ma adeguati al contesto e alla entità delle spinte stesse (pari ad un ricoprimento di circa 3m)
- j. L'acqua invasata nelle piscine è stata valutata in termini di peso e spinte idrostatiche sulle pareti. Le azioni sono state modellate come carichi di superficie quindi considerate nel calcolo delle masse sismiche con azioni amplificate in ambito dinamico in proporzione al valore della azione sismica. Tale modalità di analisi non risulta conforme alla modalità di calcolo prevista da UNI EN 1998-5 all'Appendice E, ma visti i modesti livelli di battente, il sottodimensionamento introdotto nella analisi non è stato ritenuto rilevante ai fini delle verifiche.



#### 3.3.1 VALUTAZIONE DELLA COPERTURA IN TRAVI RETICOLARI METALLICHE

La struttura di copertura di tipo "leggero" su travi reticolari metalliche, presente in Unità Strutturale 1 è stata analizzata a parte in ambito TA e SL. Le reazioni vincolari agli appoggi delle travi reticolari e delle terzere di falda in combinazione SLE sono state quindi introdotte come azioni generiche di

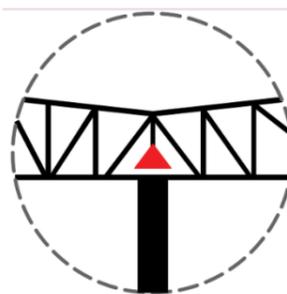


tipo permanente portato ed accidentale (suddividendo pesi propri e portati da azioni accidentali della neve) nel modello generale di Unità strutturale 1. Con tale schematizzazione si è prudenzialmente sovrastimato il valore delle azioni vincolari trasmesse dalla struttura di copertura.

In merito alla modellazione della struttura metallica di copertura devono invece essere evidenziate le seguenti considerazioni ed ipotesi di analisi:

- ⇒ Le strutture metalliche sono state modellate in ragione del rilievo effettuato in sito, con i limiti di accessibilità prima descritti;
- ⇒ Per tale ragione non si è ritenuto di dovere rilevare i nodi bullonati in considerazione della impossibilità di un rilievo fedele e completo di tutte le unioni (pur nella ripetitività di alcuni tipologici ma nel limite di impossibilità di rilievo di alcuni tipologici)
- ⇒ In considerazione delle circostanze precedenti le verifiche sulle travature sono state limitate alle verifiche sezionali dei profili metallici, escludendo le verifiche ai nodi
- ⇒ Gli arcarecci di connessione tra le travature reticolari non sono stati modellati in quanto profili non strutturali

- ⇒ I controventi di piano e di copertura sono invece stati modellati come aste tese nelle sezioni di rilievo
- ⇒ Le azioni trasmesse dagli arcarecci sono state modellate come azioni puntuali nodali sulle travi reticolari
- ⇒ L'appoggio delle travi reticolari sulle travi in c.a. di copertura di unità strutturale 1 è stato modellato a cerniera
- ⇒ Nella modellazione a cerniera dell'appoggio si è ammessa la piena continuità all'appoggio del tirante di intradosso della reticolare



### 3.3.2 VALUTAZIONE DELLE SPINTE IDRODINAMICHE DELL'ACQUA NELLE PISCINE

Non essendo disponibili inca 2018 degli approfondimenti specifici a riguardo, l'incremento sismico di pressione sulle pareti da parte del liquido contenuto nelle opere in progetto si è fatto riferimento agli studi di G. W.Housner ("Dynamic analysis of fluids in containers subjected to acceleration" e "The dynamic behavior water tanks" – 1963), approfonditi da altri scienziati come M.J.N. Priestley ("Seismic Design of Storage Tanks. Recommendations of a Study Group of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering" – 1986) e normati dall'Eurocodice 8 "UNI EN 1998-4:2006 Parte 4: Silos, serbatoi e condotte". Alcune utili indicazioni sono state recepite anche dalla guida "IITK-Gsdma Guidelines for seismic design of liquid storage tanks" emanata nel 2007 dal National Information Centre of Earthquake Engineering a IIT Kanpur (India). Nella figura seguente è mostrata la distribuzione delle pressioni dinamiche esercitate da un liquido sulle pareti e sul fondo di un contenitore soggetto ad una sollecitazione sismica.

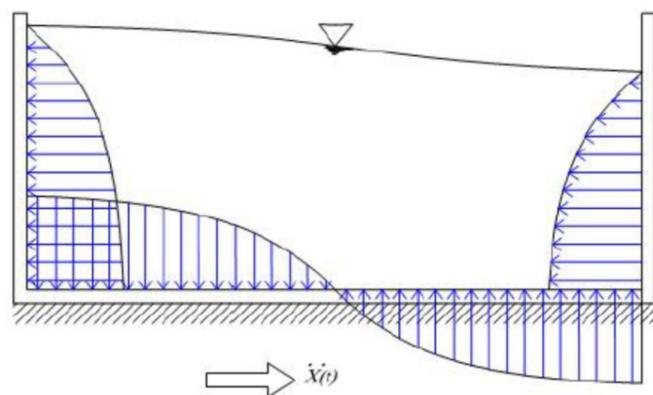


Figura 23: Distribuzione delle pressioni in ambito dinamico

Come si può notare, sotto l'accelerazione laterale la massa liquida in prossimità del pelo libero non tende a traslare rigidamente con il contenitore, per cui, a contatto con le pareti, il liquido è costretto a spostarsi verticalmente, dando origine ad onde sismiche di tipo convettivo. I periodi di queste oscillazioni, dette sloshing, sono tipicamente piuttosto elevati, fino a 6-10 secondi, e sono maggiormente influenzati dal livello degli spostamenti piuttosto che dalle accelerazioni del terreno. Vicino al fondo, invece, il liquido è costretto a muoversi in modo solidale con il contenitore (moto impulsivo), andando ad incrementare la massa inerziale della struttura. Le due componenti sopraindicate dell'azione sismica danno origine a pressioni sulle pareti del contenitore il cui andamento è rappresentato nella figura 23 (come si può notare le

pressioni in una determinata sezione hanno la stessa direzione, determinando compressione su una parete e aspirazione sulla parete opposta).

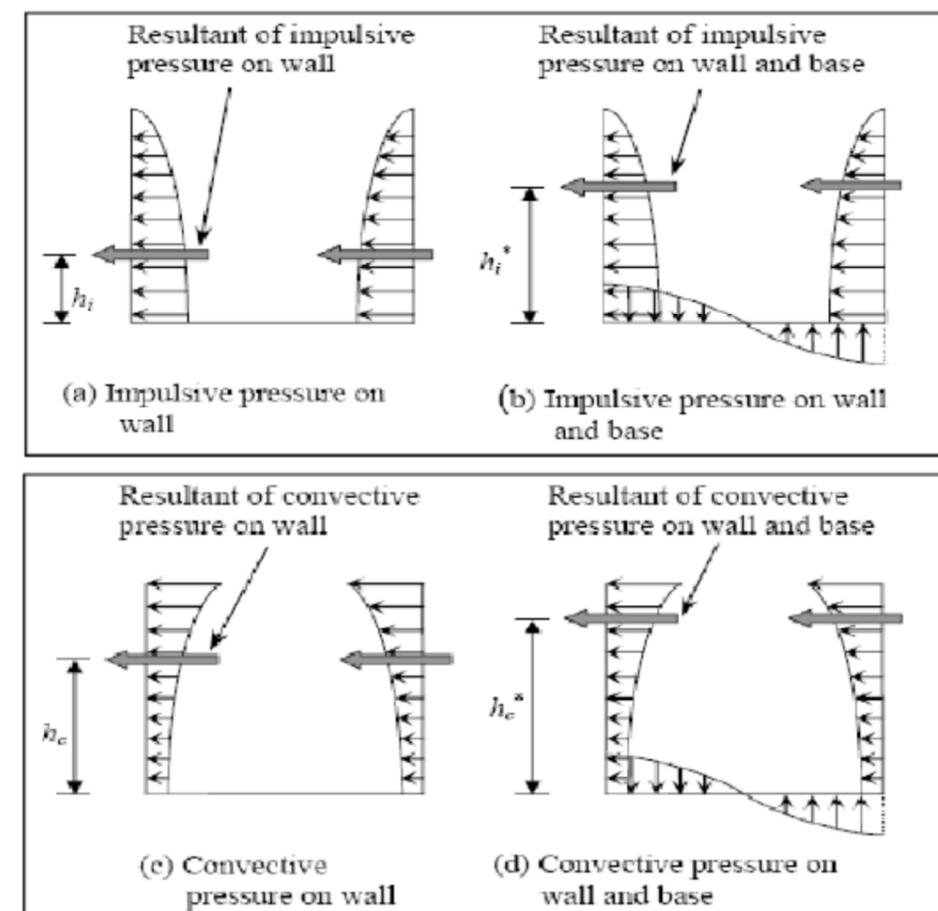


Figura 24: Effetti delle azioni impulsive e convettive

La percentuale della massa liquida che partecipa al moto convettivo dipende dal rapporto fra l'altezza  $H$  del pelo libero e la base  $B$  della vasca: più il rapporto si abbassa e maggiore è la percentuale, tanto che per valori molto bassi di  $H/B$  solo il 30 % del liquido stoccato trasla solidamente alle pareti, il resto essendo coinvolto nei moti di sloshing.

**In ragione di questo comportamento, per il progetto antisismico, dovrebbe considerare un modello di calcolo che, nell'ipotesi di comportamento rigido del contenitore (ipotesi molto calzante nel caso di strutture in c.a.), è quello riportato nella figura seguente:**

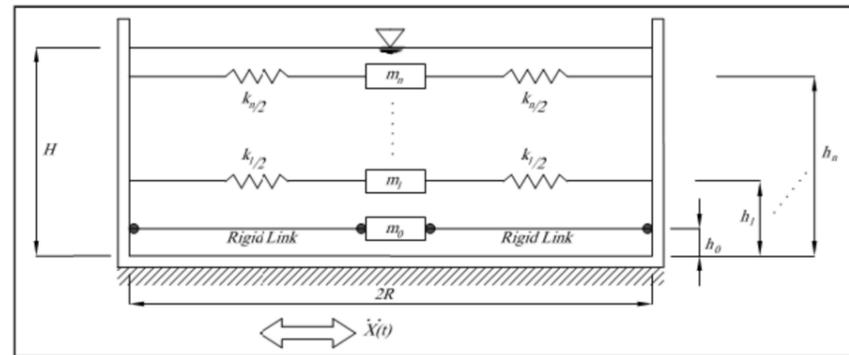


Figura 25: Modello dinamico per la simulazione delle azioni idrodinamiche sulle vasche

La massa  $m_0$ , detta massa impulsiva, è connessa rigidamente alle pareti e rappresenta la quantità di liquido che si sposta in modo solidale con il contenitore; i diversi moti convettivi, invece, sono modellati dalle sottomasse  $m_1, m_2, \dots, m_n$ , ciascuna collegata al guscio da una molla ideale la cui rigidezza è funzione della frequenza del moto di sloshing ad esso associato. Sulla base di questa teoria sono state elaborate negli anni diverse formule risolutive più o meno complesse **per calcolare le sovrappressioni sismiche del liquido sulle pareti del contenitore tra le quali quelle proposte in EC8-4.**

Le accelerazioni corrispondenti ai periodi di vibrazione convettiva saranno ricavati secondo norma (con accelerazioni sismiche calcolate con riferimento agli spettri elastici di risposta indicati da NTC 2018 + RSL) utilizzando uno spettro elastico caratterizzato da un coefficiente di smorzamento viscoso uguale allo 0,5%.

La quantificazione della sovrappressione indotta in ambito dinamico sulla vasca sarà quindi pari alla somma della componente impulsiva ed convettiva ed eventualmente di quella dovuta al sisma verticale

**In questa sede, considerati i modesti battenti le sovrappressioni indotte da moti convettivi NON SONO STATE VALUTATE in quanto non direttamente pertinenti con la sicurezza sismica della struttura quanto piuttosto con la sua operatività.**

**Il tema tuttavia meriterà un approfondimento tecnico per valutare in dettaglio gli effetti delle azioni sismiche sul quadro fessurativo delle vasche quindi sulla loro fruibilità ed efficienza.**

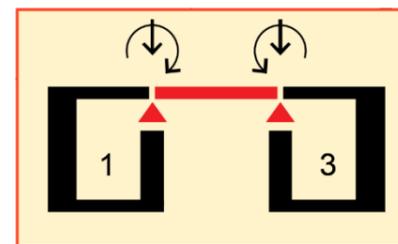
### 3.3.3 MODELLAZIONE DEI CAMPI DI SOLAIO IN APPOGGIO SU UNITA' STRUTTURALI DIVERSE

La condizione dei campi di solaio individuati in figure 8-9 è stata valutata applicando alle strutture di appoggio (di unità strutturali diverse) le reazioni vincolari di appoggio dei campi di solaio, scindendole in reazioni vincolari indotte da:

- Pesì propri e Permanenti portati
- Azioni accidentali

All'azione verticale di taglio è stata abbinato un momento torcente indotto dalla eccentricità geometrica dell'appoggio rispetto all'asse dell'elemento strutturale di appoggio. Con tale modellazione non si è quindi tenuto conto di alcun effetto irrigidente indotto da tali campi di solaio ma del loro solo contributo al calcolo delle masse sismiche.

La valutazione della labilità sismica di appoggio verrà effettuata in SLV combinando gli spostamenti degli elementi strutturali adiacenti in corrispondenza dell'appoggio di ciascun campo di solaio.



### 3.4 PROCEDIMENTO DI ANALISI

Il procedimento di analisi seguirà la seguente successione di elaborazioni numeriche:

#### 1. PROGETTO SIMULATO ALLE T.A. con normativa del periodo

Da cui si procederà alla:

- ⇒ **ESTRAPOLAZIONE** delle armature degli elementi strutturali (travi, pilastri, setti, gusci)
- ⇒ **IMPLEMENTAZIONE** delle armature secondo progetto esecutivo (**COMPRESI FERRI PIEGATI**) (Album R2.1, R2.2, R2.3 riportano in veste comparativa le armature di progetto e quelle di modellazione per ogni elemento strutturale)
- ⇒ **VERIFICA DEL MODELLO ALLE T.A.** con armature implementate come da progetto
- ⇒ **ESPORTAZIONE DEI DATI DI OUT PUT** : pressioni massime cls ed acciaio

Tale modellazione, **in cui la verifica delle parti strutturali servirà anche per la valutazione critica delle ipotesi assunte alla base della analisi strutturale**, verrà quindi utilizzata come modellazione di "base" oggetto di verifica ed analisi secondo il metodo SLU sia in condizioni statiche che sismiche.

Dopo la elaborazione dei modelli alle T.A. (in cui la stessa modellazione f.e.m. verrà valutata in relazione ai dati emersi dalla analisi con particolare riferimento all'andamento dei flettenti e dei tagli oltre che alle deformate) si procederà con:

#### 2. VERIFICA SLU/SLE DEL MODELLO IMPLEMENTATO

I vari aggregati strutturali dimensionati con progetto simulato alle TA verranno quindi verificati con le combinazioni SLU-SLE (con coefficienti  $\psi$  adattati alla Categoria C4/H - secondo Tab.3.1. Il NTC2018) in ambito statico, verificandone l'adeguatezza alle normative vigenti.

- ⇒ **VERIFICHE SLU DI RESISTENZA**: N/M, V/Tacciaio, V/TIcls
- ⇒ **VERIFICA SLE** : Deformabilità, livelli tensionali
- ⇒ **VERIFICA DELLE FONDAZIONI** in termini di compatibilità tra pressioni di contatto e capacità portante del terreno

Il modello, ora con vincoli di incastro alla base delle strutture di elevazione dallo 0 sismico, sarà quindi oggetto di:

#### 3. ANALISI DINAMICHE:

L'analisi sismica, sarà condotta in ambito dinamico **LINEARE SU MODELLO TRIDIMENSIONALE CON SPETTRO ELASTICO RIDOTTO DAL FATTORE DI STRUTTURA q**. Tale metodo è applicabile ai soli stati limite SLV e SLD, non può essere applicato in ambito non lineare. Le verifiche saranno effettuate in conformità con C7.3.1 relativamente a

- ⇒ **VERIFICHE DI RESISTENZA SLV con spettro RSL SLV** : N/M, V/Tacciaio, V/TIcls, Nodi
- ⇒ **CONTROLLO DEI LIVELLI TENSIONALI SLD con spettro RSL SLD** : Tensioni calcestruzzo ed acciaio
- ⇒ **CONTROLLO DEGLI SPOSTAMENTO NODALI SLD con spettro RSL SLD** : Verifica "battimenti" tra unità strutturali
- ⇒ **CONTROLLO DI DUTTILITA' SLO con spettro RSL SLO** : verifica di compatibilità degli spostamenti di interpiano

Nota l'azione sismica  $a_g$  le verifiche strutturali verranno condotte per step percentuali di incremento di  $a_g$ , con intervallo compreso sui 3 aggregati strutturali tra 0.1 e 0.8  $a_g$  e verifiche strutturali ad ogni incremento del 10% di  $a_g$ .

La scansione di elaborazione dei dati permetterà di valutare il fattore di accelerazione da cui iniziano criticità locali e globali

Le verifiche SLV verranno quindi condotte utilizzando i valori medi delle proprietà meccaniche dei materiali invece dei valori caratteristici, le verifiche SLD riferiranno invece ai valori caratteristici delle proprietà dei materiali.

In particolare, la quantificazione della % di massa sismica coinvolta nel modo principale, ricavata dalla analisi lineare, giustificherà l'opportunità di un eventuale successivo approfondimento in ambito non lineare, considerato che le cerniere plastiche si innescano in seguito alle sollecitazioni indotte dal modo principale.

### 3.4.1 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO DEL PROGETTO SIMULATO

Nelle tabelle successive sono sintetizzate le indicazioni delle principali normative per il progetto di edifici in c.a. a cui si farà riferimento nella fase di elaborazione del progetto simulato.

03 Dati di progetto e verifica per gli elementi trave per varie normative					
Normativa	Arm. Longit.	Arm. Trasversale	Verifiche	Copriferro	Interferro
R.D.229/39		50% taglio staffe 50% taglio piegati	n=6,8,10 metodo T.A.	2 cm	min (2 cm, $\emptyset$ )
D.M. 30/05/72	$A_f = 0,25\% A_{sez}$ (per barre lisce) $A_f = 0,15\% A_{sez}$ (per barre a.m.)		n=10,15 metodo T.A. Calc. a rottura	2-4 cm	min (2 cm, $\emptyset$ )
D.M. 26/03/80	"	$A_{staffe} = 3 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\rho_{staf} \leq 0,8$ (alt. utile) $\rho_{staf} \leq 12\emptyset_{min}$ (appoggi)	n=15 metodo T.A. Stati limite	"	"
D.M. 09/01/96	"			"	"

Figura 28: Dati di progetto e verifica degli elementi trave per varie normative

04 Dati di progetto e verifica per gli elementi pilastro per varie normative					
Normativa	Arm. Longit.	Arm. Trasversale	Verifiche	Copriferro	Interferro
R.D.229/39	0,8% fino a 2000 $\text{cm}^2$ 0,5% fino a 2000 $\text{cm}^2$	$\rho_{staf} = \min(1/2L \text{ min}, 10 \emptyset_{min})$	n=6,8,10 metodo T.A.	2 cm	min (2 cm, $\emptyset$ )
D.M. 30/05/72	0,6-5% $A_{cls}$ s.n. 0,3% $A_{eff}$ $\emptyset_{min} = 12 \text{ mm}$	$\rho_{staf} = \min(15\emptyset_{min}; 25 \text{ cm})$ $\emptyset_{min} = 6 \text{ mm}$	n=10,15 metodo T.A. Calc. a rottura	2-4 cm	min (2 cm, $\emptyset$ )
D.M. 30/05/74	$\geq 0,6\% A_{cls}$ s.n. 0,3-5% $A_{eff}$ $\emptyset_{min} = 12 \text{ mm}$	$\rho_{staf} = \min(15\emptyset_{min}; 25 \text{ cm})$ $\emptyset_{min} = 6 \text{ mm}$	n=10,15 metodo T.A. Stati limite	"	"
D.M. 26/03/80	$\geq 0,8\% A_{cls}$ s.n. 0,3-6% $A_{eff}$ $\emptyset_{min} = 12 \text{ mm}$	$\rho_{staf} = \min(15\emptyset_{min}; 25 \text{ cm})$ $\emptyset_{min} = 6 \text{ mm}$	n=10,15 metodo T.A. Stati limite	"	"
D.M. 09/01/96	"			"	"

Figura 29: Dati di progetto e verifica degli elementi pilastro per varie normative

01 Caratteristiche del calcestruzzo per varie normative								
Normativa		Resistenza		Tipo di sollecitazione				Controlli
				Compr.	Fless.	Taglio		
			$\text{kg/cm}^2$	$\sigma_{amm} / \sigma_{max}$	$\sigma_{amm} / \sigma_{max}$	$\tau_{c0} / \sigma_{max}$	$\tau_{c1} / \sigma_{max}$	
R.D.229/39	(val. medi)	Normale	$\geq 120$	29,2%	33,3%	3,3%	11,7%	1/125 mc
		Alta res.	$\geq 160$	28,1%	31,3%	3,8%	10,0%	
		Contr. in cant.	180-225	33,3%	33,3%	2,7%	7,1%	
D.M. 30/05/72		(val. caratt.)	150-500	20-28%	29-40%	2,6-1,7%	9,3-48%	4/100 mc min 12
D.M. 26/03/80		(val. caratt.)		"	"	"	"	2/100 mc min 6
D.M. 09/01/96		(val. caratt.)		"	"	"	"	"

Figura 26: - Caratteristiche del calcestruzzo per varie normative

02 Caratteristiche dell'acciaio da cemento armato per normative varie						
Normativa		Resistenza $\text{kg/cm}^2$		$\sigma_{amm} / \sigma_{max}$	Allung. a rottura	Controlli
		Rottura	Snervamento			
R.D.229/39	Acciaio dolce	4200-5000	$\geq 2300$	28-33%	20%	2/1000
	Acciaio semiduro	5000-6000	$\geq 2700$	33-40%	16%	
	Acciaio duro	6000-7000	$\geq 3100$	29-40%	14%	
D.M. 30/05/72	Barre lisce	3400-5000	2300-32000	35-32%	24-23	3 camp. (facoltativo se control. in stab.)
	Barre ader. mlgl.	4600-5500	3800-4400	48-40%	14-12	
D.M. 26/03/80		"		"	"	"
D.M. 09/01/96		"		"	"	"

Figura 27: Caratteristiche dell'acciaio da cemento armato per varie normative

05 Dati di progetto e verifica per i solai realizzati in opera per varie normative				
Normativa	Dimensioni	Arm. Ripartizione	Verifiche	Copriferro
R.D.229/39	H=max(L/30,8 cm)	$A_{vip}=25\% A_{principale}$	n=6,8,10 metodo T.A.	Soletta 0,8 cm
	Soletta min 4 cm			Trav.= 2 cm
D.M. 30/05/72	H=max(L/30,8 cm)	$A_{vip}=25\% A_{principale}$	n=10,15 metodo T.A.	Soletta 0,8 cm
	Soletta min 4 cm			Trav.= 2 cm
D.M. 27/07/85	H=max(L/25,12 cm)		n=15 metodo T.A.	"
	Soletta min 4 cm		Stati limite	
D.M. 09/01/96	"			"

Figura 30: Dati di progetto e verifica dei solai in opera per varie normative

### 3.5 CONSIDERAZIONI GENERALI – LIVELLI DI SICUREZZA

Nel caso di **analisi di tipo lineare (statica o dinamica) con fattore di struttura q** lo stato limite ultimo richiesto viene raggiunto in corrispondenza del **primo elemento/meccanismo duttile e/o fragile** per il quale la **sollecitazione** indotta dall'azione sismica ridotta sia **inferiore o uguale** alla corrispondente **resistenza**.

In generale l'analisi non verrà arrestata all'attivazione di fenomeni locali o del primo meccanismo ma sarà sviluppata in modo da poter valutare cosa accadrebbe se quel meccanismo venisse disattivato grazie ad un opportuno intervento di rinforzo. In questo modo sarà possibile disporre di una proiezione di estensione di possibili interventi e degli aumenti di capacità che ne conseguirebbero.

Come previsto a **Disciplinare nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche, il livello di sicurezza della costruzione sarà quantificato attraverso  $\zeta$  è definito come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche**. L'entità delle altre azioni contemporaneamente presenti è la stessa assunta per le nuove costruzioni, salvo quanto emerso riguardo ai carichi verticali permanenti a seguito delle indagini condotte e salvo l'eventuale adozione di appositi provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione e, conseguentemente, sui carichi variabili.

Il parametro di confronto dell'azione sismica da adottare per la definizione di  $\zeta$  è, salvo casi particolari, l'accelerazione al suolo  $a_g \times S$ .

Nelle verifiche rispetto alle azioni non sismiche, il livello di sicurezza della costruzione può mutare da porzione a porzione della costruzione medesima e, per l' i-esima porzione, dovrà essere quantificato attraverso  $\zeta_{v,i}$  definito come il rapporto tra il valore massimo del sovraccarico verticale variabile sopportabile dalla parte i-esima della costruzione e il valore del sovraccarico variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

### 3.6 CONSIDERAZIONI SULLA DEFORMABILITA'

Verrà effettuata una **valutazione degli spostamenti** dei telai strutturali allo **stato limite di operatività (SLO)** e di danno (SLD) mediante **analisi modale lineare con riduzione dello spettro elastico di un fattore di struttura q** posto pari a 1.5

In particolare gli spostamenti nodali di Stato limite di danno (SLD), riferiti ai valori massimi riscontrati sulle combinazioni SLD, serviranno a valutare la efficacia dei giunti costruttivi presenti.

I valori degli spostamenti nodali in combinazioni SLO verranno acquisiti per valutare la conformità del valore registrato rispetto al limite normativo fissato entro lo 0.5% della altezza di interpiano.

L'analisi SLD verrà tuttavia condotta applicando i valori caratteristici alle proprietà dei materiali (cls) e non i valori medi (con cui invece verrà sviluppata l'analisi SLV).

## 4 CRITICITA' E PROPOSTE DI MIGLIORAMENTO/RISOLUZIONE

Le elaborazioni analitiche di calcolo verranno prodotte in estratto in appositi elaborati denominati **R5 – RELAZIONE DI CALCOLO singolarmente riferiti alle 3 unità strutturali (quindi con codici R5.1, R5.2, R5.3)**. In essi saranno presentati:

- I modelli f.e.m. degli aggregati strutturali;
- Le schematizzazioni statiche adottate
- Le analisi dei carichi sulle varie tipologie di solaio e di tamponamento
- La schematizzazione delle strutture di fondazione e della loro interazione con il terreno

Le elaborazioni di analisi sismica verranno esposte in dettaglio e la successiva elaborazione dei risultati verrà fornita con riferimento alle preliminari verifiche statiche ed alle successive analisi sismiche.

In particolare verranno prodotte:

- Sollecitazioni degli elementi D2-D3 in ambito statico, combinazioni SLU
- Verifiche elementi D2-D3 (travi –setti) in ambito statico, combinazioni SLU
- Controllo livelli deformabilità SLE-PERMANENTI degli elementi D2-D3
- Sollecitazioni degli elementi D2-D3 in ambito sismico, combinazioni SLV
- Verifiche degli elementi D2-D3 in ambito sismico, combinazioni SLV
- Spostamenti degli elementi D2-D3 in ambito sismico, combinazioni SLO ed SLD

La definizione dei **LIVELLI DI SICUREZZA** e la **valutazione di compatibilità delle deformazioni nodali con le caratteristiche dei giunti costruttivi** verranno quindi illustrati in elaborato denominato **R6 - RELAZIONE DI SINTESI** di riepilogo del processo di analisi e di definizione delle valutazioni di vulnerabilità delle 3 unità strutturali (compresa copertura in travi reticolari metalliche di Stralcio 1)

Nello stesso elaborato verranno prodotte, debitamente compilate

- **SCHEDA DI SINTESI DELLA VERIFICA SISMICA PER GLI EDIFICI STRATEGICI AI FINI DELLA PROTEZIONE CIVILE O RILEVANTI IN CASO DI COLLASSO A SEGUITO DI EVENTO SISMICO**
- **APPENDICE ALLA SCHEDA DI SINTESI**

Sempre in **RELAZIONE DI SINTESI CONCLUSIVA (R6)** verranno anche **EVIDENZIATE LE CRITICITA' RISCONTRATE SUI VARI AGGREGATI STRUTTURALI** (già caratterizzati da specifico LIVELLO DI SICUREZZA) con conseguente **valutazione preliminare comparativa di efficacia di eventuali interventi di miglioramento sismico** quali :

- Riduzione degli effetti torsionali indotti da eccentricità tra baricentro delle masse e delle rigidezze;
- Incremento della resistenza sezionale di travi e pilastri mediante rinforzi metallici o in fibre;
- Controventamento dei portali con elementi di carpenteria metallica

L'introduzione di tali accorgimenti nella modellazione strutturale di analisi determinerà la possibilità di un primo confronto comparativo dei miglioramenti prestazionali indotti, quali :

- Riduzione degli spostamenti nodali
- Incremento della resistenza degli elementi strutturali
- Diversa distribuzione delle azioni

Che potranno supportare la successiva fase di progettazione degli interventi di adeguamento/miglioramento.

## 5 VALUTAZIONE DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI ED IMPIANTISTICI

In conformità con quanto richiesto da NTC 2018 per le classi d'uso III, si riepilogheranno nell'elaborato **R6 – RELAZIONE CONCLUSIVA DI SINTESI** le vulnerabilità riscontrate sugli elementi "secondari", anche non strutturali, non quantificabili direttamente mediante specifico Indice di rischio.

Il rilievo e la localizzazione di tali elementi è stata anche proposta nell'ambito degli elaborati denominati **R1- "valutazione speditiva della sicurezza statica"** ed **R3 - "Rilievo fotografico e del quadro fessurativo"**, parte dello studio di sicurezza statica e vulnerabilità sismica.

### 5.1 PROCEDURE E MODALITA' DI ANALISI PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI ED IMPIANTISTICI

Il metodo che si adotterà per la valutazione della sicurezza degli elementi non strutturali ed impiantistici seguirà le

**"Linee guida per il rilevamento della vulnerabilità degli elementi non strutturali nelle scuole (Intesa Rep. 7/CU 28/1/2009)".** Le stesse linee guida procedono dalle indicazioni delle NTC2008 e della Circolare 2.2.2009, rispettivamente riferibili a :

- criteri di progettazione degli elementi non strutturali (par. 7.2.3)
- criteri di progettazione degli impianti (7.2.4).
- criteri di progettazione degli elementi non strutturali (par. C7.2.3)
- criteri di progettazione degli impianti (C7.2.4).

oltre a quanto indicato nelle Raccomandazioni riportate nella tabella C8A.9.1. di Appendice della Circolare 2/2/2009.

I principi stabiliti nel quadro normativo citato (benché precedente le NTC2018), anche se riferiti alla progettazione sismica, sono utili per comprendere quali siano,



Linee guida per il rilevamento della vulnerabilità degli elementi non strutturali nelle scuole (Intesa Rep. 7/CU 28/1/2009)



più in generale, le cautele da adottare per evitare che si verifichino crolli anche parziali di elementi non strutturali ed impianti, in grado di mettere a rischio gli occupanti. In sostanza l'accento è posto alla appropriata esecuzione dei collegamenti fra detti elementi e la struttura, ai controventamenti ed alla vulnerabilità intrinseca degli elementi.

Alle linee guida per la valutazione della vulnerabilità di impianti ed elementi non strutturali per edifici scolastici è stato quindi affiancato quanto contenuto nel documento pubblicato dalla **Protezione civile** in merito al medesimo tema.

Quest'ultimo documento, tuttavia, riferisce prevalentemente ad edifici di classe d'uso II, pur fornendo accorgimenti costruttivi ed soluzioni di intervento finalizzate alla riduzione del rischio o mitigazione del danno indotto dalla vulnerabilità sismica di componenti impiantistiche ed elementi non strutturali o arredi.

Le **LINEE GUIDA** di cui alla Intesa Rep.7/CU28/1/2009 hanno la finalità di definire i criteri e le impostazioni /generali per l'effettuazione delle visite ispettive e per la compilazione delle **schede di rilievo** della vulnerabilità di elementi non strutturali negli edifici scolastici.

La compilazione della scheda non si può configurare come un automatismo e, quindi, il giudizio finale è affidato alle valutazioni globali delle squadre tecniche. In tale ottica il documento meglio si presta a fornire:

- ⇒ i criteri adottati per stabilire le priorità dei sopralluoghi;
- ⇒ acquisizioni di informazioni e segnalazioni per la proprietà ed i gestori;
- ⇒ modalità di carattere generale di esecuzione delle ispezioni da parte delle squadre;
- ⇒ aspetti generali e di dettaglio per la compilazione delle schede;
- ⇒ indicazioni circa la stima speditiva dei costi

Le indicazioni contenute nella scheda, essendo questa utilizzata nel corso di un sopralluogo prevalentemente visivo, fanno riferimento principalmente:

- I. **alla presenza o meno di segnali indicatori** (visivi) legati ad indizi di cedimento (fessurazioni, fuori piombo, distacchi ecc.);
- II. **allo stato di conservazione** (corrosione, disgregamento di malte, carenze nei copriferrì ecc.);
- III. **a giudizi sintetici, a vista, dei proporzionamenti dei sostegni in relazione all'oggetto portato o vincolato** (esilità dei pendini di appendimento, delle mensole di sostegno o di supporti vincolati con il numero di tasselli/ancoraggi predisposti); per es. se un supporto è predisposto per cinque tasselli e se ne riscontra un numero inferiore questo può essere un indizio di vulnerabilità e può suggerire un supplemento di indagine per verificare se il sostegno sia o meno sufficiente.

**In alcuni casi l'indagine visiva può non essere sufficiente alla formulazione di un giudizio.**

Quando sarà pertinente, potrà essere valutata la opportunità di effettuazione di prove manuali di distacco (p. es. per elementi leggeri come le insegne). In altri casi il particolare oggetto di esame potrà essere coperto dall'intonaco o da altro



tipo di rivestimento. In tali circostanze potrà essere opportuno effettuare qualche saggio, previa autorizzazione da parte del gestore.. **La scheda delle citate Linee Guida contiene una LISTA DI CONTROLLO, non esaustiva, delle situazioni da esaminare.** Per ciascun paragrafo si barra (scegliere solo una casella):

- ✓ la casella "V" se l'asserzione riportata è vera;
- ✓ la casella "F" se l'asserzione riportata è falsa;
- ✓ la casella "NA" se l'asserzione non è applicabile alla situazione in esame.

L'esito "F" del giudizio è negativo ai fini della sicurezza.

Pertanto, nel caso in cui si barri "F", sarà indicato anche:

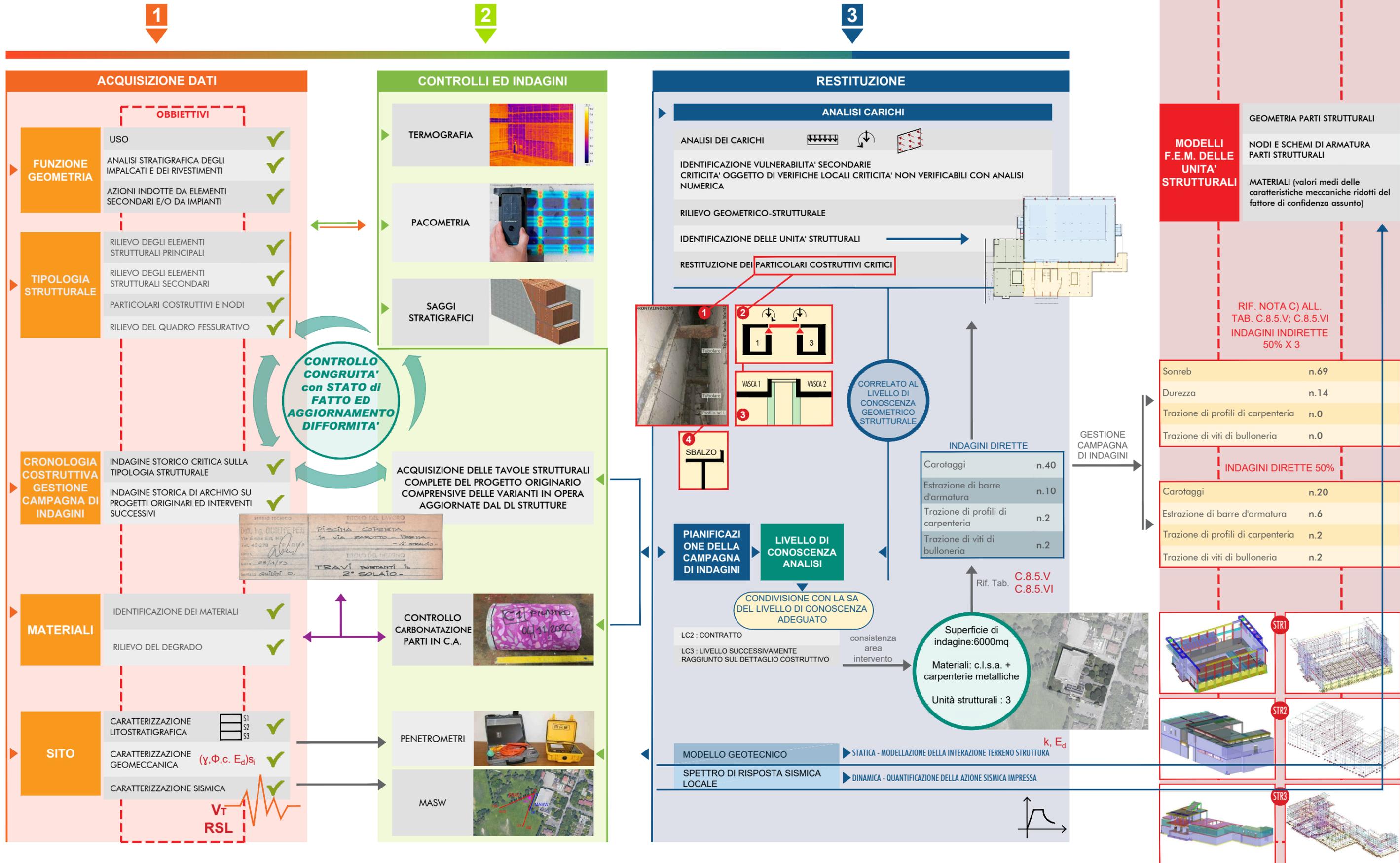
- 1 **la gravità della vulnerabilità o del danno secondo le quattro categorie** (si possono barrare uno o più livelli di gravità): Grave, Medio, Lieve, Nessuno;
- 2 **l'estensione approssimativa della vulnerabilità o del danno in ragione della percentuale del componente interessato** (scegliere solo una casella): E=elevata ( $> 2/3$ ), M=Media ( $1/3 < M < 2/3$ ), B=Bassa ( $< 1/3$ );
- 3 **il tipo di intervento suggerito** (se l'intervento non è fra quelli predefiniti barrare "Altro" e descrivere la tipologia nel campo "Note");
- 4 **una stima dei costi dell'intervento suggerito.**

In allegato (**R2-ALL. 3**) si riporta fac simile della scheda di rilievo elaborata dalle Linee guida, denominata "SCHEMA DI RILIEVO DELLA VULNERABILITA' DI ELEMENTI NON STRUTTURALI"

## 6 ALLEGATI

- R2-ALL.1 Valutazione della sicurezza strutturale : Processo di analisi e valutazione – FASE 1
- R2-ALL.2 Valutazione della sicurezza strutturale : Processo di analisi e valutazione – FASE 2
- R2-ALL.3 Scheda di rilievo della vulnerabilità di elementi non strutturali

Fase 1 - PERCORSO CONOSCITIVO DI GENERAZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE DI ANALISI



SCOPO	
MODELLI F.E.M. DELLE UNITA' STRUTTURALI	GEOMETRIA PARTI STRUTTURALI
	NODI E SCHEMI DI ARMATURA PARTI STRUTTURALI
	MATERIALI (valori medi delle caratteristiche meccaniche ridotti del fattore di confidenza assunto)
RIF. NOTA C) ALL. TAB. C.8.5.V; C.8.5.VI INDAGINI INDIRETTE 50% X 3	
Sonreb	n.69
Durezza	n.14
Trazione di profili di carpenteria	n.0
Trazione di viti di bulloneria	n.0
INDAGINI DIRETTE 50%	
Carotaggi	n.20
Estrazione di barre d'armatura	n.6
Trazione di profili di carpenteria	n.2
Trazione di viti di bulloneria	n.2

**FASE 2 - MODALITA' DI ANALISI**

**1 IPOTESI SUL MODELLO DI ANALISI**

- ✓ APPROCCIO 1
- ✓ STRUTTURA NON DISSIPATIVA
- ✓ ANALISI ELASTICA LINEARE
- ✓ NON CONSIDERATI EFFETTI DEL 2° ORDINE E/O NON LINEARITA' GEOMETRICHE
- ✓ ZERO SISMICO A QUOTA PIANO INTERRATO
- ✓ RIDUZIONE DEL 50% DEL MODULO ELASTICO (CLS FESSURATO) **E50%**
- ✓ CLASSE D'USO III **cl.III**

**2 METODO DI ANALISI**

- ✓ MODALE DINAMICA CON SPETTRO DI RISPOSTA (1° T PREVALENTE)
- ✓ SPETTRO CON RSL - analisi 3° livello
- ✓ FATTORE DI COMPORTAMENTO **q=1.5**
- ✓ ANALISI IN MEDIA DUTTILITA' **CDB**

**3 IPOTESI SULLE AZIONI ESTERNE**

- ✓ SOLAI IN CAT. C4 CON  $\psi_{0,i} = 0.7, \psi_{1,i} = 0.7, \psi_{2,i} = 0.6$  (tab. 2.5.1)
- ✓ COPERTURE PRATICABILI IN CAT. C4 CON  $\psi_{0,t} = 0.7, \psi_{1,t} = 0.7, \psi_{2,t} = 0.6$
- ✓ COPERTURE NON PRATICABILI IN CAT. H CON  $\psi_{0,t} = 0.7, \psi_{1,t} = 0.7, \psi_{2,t} = 0.6$
- ✓ AZIONE ORIZZONTALE DEL VENTO NON CONSIDERATA (inferiore e non concomitante al sisma)
- ✓ EFFETTI DI DISTORSIONI TERMICHE NON CONSIDERATI  **$\Delta T = 0$**
- ✓ CONSIDERATE ECCENTRICITA' GEOMETRICHE
- ✓ PESO ACQUA PISCINE ANNOVERATO NELLE MASSE SISMICHE
- ✓ SPINTE IDROSTATICHE ANNOVERATE IN ANALISI STATICA
- ✓ SPINTE IDRODINAMICHE ANNOVERATE IN ANALISI SISMICA
- ✓ SPINTA A RIPOSO DEL TERRENO DI INTERRATO ANNOVERATO IN ANALISI STATICA
- ✓ CONTRIBUTO DI MASSA DEL TERRENO DI INTERRATO ANNOVERATO IN ANALISI DINAMICA
- ✓ PESO DEI RIVESTIMENTI DI FACCIATA ANNOVERATO NEI PORTATI E NELLE MASSE SISMICHE

**4 IPOTESI SUL MODELLO MECCANICO**

DEFINIZIONE DI 3 MODELLI PER CIASCUNA DELLE 3 UNITA' STRUTTURALI

**INTERAZIONE TERRENO STRUTTURA**

VINCOLI DI INCASTRO IN FONDAZIONE PER LE ANALISI DINAMICHE

VINCOLI DI INCASTRO NELLE ANALISI SLU/SLE, SLV/SLD/SLO PER LE FONDAZIONI PROFONDE

K DI WINKLER DA ANALISI ITERATIVA PRESSIONI CEDIMENTI  $k = \frac{\sigma_t}{\epsilon_t}$

CONTROLLO DEI VALORI DI K DA MODULO EDMETRICO E DATI DELLE PENETROMETRIE  $k \approx E_d$

**MODELLAZIONE DEGLI ELEMENTI SECONDARI**

RIGIDezza DEI SOLAI PROPORZIONATA ALLO SPESSORE DELLA SOLETTA IN C.A.

APPLICAZIONE DEI TAMPONAMENTI COME CARICHI LINEARI (RIGIDezza NULLA) IN QUOTA AL 50% TRA INTRADOSSO ED ESTRADOSSO DEI SOLAI DI INTERPIANO

STRUTTURA DI COPERTURA METALLICA LEGGERA DI STRALCIO 1 INSERITA NELLE SUE AZIONI VINCOLARI INDOTTE SUI PILASTRI IN TERMINI DI PORTATI E ACCIDENTALI

CAMPI DI SOLAIO IN APPOGGIO TRA UNITA' STRUTTURALI DIVERSE MODELLATI COME CARICHI LINEARI E TORCENTE SIA IN TERMINI DI PORTATI CHE AZIONI ACCIDENTALI, NELLE RISPETTIVE CONDIZIONI DI CARICO

**STATICA**

**DINAMICA**

**NO GERARCHIA DELLE RESISTENZE**

**MODALITA' DI VERIFICA STRUTTURA METALLICA DI COPERTURA IN TRAVI RETICOLARI**

**MODELLO STRUTTURALE:**

- TRAVI RETICOLARI RESTITUITE PER GEOMETRIA E PROFILI DA RILIEVO EFFETTUATO IN LOCO
- NODI NON MODELLATI (IN QUANTO NON RILEVABILI TOTALMENTE)
- ARCARECCI NON MODELLATI (IN QUANTO PROFILI OMEGA NON STRUTTURALI)
- CONTROVENTI DI PIANO MODELLATI COME ASTE TESE NELLE SEZIONI RILEVATE (PIATTI ED PROFILI AD L)
- AZIONI TRASMESSE DAGLI ARCARECCI MODELLATE COME AZIONI PUNTUALI NODALI SULLE RETICOLARI
- APPOGGIO SULLE PARTI IN C.A. MEDIANTE CERNIERA
- IPOTESI DI CONTINUITA' DEL TIRANTE ALL'APPOGGIO

**TA**  
RIF. NORME ANNO 1972

TENSIONI PUNTUALI  $\sigma$  e  $t$  NELL'ACCIAIO  
NESSUNA VERIFICA UNIONI BULLONATE  
REAZIONI VINCOLARI TA (RTA)

**SLE**  
NTC 2018

VERIFICHE DI RESISTENZA  
NESSUNA VERIFICA UNIONI BULLONATE  
REAZIONI VINCOLARI: SLE PERMANENTI (=RTA)

ESTRAPOLAZIONE DELLE REAZIONI VINCOLARI

- \* G1K + G2K
- \* QK

ED INSERIMENTO NEL MODELLO GENERALE DI STRALCIO 1

**5 MODALITA' DI VERIFICA PARTI IN C.A.**

**TA**  
RIF. NORME ANNO 1972

**PROGETTO SIMULATO**

**ESTRAPOLAZIONE PROGETTO ARMATURE**

**ADEGUAMENTO ARMATURE IN FUNZIONE DATI PROGETTO ORIGINARIO E CONTROLLI IN SITO INSERIMENTO DEI FERRI PIEGATI**

**VERIFICA DELLE STRUTTURE CON ARMATURE DI PROGETTO - RILEVATE IN SITO**

**verifica TA**

TENSIONI SIGMA E TAU CLS  
TENSIONI SIGMA ACCIAIO

**MODELLO IMPLEMENTATO CON GLI SCHEMI DI ARMATURA ESISTENTI (DA PROGETTO ORIGINARIO E RILIEVI/CONTROLLI IN SITO)**

**COMPLETO DELLA STRUTTURA DI FONDAZIONE**

**MODELLO IMPLEMENTATO CON GLI SCHEMI DI ARMATURA ESISTENTI (DA PROGETTO ORIGINARIO E RILIEVI/CONTROLLI IN SITO)**

**INCASTRATO ALLA BASE**

verifica STATICA NTC 2018 ✓		verifica SISMICA NTC 2018 ✓	
SLU	RESISTENZA TRAVI, PILASTRI, SETTI VERIFICA DEI SOLAI	SLV (SPETTRO rls slv)	RESISTENZA TRAVI, PILASTRI, SETTI N/M, V/Tds, V/T acciaio, NODI
SLE RARE	LIVELLI TENSIONALI TRAVI E PILASTRI DEFORMAZIONE TRAVI FRECCIA TEORICA SOLAI	SLD (rls sld)	LIVELLI TENSIONALI TRAVI, PILASTRI, SETTI NO DUTTILITA' poichè q=1,5
		SLO (rls slo)	DEFORMAZIONE COMPATIBILITA' : $q_{dr} < \frac{2}{3}$ (0.005 h)

- VERIFICA FONDAZIONI**

Fondazioni dirette

  - ✓ PRESSIONI DI CONTATTO SLU
  - ✓ PRESSIONI DI CONTATTO SLE RARE

Fondazioni profonde

  - ✓ COMPATIBILITA' CON CURVA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI
  - ✓ VERIFICA DEI PLINTI TOZZI A SLU

**VERIFICA SOLAI**

  1. VERIFICA DI PRIMO CAMPO SIGNIFICATIVO PER UNITA' STRUTTURALE
  2. RILIEVO STRUTTURALE (SPESSORE)
  3. ACQUISIZIONE DATI PROGETTUALI ORIGINALI: sp. soletta
  4. ANALISI DEI CARICHI DA VERIFICHE STRATIGRAFICHE, USO, QUADRO NORMATIVO (Cat. C4)
  5. IPOTESI SULLA TIPOLOGIA COSTRUTTIVA DEI TRAVETTI (controllo termografico)
  6. PROGETTO SIMULATO SLU → VALUTAZIONE FRECCIA TEORICA SLE
  7. PROVA DI CARICO PER CONTROLLO FRECCIA SLE (da valutare con S.A)

RIF. TABB. C.7.3.I ; 7.3.III

**3. Giudizio analitico sui rischi connessi alla vulnerabilità di elementi non strutturali**

**3.1 SOFFITTI, CONTROSOFFITTI ED ELEMENTI APPESI AI SOLAI**

3.1.1 I soffitti intonacati non mostrano segni di degrado o di distacco dell'intonaco  V  F  NA

Gravità ed estensione									Interventi suggeriti					
Grave			Medio			Lieve			Demolizione	Pendini	Puntelli	Riparazione	Transenne	Altro
E	M	B	E	M	B	E	M	B	Rimozione	Staffe	Controventi	Rinforzo	Protezioni	
<input type="checkbox"/>														

Note

.....

.....

.....

Stima di massima dei costi: <10.000 €  10.000€ - 50.000 €  >50.000 € (da approfondire)

3.1.2 I controsoffitti non sono realizzati con elementi in laterizio o, comunque, non sono pesanti e fragili  V  F  NA

Gravità ed estensione									Interventi suggeriti					
Grave			Medio			Lieve			Demolizione	Pendini	Puntelli	Riparazione	Transenne	Altro
E	M	B	E	M	B	E	M	B	Rimozione	Staffe	Controventi	Rinforzo	Protezioni	
<input type="checkbox"/>														

Note

.....

.....

.....

Stima di massima dei costi: <10.000 €  10.000€ - 50.000 €  >50.000 € (da approfondire)

3.1.3 I pendini che sostengono i controsoffitti appaiono idonei a sostenere i relativi carichi ed in buono stato di conservazione  V  F  NA

Gravità ed estensione									Interventi suggeriti					
Grave			Medio			Lieve			Demolizione	Pendini	Puntelli	Riparazione	Transenne	Altro
E	M	B	E	M	B	E	M	B	Rimozione	Staffe	Controventi	Rinforzo	Protezioni	
<input type="checkbox"/>														

Note

.....

.....

.....

Stima di massima dei costi: <10.000 €  10.000€ - 50.000 €  >50.000 € (da approfondire)

3.1.4 I pendini che sostengono le apparecchiature di illuminazione o di altro tipo  V  F  NA

ed eventuali tubazioni direttamente fissati all'intradosso del solaio appaiono idonei a sostenere i relativi carichi ed in buono stato di conservazione

Gravità ed estensione									Interventi suggeriti					
Grave			Medio			Lieve			Demolizione	Pendini	Puntelli	Riparazione	Transenne	Altro
E	M	B	E	M	B	E	M	B	Rimozione	Staffe	Controventi	Rinforzo	Protezioni	
<input type="checkbox"/>														

Note

.....

.....

.....

Stima di massima dei costi: <10.000 €  10.000€ - 50.000 €  >50.000 € (da approfondire)

3.1.5 I controsoffitti a cui sono direttamente collegate apparecchiature di illuminazione o di altro tipo appaiono idonei a sostenere i relativi carichi ed in buono stato di conservazione  V  F  NA

Gravità ed estensione									Interventi suggeriti					
Grave			Medio			Lieve			Demolizione	Pendini	Puntelli	Riparazione	Transenne	Altro
E	M	B	E	M	B	E	M	B	Rimozione	Staffe	Controventi	Rinforzo	Protezioni	
<input type="checkbox"/>														

Note

.....

.....

.....

Stima di massima dei costi: <10.000 €  10.000€ - 50.000 €  >50.000 € (da approfondire)

**3.2 PARAPETTI ED ALTRI AGGETTI VERTICALI E ORIZZONTALI**

3.2.1 I parapetti sono in buono stato di conservazione  V  F  NA

Gravità ed estensione									Interventi suggeriti					
Grave			Medio			Lieve			Demolizione	Pendini	Puntelli	Riparazione	Transenne	Altro
E	M	B	E	M	B	E	M	B	Rimozione	Staffe	Controventi	Rinforzo	Protezioni	
<input type="checkbox"/>														

Note

.....

.....

.....

Stima di massima dei costi: <10.000 €  10.000€ - 50.000 €  >50.000 € (da approfondire)

3.2.2 Cornicioni e cornici in muratura, parapetti, insegne e altri elementi aggettanti esterni appaiono efficacemente ancorati alla struttura  VO  FO  NAO

Gravità ed estensione									Interventi suggeriti					
Grave			Medio			Lieve			Demolizione	Pendini	Puntelli	Riparazione	Transenne	Altro
E	M	B	E	M	B	E	M	B	Rimozione	Staffe	Controventi	Rinforzo	Protezioni	
<input type="checkbox"/>														

Note

.....

.....

.....

.....

Stima di massima dei costi: <10.000 €  10.000€ - 50.000 €  >50.000 € (da approfondire)

3.2.3 I camini snelli in muratura sono ancorati ai solai ed al tetto e in buone condizioni  VO  FO  NAO

Gravità ed estensione									Interventi suggeriti					
Grave			Medio			Lieve			Demolizione	Pendini	Puntelli	Riparazione	Transenne	Altro
E	M	B	E	M	B	E	M	B	Rimozione	Staffe	Controventi	Rinforzo	Protezioni	
<input type="checkbox"/>														

Note

.....

.....

.....

.....

Stima di massima dei costi: <10.000 €  10.000€ - 50.000 €  >50.000 € (da approfondire)

3.2.4 Rivestimenti, pensiline ed altri elementi fissati al di sopra dell'uscita dall'edificio sono ben ancorati al sistema strutturale  VO  FO  NAO

Gravità ed estensione									Interventi suggeriti					
Grave			Medio			Lieve			Demolizione	Pendini	Puntelli	Riparazione	Transenne	Altro
E	M	B	E	M	B	E	M	B	Rimozione	Staffe	Controventi	Rinforzo	Protezioni	
<input type="checkbox"/>														

Note

.....

.....

.....

.....

Stima di massima dei costi: <10.000 €  10.000€ - 50.000 €  >50.000 € (da approfondire)

3.2.5 Le insegne interne, le segnalazioni di emergenza e le lampade di emergenza sono ben ancorate  VO  FO  NAO

Gravità ed estensione									Interventi suggeriti					
Grave			Medio			Lieve			Demolizione	Pendini	Puntelli	Riparazione	Transenne	Altro
E	M	B	E	M	B	E	M	B	Rimozione	Staffe	Controventi	Rinforzo	Protezioni	
<input type="checkbox"/>														

Note

.....

.....

.....

.....

Stima di massima dei costi: <10.000 €  10.000€ - 50.000 €  >50.000 € (da approfondire)

3.3 PARTIZIONI INTERNE E TAMPONATURE

3.3.1 Le partizioni interne e le tamponature in laterizio appaiono ben connesse alla cornice strutturale e non mostrano segni di ribaltamento incipiente  VO  FO  NAO

Gravità ed estensione									Interventi suggeriti					
Grave			Medio			Lieve			Demolizione	Pendini	Puntelli	Riparazione	Transenne	Altro
E	M	B	E	M	B	E	M	B	Rimozione	Staffe	Controventi	Rinforzo	Protezioni	
<input type="checkbox"/>														

Note

.....

.....

.....

.....

Stima di massima dei costi: <10.000 €  10.000€ - 50.000 €  >50.000 € (da approfondire)

3.3.2 Le partizioni che vanno dal pavimento fino al di sotto di un controsoffitto sono dotate di dispositivi di ritegno per evitarne il ribaltamento  VO  FO  NAO

Gravità ed estensione									Interventi suggeriti					
Grave			Medio			Lieve			Demolizione	Pendini	Puntelli	Riparazione	Transenne	Altro
E	M	B	E	M	B	E	M	B	Rimozione	Staffe	Controventi	Rinforzo	Protezioni	
<input type="checkbox"/>														

Note

.....

.....

.....

.....

Stima di massima dei costi: <10.000 €  10.000€ - 50.000 €  >50.000 € (da approfondire)

**3.4 RIVESTIMENTI ED INFISSI**

**3.4.1** I rivestimenti esterni sono incollati o ancorati efficacemente alle pareti  V  F  NAO

Gravità ed estensione									Interventi suggeriti					
Grave			Medio			Lieve			Demolizione	Pendini	Puntelli	Riparazione	Transenne	Altro
E	M	B	E	M	B	E	M	B	Rimozione	Staffe	Controventi	Rinforzo	Protezioni	
<input type="checkbox"/>														

Note

.....

.....

.....

Stima di massima dei costi: <10.000 €  10.000€ - 50.000 €  >50.000 € (da approfondire)

**3.4.2** Non sono visibili fessure o danneggiamenti negli elementi di rivestimento o venature indebolite nei pannelli in pietra (marmo, etc.) come indizio di una possibile rottura che possa determinarne il distacco e la caduta  V  F  NAO

Gravità ed estensione									Interventi suggeriti					
Grave			Medio			Lieve			Demolizione	Pendini	Puntelli	Riparazione	Transenne	Altro
E	M	B	E	M	B	E	M	B	Rimozione	Staffe	Controventi	Rinforzo	Protezioni	
<input type="checkbox"/>														

Note

.....

.....

.....

Stima di massima dei costi: <10.000 €  10.000€ - 50.000 €  >50.000 € (da approfondire)

**3.4.3** Infissi e vetrate sono in buono stato di manutenzione ed efficacemente collegati alla parete  V  F  NAO

Gravità ed estensione									Interventi suggeriti					
Grave			Medio			Lieve			Demolizione	Pendini	Puntelli	Riparazione	Transenne	Altro
E	M	B	E	M	B	E	M	B	Rimozione	Staffe	Controventi	Rinforzo	Protezioni	
<input type="checkbox"/>														

Note

.....

.....

.....

Stima di massima dei costi: <10.000 €  10.000€ - 50.000 €  >50.000 € (da approfondire)

**3.5 ELEMENTI DI ARREDO E APPARECCHIATURE**

**3.5.1** Armadi e scaffali alti e snelli sono ancorati al pavimento o alla parete  V  F  NAO

Gravità ed estensione									Interventi suggeriti					
Grave			Medio			Lieve			Demolizione	Pendini	Puntelli	Riparazione	Transenne	Altro
E	M	B	E	M	B	E	M	B	Rimozione	Staffe	Controventi	Rinforzo	Protezioni	
<input type="checkbox"/>														

Note

.....

.....

.....

Stima di massima dei costi: <10.000 €  10.000€ - 50.000 €  >50.000 € (da approfondire)

**3.5.2** Le apparecchiature appaiono adeguatamente ancorate alla struttura  V  F  NAO

Gravità ed estensione									Interventi suggeriti					
Grave			Medio			Lieve			Demolizione	Pendini	Puntelli	Riparazione	Transenne	Altro
E	M	B	E	M	B	E	M	B	Rimozione	Staffe	Controventi	Rinforzo	Protezioni	
<input type="checkbox"/>														

Note

.....

.....

.....

Stima di massima dei costi: <10.000 €  10.000€ - 50.000 €  >50.000 € (da approfondire)

**3.5.3** Nessuna parte di importanti apparecchiature (es. unità trattamento aria, o tralicci per trasmissioni ..) sporge dalla struttura senza essere controventata  V  F  NAO

Gravità ed estensione									Interventi suggeriti					
Grave			Medio			Lieve			Demolizione	Pendini	Puntelli	Riparazione	Transenne	Altro
E	M	B	E	M	B	E	M	B	Rimozione	Staffe	Controventi	Rinforzo	Protezioni	
<input type="checkbox"/>														

Note

.....

.....

.....

Stima di massima dei costi: <10.000 €  10.000€ - 50.000 €  >50.000 € (da approfondire)

**3.5.4** I contenitori di gas in pressione sono vincolati in modo da non ribaltarsi  V  F  NAO

Gravità ed estensione									Interventi suggeriti					
Grave			Medio			Lieve			Demolizione	Pendini	Puntelli	Riparazione	Transenne	Altro
E	M	B	E	M	B	E	M	B	Rimozione	Staffe	Controventi	Rinforzo	Protezioni	
<input type="checkbox"/>														

Note

.....

.....

.....

.....

Stima di massima dei costi: <10.000 €  10.000€ - 50.000 €  >50.000 € (da approfondire)

**3.5.5** Le sostanze chimiche pericolose contenute in recipienti fragili sono conservate in modo da non cadere accidentalmente  V  F  NAO

Gravità ed estensione									Interventi suggeriti					
Grave			Medio			Lieve			Demolizione	Pendini	Puntelli	Riparazione	Transenne	Altro
E	M	B	E	M	B	E	M	B	Rimozione	Staffe	Controventi	Rinforzo	Protezioni	
<input type="checkbox"/>														

Note

.....

.....

.....

.....

Stima di massima dei costi: <10.000 €  10.000€ - 50.000 €  >50.000 € (da approfondire)

**3.6 IMPIANTI**

**3.6.1** Gli elementi di sostegno delle tubature del sistema antincendio appaiono adeguatamente ancorati  V  F  NAO

Gravità ed estensione									Interventi suggeriti					
Grave			Medio			Lieve			Demolizione	Pendini	Puntelli	Riparazione	Transenne	Altro
E	M	B	E	M	B	E	M	B	Rimozione	Staffe	Controventi	Rinforzo	Protezioni	
<input type="checkbox"/>														

Note

.....

.....

.....

.....

Stima di massima dei costi: <10.000 €  10.000€ - 50.000 €  >50.000 € (da approfondire)

**3.6.2** Le tubature del gas e di altri combustibili appaiono adeguatamente ancorate  V  F  NAO

Gravità ed estensione									Interventi suggeriti					
Grave			Medio			Lieve			Demolizione	Pendini	Puntelli	Riparazione	Transenne	Altro
E	M	B	E	M	B	E	M	B	Rimozione	Staffe	Controventi	Rinforzo	Protezioni	
<input type="checkbox"/>														

Note

.....

.....

.....

.....

Stima di massima dei costi: <10.000 €  10.000€ - 50.000 €  >50.000 € (da approfondire)

**3.6.3** Nessuna tubazione è sostenuta da altre tubazioni o da altri elementi non strutturali  V  F  NAO

Gravità ed estensione									Interventi suggeriti					
Grave			Medio			Lieve			Demolizione	Pendini	Puntelli	Riparazione	Transenne	Altro
E	M	B	E	M	B	E	M	B	Rimozione	Staffe	Controventi	Rinforzo	Protezioni	
<input type="checkbox"/>														

Note

.....

.....

.....

.....

Stima di massima dei costi: <10.000 €  10.000€ - 50.000 €  >50.000 € (da approfondire)

**4. Allegati:**

Par.	Fotografie	NO	1	2	3	4	>4
4.1	Planimetria con localizzazione edificio	SI					
4.2	Schema dell'edificio per memoria degli aspetti di maggiore interesse osservati durante l'ispezione	SI					

**5. Altra documentazione consultata disponibile presso l'edificio:**

5.1	Disegni architettonici	SI					
5.2	Disegni strutturali	SI					
5.3	Altro (specificare)	.....					