

**COMUNE DI
SAN BARTOLOMEO IN GALDO**
(PROVINCIA DI BENEVENTO)



PROGETTO ESECUTIVO

*Piano Triennale Edilizia Scolastica PTES 2018-2020
Aggiornamento Annualità 2019*

**LAVORI DI COMPLETAMENTO ED AMPLIAMENTO DELL' EDIFICIO
SCOLASTICO IANZITI - I stralcio**

Committente: AMMINISTRAZIONE COMUNALE

Progettisti U.T.C.:

(Ing. Giovanni DIURNO)

VISTO: IL SINDACO

(DOTT. Carmine AGOSTINELLI)

Oggetto dell' elaborato:

RELAZIONE DI CALCOLO EDIFICIO POST-OPERAM

TAVOLA

RC-SP-ED

Indice

Premessa	4
Normative di riferimento	5
1. Inquadramento globale.....	11
1.1. Inquadramento opera	11
1.2. Criteri progettuali dell'epoca e documentazione disponibile.....	12
2. Rilievi, saggi e prove in sito	18
2.1. Obiettivi del piano d'indagine	18
2.2. Osservazioni visive.....	19
2.3. Rilievo geometrico	20
2.4. Tipologia di prove finalizzate all'individuazione dei dettagli costruttivi e delle proprietà dei materiali	23
2.5. Dettagli Costruttivi	25
3. Modello Numerico.....	27
4. Definizione delle azioni.....	28
4.1. Azione sismica	29
4.1.1. Pericolosità sismica di base	29
4.1.2. Determinazione del periodo di riferimento	29
4.1.3. Stati limite e relativa probabilità di superamento	30
4.1.4. Categoria di sottosuolo	32
4.1.5. Condizioni topografiche	32
4.1.6. Spettro di risposta elastico	32
4.2. Analisi dei carichi permanenti e variabili.....	34
4.2.1. Carico da neve	35
5. Analisi strutturale	38
5.1. Combinazioni di carico.....	38
5.2. Valutazione dell'idoneità per carichi gravitazionali.....	39
5.2.1. Verifiche di resistenza degli elementi strutturali.....	39
5.2.2. Verifiche allo SLU per combinazione fondamentale	39
5.3. Azioni e Verifiche allo SLV	40
5.3.1. Azioni sismiche	40
5.3.1.1. Calcolo degli spostamenti	42
5.3.1.2. Combinazioni delle componenti dell'azione sismica	42
5.3.2. Verifiche strutturali	43

5.3.3. Verifica a confinamento dei nodi.....	44
5.5. Valutazione della vita nominale restante o residua	47
5.6. Verifiche allo SLV	49
6. Progettazione degli interventi di adeguamento sismico.....	51
6.1. Descrizione degli interventi di adeguamento sismico.....	51
6.2. Interventi di sopraelevazione della struttura ed adeguamento funzionale.....	53
6.3. Analisi dei carichi.....	56
6.4. Metodologie di analisi	57
6.5. Verifiche.....	57

Premessa

La presente relazione illustra gli interventi di adeguamento sismico in merito al progetto relativo ai “*Lavori di completamento ed ampliamento dell’edificio scolastico Ianziti*”; nella presente si fa riferimento ai tre corpi di fabbrica, nel seguito denominati *Corpo A*, *Corpo B*. Il servizio è stato svolto in conformità al D.M. 17 Gennaio 2018 “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” e alla Circolare Ministeriale 21 Gennaio 2019 n.7 “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni”.

La strategia di intervento seguita fa fede a quanto riportato al paragrafo 8.4.3 (“*Interventi di adeguamento*”) delle vigenti NTC, in quanto nella progettazione architettonica è prevista una sovraelevazione. Infatti, secondo quanto prescritto al citato §8.4.3., l’intervento di adeguamento della costruzione è obbligatorio quando si intenda:

- a) sopraelevare la costruzione;
- b) ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta;
- c) apportare variazioni di destinazione d’uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica di cui alla equazione 2.5.2 del § 2.5.3, includendo i soli carichi gravitazionali. Resta comunque fermo l’obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;
- d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l’impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani;
- e) apportare modifiche di classe d’uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV.

L’edificio di cui all’oggetto, nella configurazione ante operam, si presenta decisamente vulnerabile alle azioni sismiche, con valore minimo dell’indicatore di rischio sismico pari a 0,203. Gli interventi

previsti hanno consentito di raggiungere l'adeguamento strutturale dell'intero fabbricato, con conseguimento di un valore di tale indicatore superiore all'unità.

Normative di riferimento

D.M. 17.1.2018: "Aggiornamento delle nuove norme tecniche per le costruzioni", Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n.42 del 20 febbraio 2018.

Circolare 21.01.2019, n.7: "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni".

Edifici monumentali: Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9.2.2011: "Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008", di cui costituisce parte integrante la **Circ. 26 del 2.12.2010 del Ministero per i Beni e le Attività Culturali:** "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale".

FRP:

Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati, CNR-DT 200 R1/2013.

Linee guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP, documento approvato il 24 luglio 2009 dall'assemblea Generale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Indirizzi per l'esecuzione degli interventi di cui all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3790 del 17.7.2009 (Riparazione con miglioramento sismico di edifici danneggiati), a cura della Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della Protezione Civile, Commissario Delegato (Eventi sismici provincia di L'Aquila, 6 aprile 2009).

Riferimenti tecnici: EuroCodici

Per quanto non diversamente specificato nel D.M.14.1.2008, si intendono coerenti con i principi alla base del Decreto le indicazioni riportate nei documenti di riferimento elencati in §12; fra questi: gli EuroCodici strutturali, così organizzati:

Criteri generali di progettazione strutturale

UNI EN 1990:2006

Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture

UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici

UNI EN 1991-1-2:2004 Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco

UNI EN 1991-1-3:2004 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve

UNI EN 1991-1-4:2005 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento

UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche

UNI EN 1991-1-6:2005 Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione

UNI EN 1991-1-7:2006 Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali

UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Carichi da traffico sui ponti

UNI EN 1991-3:2006 Parte 3: Azioni indotte da gru e da macchinari

UNI EN 1991-4:2006 Parte 4: Azioni su silos e serbatoi

Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo

UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1992-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi

UNI EN 1992-3:2006 Parte 3: Strutture di contenimento liquidi

Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio

UNI EN 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1993-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1993-1-3:2007 Parte 1-3: Regole generali - Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo

UNI EN 1993-1-4:2007 Parte 1-4: Regole generali - Regole supplementari per acciai inossidabili

UNI EN 1993-1-5:2007 Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra

UNI EN 1993-1-6:2007 Parte 1-6: Resistenza e stabilità delle strutture a guscio

UNI EN 1993-1-7:2007 Parte 1-7: Strutture a lastra ortotropa caricate al di fuori del piano

UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti

UNI EN 1993-1-9:2005 Parte 1-9: Fatica

UNI EN 1993-1-10:2005 Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore

UNI EN 1993-1-11:2007 Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi

UNI EN 1993-1-12:2007 Parte 1-12: Regole aggiuntive per l'estensione della EN 1993 fino agli acciai di grado S 700

UNI EN 1993-2:2007 Parte 2: Ponti di acciaio

UNI EN 1993-3-1:2007 Parte 3-1: Torri, pali e ciminiere - Torri e pali

UNI EN 1993-3-2:2007 Parte 3-2: Torri, pali e ciminiere - Ciminiere

UNI EN 1993-4-1:2007 Parte 4-1: Silos

UNI EN 1993-4-2:2007 Parte 4-2: Serbatoi

UNI EN 1993-4-3:2007 Parte 4-3: Condotte

UNI EN 1993-5:2007 Parte 5: Pali e palancole

UNI EN 1993-6:2007 Parte 6: Strutture per apparecchi di sollevamento

Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo

UNI EN 1994-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1994-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1994-2:2006 Parte 2: Regole generali e regole per i ponti

Eurocodice 5 – Progettazione delle strutture in legno

UNI EN 1995-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici

UNI EN 1995-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1995-2:2005 Parte 2: Ponti

Eurocodice 6 – Progettazione delle strutture in muratura

UNI EN 1996-1-1:2006 Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata

UNI EN 1996-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1996-2:2006 Parte 2: Considerazioni progettuali, selezione dei materiali ed esecuzione delle murature

UNI EN 1996-3:2006 Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata

Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica

UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Regole generali

UNI EN 1997-2:2007 Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo

Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

UNI EN 1998-2:2006 Parte 2: Ponti

UNI EN 1998-3:2005 Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici

UNI EN 1998-4:2006 Parte 4: Silos, serbatoi e condotte

UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

UNI EN 1998-6:2005 Parte 6: Torri, pali e camini

Eurocodice 9 – Progettazione delle strutture in alluminio

UNI EN 1999-1-1:2007 Parte 1-1: Regole strutturali generali

UNI EN 1999-1-2:2007 Parte 1-2: Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1999-1-3:2007 Parte 1-3: Strutture sottoposte a fatica

UNI EN 1999-1-4:2007 Parte 1-4: Lamiere sottili piegate a freddo

UNI EN 1999-1-5:2007 Parte 1-5: Strutture a guscio

Norme Italiane precedenti al D.M. 17.1.2018:

Le norme elencate nel seguito sono in generale da considerarsi superate dal D.M.17.1.2018; esse possono costituire tuttavia utili fonti di riferimento per la comprensione dello sviluppo dei metodi di calcolo adottati dalle NTC.

D.M. 24 Gennaio 1986 (Norme tecniche relative alle costruzioni antisismiche)

D.M. 19 Giugno 1984 (Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche)

D.M. 27 Luglio 1985 (Norme per la disciplina delle opere in c.a., normale e precompresso ed a struttura metallica)

D.M. 12 Febbraio 1982 (Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi)

Sismica: Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003: “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”, e successive modifiche e integrazioni:

Ordinanza P.C.M. n. 3316 del 2.10.2003 e Ordinanza P.C.M. n. 3431 del 3.5.2005

Sismica: D. P.C.M. del 21.10.2003: “Disposizioni attuative dell’art.2, commi 2, 3 e 4, dell’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003”.

Norme strutturali precedenti all'OPCM 3274 (per la Sismica) e al D.M. 14.9.2005:

Legge n.64 del 2.2.1974: “Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.”

Regione Umbria, Art.38 L.R. 1.7.1981, n.34: “Direttive tecniche ed esemplificazioni delle metodologie di intervento per la riparazione ed il consolidamento degli edifici danneggiati da eventi sismici.”

D.M. 2.7.1981: “Normativa per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia.”

D.M. 16.1.1996: “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.”

Circolare Min.LL.PP. n.65 del 10.4.1997: “Istruzioni per l’applicazione delle “Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche” di cui al D.M. 16.1.1996.”

Servizio Sismico Nazionale (S.S.N.) - Associazione Nazionale Italiana di Ingegneria Sismica (A.N.I.D.I.S.): “Commentario al D.M. 16.1.1996 ed alla Circ. n.65 del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.”, coord. F.Braga, 1998

D.G.R. Umbria n.5180 del 14.9.1998 e D.G.R. Marche n.2153 del 14.9.1998 in attuazione Legge 61/98: “Eventi sismici del 12 maggio, 26 settembre 1997 e successivi - Modalità e procedure per la concessione dei contributi previsti dall’art.4 della Legge 61/98 - Allegato B”.

Provincia di Perugia, Servizio Sismico Nazionale: “Terremoto in Umbria e Marche del 1997. Criteri di calcolo per la progettazione degli interventi. Verifiche sismiche ed esempi per l’applicazione delle Direttive Tecniche D.G.R. Umbria 5180/98 e D.G.R. Marche 2153/98 in attuazione L.61/98”, coord. A.De Sortis, G.Di Pasquale, U.Nasini, 1998.

1. Inquadramento globale

1.1. Inquadramento opera

L'edificio oggetto di analisi è sito in via Antonio De Curtis, nel Comune di San Bartolomeo in Galdo (BN) ed è proprietà del Comune stesso; catastalmente è ubicato in corrispondenza della particella 60 al Foglio 91.



Figura 1; Inquadramento territoriale

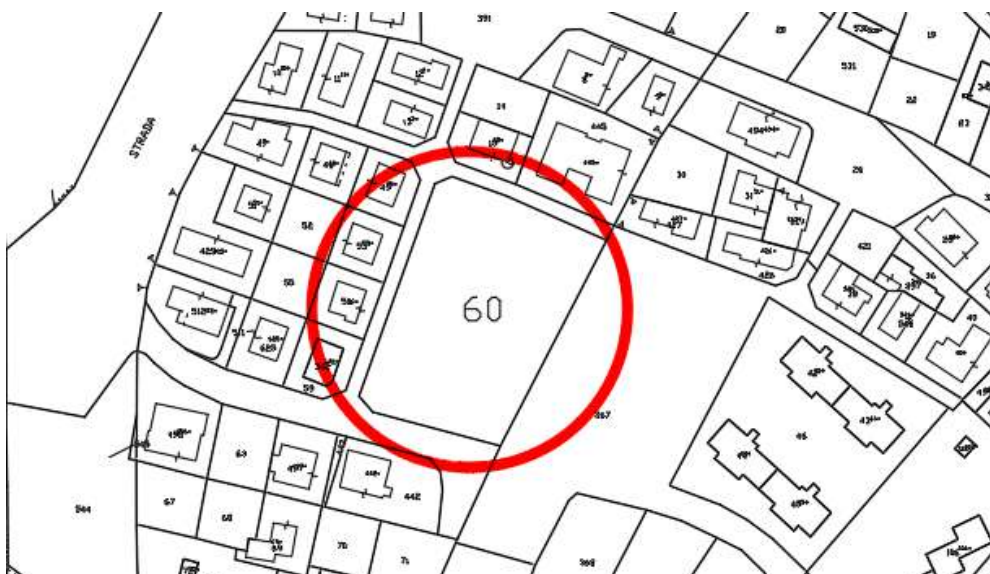


Figura 2; Inquadramento catastale

L'edificio è stato costruito negli anni '80/90 e progettato prevalentemente per carichi gravitazionali, con modesto contributo delle azioni sismiche secondo la normativa dell'epoca. Nel caso in esame, avendo a disposizione gli elaborati progettuali originari, si è fatto fede a questi ultimi per l'analisi storico-critica della struttura in merito alla verifica di vulnerabilità nello stato ante operam.

1.2. Criteri progettuali dell'epoca e documentazione disponibile

Nell'individuazione dei criteri progettuali e normativi degli anni '80/90 (epoca di costruzione dell'edificio in esame) si farà riferimento ai soli edifici in c.a. Le normative di riferimento per l'epoca sono rispettivamente:

- D.M. 24 Gennaio 1986 (Norme tecniche relative alle costruzioni antisismiche);
- D.M. 27 Luglio 1985 (Norme per la disciplina delle opere in c.a., normale e precompresso ed a struttura metallica);
- D.M. 19 Giugno 1984 (Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche);
- D.M. 12 Febbraio 1982 (Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi).

Per comprendere in modo esaustivo le indicazioni progettuali contenute nei decreti sopra citati, è opportuno richiamare i riferimenti contenuti in norme antecedenti. Nello specifico i vari R.D.L. del 16/11/1939 n°2228-2229-2233 rappresentano una svolta nell'ambito legislativo per edifici in c.a. In particolare, la norma individua un fuso granulometrico per la scelta degli inerti da usare per la realizzazione del conglomerato; introduce il rapporto acqua/cemento da ritenersi costante e da confermare mediante prove su travetti e su cubi e ribadisce la necessità di prelevare i campioni direttamente in cantiere stabilendo la quantità di prove. Il carico di sicurezza del conglomerato per le sollecitazioni di compressione, flessione e taglio è riportato in Tabella 1.1. per le tipologie di calcestruzzo normale, ad alta resistenza o alluminosi e di resistenza maggiore di 225 kg/cm². Nella stessa tabella sono implementate le medesime informazioni anche in riferimento al Decreto Ministeriale 30/05/1972.

Normativa	Valori di resistenza	Resistenza [kg/cm ²]		Tipi di sollecitazione				Controlli
				[σ _{amm} /σ _{max} ; τ _{c0} / σ _{max} ; τ _{c1} / σ _{max}]				
				Compr.	Flessione	Taglio		
R.D. 2229/39	Valori Medi	Norm.	≥120	29,2%	33,3%	3,3%	11,7%	1/125 m ³
		Alta Res.	≥160	28,1%	31,3%	3,8%	10,0%	
		Contr. Cant.	180- 225	33,3%	33,3%	2,7%	7,1%	

D.M. 30/05/72	Valori Caratteristici	150- 500	20-28%	29-40%	2,6- 1,7%	9,3- 48%	4/100 m ³ ; min 12
------------------	-----------------------	-------------	--------	--------	--------------	-------------	----------------------------------

Tabella 1. 1: Caratteristiche ammesse per il calcestruzzo

Per quanto attiene le barre di armatura si implementano le informazioni rispetto al Regio Decreto e al DM 30/05/1972 nella Tabella 1.2.

Normativa		Resistenza [kg/cm ²]		$\sigma_{amm}/\sigma_{max}$	Allung. rottura	a	Controlli
		Rottura	Snervamento				
R.D. 2229/39	Acciaio Dolce	4200- 5000	≥ 2300	28-33%	20%		2/1000
	Acciaio Semiduro	5000- 6000	≥ 2700	33-40%	16%		
	Acciaio Duro	6000- 7000	≥ 3100	29-40%	14%		
D.M. 30/05/72	Barre lisce	3400- 5000	2300-3200	35-32%	24-23		3 campioni
	Barre aderenza migliorata	4600- 5500	3800-4400	48-40%	14-12		

Tabella 1. 2: Caratteristiche ammesse per gli acciai da costruzione

Per quanto attiene alle caratteristiche degli elementi strutturali nelle Tabelle 1.3., 1.4. e 1.5. si riportano i minimi di Armatura previsti dalle Normative precedentemente menzionate.

TRAVI					
Normativa	Arm. Long.	Arm. Trav.	Verifiche	Copriferro	Interferro
R.D. 2229/39		50% taglio staffe 50% taglio sagomati	n=6-8-10 Metodo T.A.	2 cm	min(2 cm; φ)
D.M. 30/05/72	As $\geq 0,25\%$ Ac per barre lisce As $\geq 0,15\%$ Ac per barre ad aderenza migliorata		n=10-15 Metodo T.A. Calcolo a Rottura	2-4 cm	min(2 cm; φ)
D.M. 26/03/80	As $\geq 0,25\%$ Ac per barre lisce As $\geq 0,15\%$ Ac per barre ad aderenza migliorata	A _{staffe} = 3 cm ² /m $\rho_{staf} \leq 0,8 d$ $\rho_{staf} \leq 12\varphi_{min}$ (appoggi)	n=15 Metodo T.A. Stati Limite	2-4 cm	min(2 cm; φ)
D.M. 09/01/96	As $\geq 0,25\%$ Ac per barre lisce	A _{staffe} = 3 cm ² /m $\rho_{staf} \leq 0,8 d$	n=15 Metodo T.A.	2-4 cm	min(2 cm; φ)

	$A_s \geq 0,15\% A_c$ per barre ad aderenza migliorata	$\rho_{staf} \leq 12\varphi_{min}$ (appoggi)	Stati Limite		
--	---	---	--------------	--	--

Tabella 1. 3: Minimi Travi

PILASTRI					
<i>Normativa</i>	<i>Arm. Long.</i>	<i>Arm. Trasv.</i>	<i>Verifiche</i>	<i>Copriferro</i>	<i>Interferro</i>
R.D. 2229/39	$A_s \geq 0,8\% A_c$ fino a 2000 cm ² $A_s \geq 0,5\% A_c$ oltre 8000 cm ²	$\rho_{staf} = \min(1/2L_{min}; 10\varphi_{min})$	n=6-8-10 Metodo T.A.	2 cm	min(2 cm; φ)
D.M. 30/05/72	$A_s \geq 0,6\% A_c$ $A_s \leq 5\% A_c$ $\varphi_{min} = 12$ mm	$\rho_{staf} = \min(15\varphi_{min}; 25$ cm) $\varphi_{min} = 6$ mm	n=10-15 Metodo T.A. Calcolo a Rottura	2-4 cm	min(2 cm; φ)
D.M. 26/03/80	$A_s \geq 0,8\% A_c$ $\varphi_{min} = 12$ mm	$\rho_{staf} = \min(15\varphi_{min}; 25$ cm) $\varphi_{min} = 6$ mm	n=15 Metodo T.A. Stati Limite	2-4 cm	min(2 cm; φ)
D.M. 09/01/96	$A_s \geq 0,3\% A_{eff}$ $A_s \leq 6\% A_{eff}$ $\varphi_{min} = 12$ mm	$\rho_{staf} = \min(15\varphi_{min}; 25$ cm) $\varphi_{min} = 6$ mm	n=15 Metodo T.A. Stati Limite	2-4 cm	min(2 cm; φ)

Tabella 1. 4: Minimi Pilastri

SOLAI				
<i>Normativa</i>	<i>Dimensioni</i>	<i>Arm. Ripartizione</i>	<i>Verifiche</i>	<i>Copriferro</i>
R.D. 2229/39	H = max(L/30; 8 cm) Soletta min 4 cm	$A_{rip} \geq 25\% A_{principale}$	n=6-8-10 Metodo T.A.	Soletta 0,8 cm Trav. 2 cm
D.M. 30/05/72	H = max(L/30; 8 cm) Soletta min 4 cm	$A_{rip} \geq 20\% A_{principale}$	n=10-15 Metodo T.A. Calcolo a Rottura	Soletta 0,8 cm Trav. 2 cm
D.M. 26/03/85	H = max(L/25; 12 cm) Soletta min 4 cm	$A_{rip} \geq 20\% A_{principale}$	n=15 Stati Limite	Soletta 0,8 cm Trav. 2 cm
D.M. 09/01/96	H = max(L/25; 12 cm) Soletta min 4 cm	$A_{rip} \geq 20\% A_{principale}$	n=15 Stati Limite	Soletta 0,8 cm Trav. 2 cm

Tabella 1. 5: Minimi Solai

Per quanto riguarda i criteri progettuali, di seguito si riportano le indicazioni della manualistica di uso comune per l'epoca.

Per quanto concerne i **solai**:

- Modellazione generalmente con schema a trave continua;

- Momento di incastro o semi-incastro per gli appoggi di estremità;
- Distribuzione a scacchiera per i carichi accidentali;
- Progetto a semplice armatura:

$$A_f = M / 0,9 \cdot h \cdot \sigma_{amm,f}$$

- Disposizione delle armature ottenuta dai momenti resistenti.

Per quanto attiene alle **travi**:

- Modellazione di trave incastrata agli estremi o a trave continua;
- Distribuzione a scacchiera per i carichi accidentali;
- Progetto a semplice armatura:

$$A_f = M / 0,9 \cdot h \cdot \sigma_{amm,f}$$

- Disposizione delle armature longitudinali ottenuta dai momenti resistenti (minimo 2 reggistaffe, tipicamente $\phi 12$);
- Diametro delle armature longitudinali;
- Passo e diametri delle armature trasversali.

Per quanto riguarda i **pilastr**i:

- Progetto per solo sforzo assiale centrato;
- Sezioni ridotte con piccoli quantitativi di armatura;
- Sovrapposizione delle armature longitudinali.

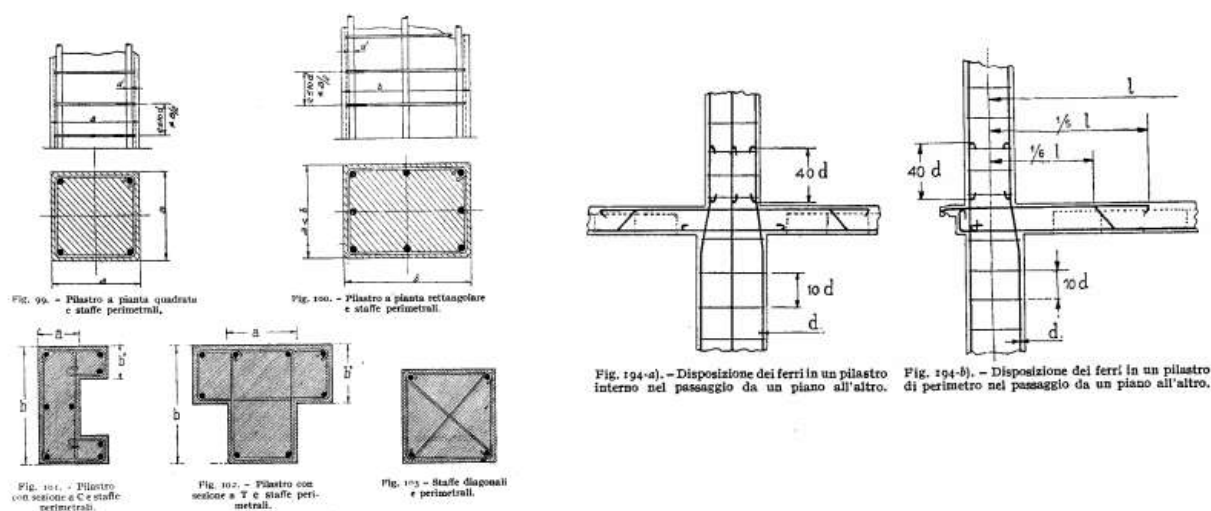


Figura 3; Disposizione delle armature nei pilastr

Oltre ai criteri normativi e progettuali precedentemente riportati, è necessario segnalare una serie di consuetudini tipiche di edifici “non sismici” quali:

- Assenza di un doppio reticolo di travi in due direzioni ortogonali;
- Telai in una sola direzione ad esclusione del perimetro;
- Distribuzione delle rigidezze simmetrica in direzione trasversale;
- Tamponature in laterizio forato a doppia fodera (“pesanti”).

Sulla base delle precedenti indicazioni, basate su analisi di letteratura in merito a consuetudini progettuali dell’epoca si sono pianificati il rilievo, i saggi e la campagna di indagini.

Al fine di ottemperare ad una buona verifica dello stato di fatto della costruzione, si è fatto esplicito riferimento agli elaborati progettuali originari (prot. n.ri 44332 – 6725), disponibili presso il Genio Civile di Benevento; nello specifico la documentazione disponibile è riassunta nel seguito:

- Caratteristiche dei materiali impiegati;
- Relazione tecnica;
- Relazione geologico-tecnica;
- Disegni tecnici;
- Carpenterie;
- Relazione di calcolo – Calcolo 1;
- Relazione di calcolo – Calcolo 2;
- Relazione di calcolo – Palestra;
- Relazione di calcolo - Centrale termica;
- Fondazioni – Calcolo 1;
- Fondazioni – Calcolo 2;
- Fondazioni – Palestra;
- Fondazioni – Centrale termica;
- Travi – Calcolo 1;
- Travi – Calcolo 2;
- Travi – Palestra;
- Travi – Centrale termica;
- Trave a ginocchio;
- Tabulati di Calcolo 1, Calcolo 2, Palestra e Centrale termica.

I corpi di fabbrica A e B sono realizzati con telai in c.a., sono separati da un giunto ma sono stati progettati secondo criteri analoghi e costruiti insieme. I solai, del tipo latero cementizio con travetti

c.a.p., scaricano nella maggior parte dei casi sui telai lunghi. Le scale sono in c.a. con trave a ginocchio. Nelle figure seguenti si riporta un esempio di carpenteria desunta dagli elaborati originali.

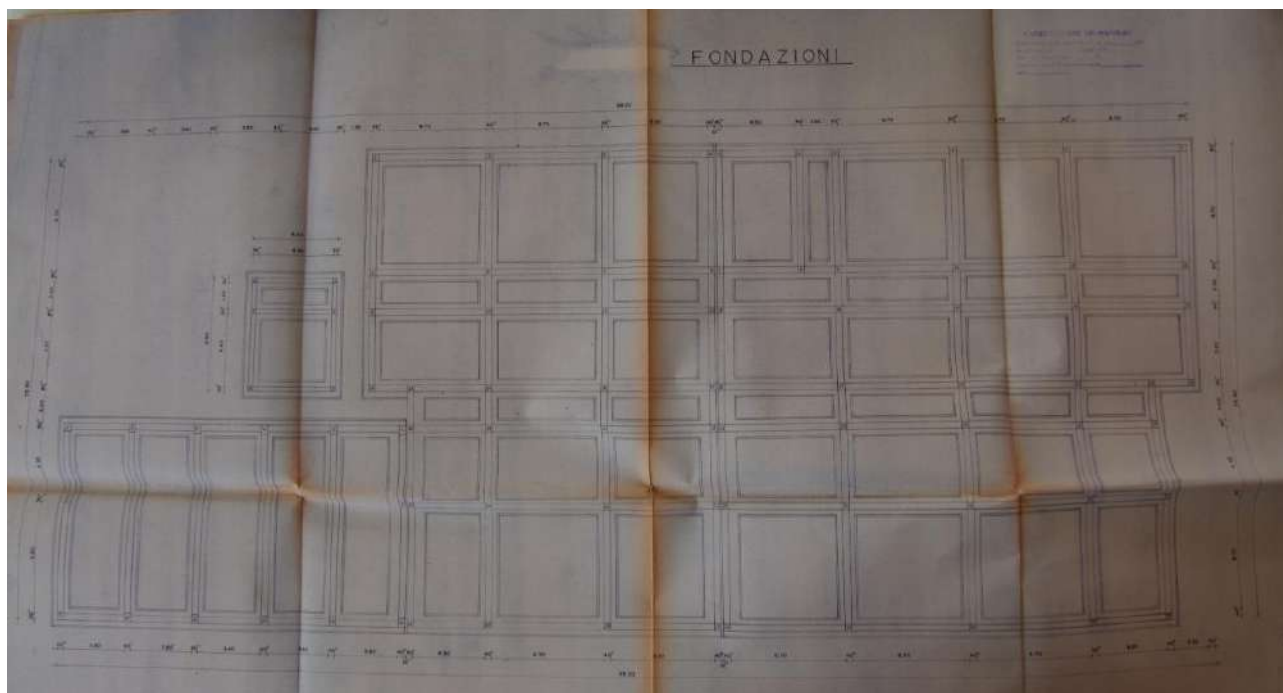


Figura 4; Carpenteria delle fondazioni

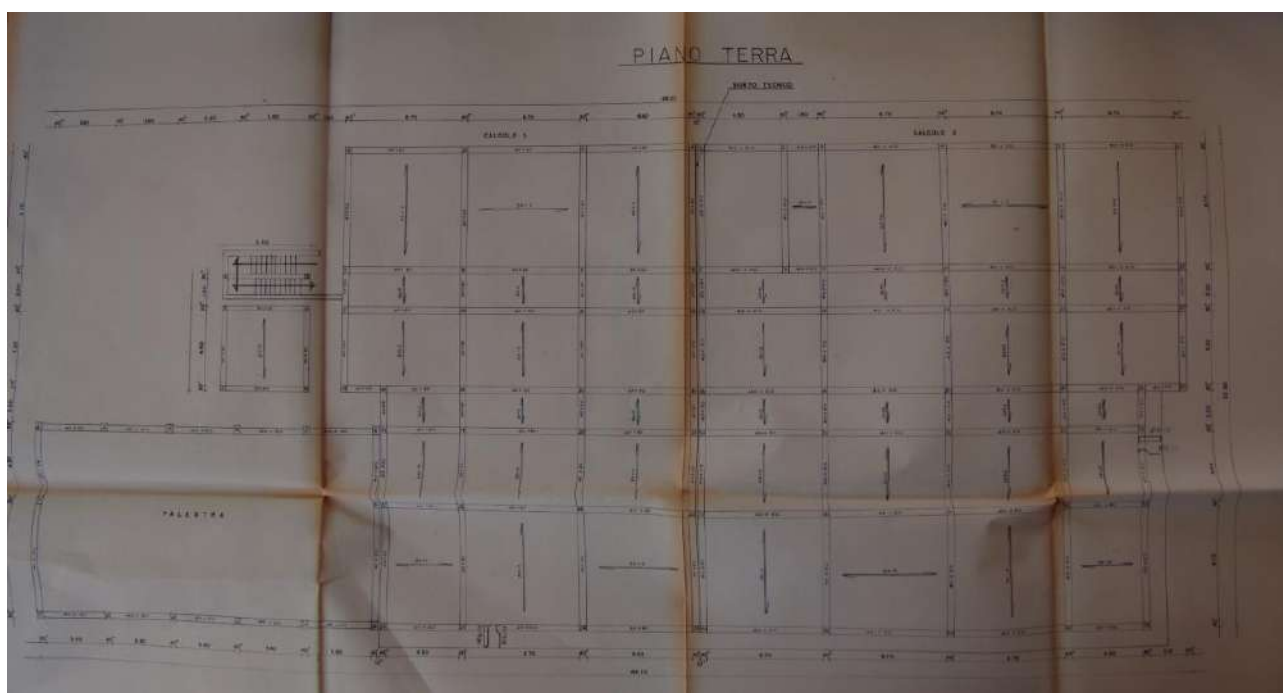


Figura 5; Carpenteria piano terra

Le travi sono quasi tutte caratterizzate dalla presenza di armature longitudinali dritte e sagomate. Da un attento esame dei documenti si è rilevato che sono disponibili quasi tutte le informazioni sulle dimensioni degli elementi strutturali e sulle loro armature; pertanto il progetto originario è stato

considerato come una buona guida nella fase di pianificazione delle indagini ed analisi strutturale dello stato di fatto.

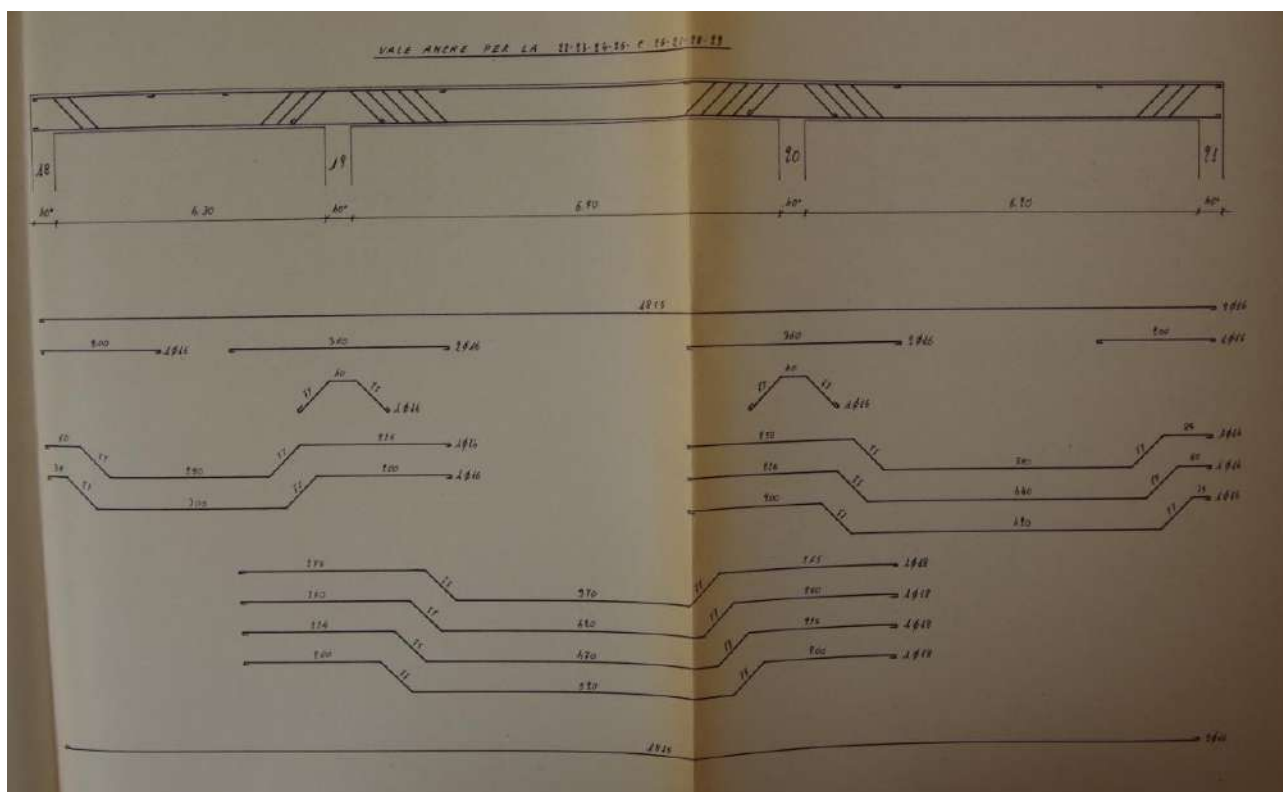


Figura 6; Distinta delle armature di una trave del progetto originario

2. Rilievi, saggi e prove in sito

Nel presente paragrafo si descrivono gli obiettivi da raggiungere e i criteri utilizzati per la redazione del piano delle indagini, al fine di garantire una adeguata conoscenza della geometria, dei dettagli costruttivi e delle proprietà meccaniche della struttura, e la sintesi dei risultati ottenuti.

2.1. Obiettivi del piano d'indagine

Le indagini svolte in sito sono state programmate al fine di definire la precisa geometria in pianta e in elevazione dell'edificio e ricavare tutte le informazioni sui dettagli costruttivi presenti. Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza da adottare, è possibile distinguere tra i tre livelli di conoscenza:

1. **LC1:** Conoscenza limitata;
2. **LC2:** Conoscenza Adeguata;
3. **LC3:** Conoscenza Accurata.

I fattori che consentono il passaggio da un livello di conoscenza all'altro sono:

- **Geometria:** ricostruzione della disposizione planimetrica ed altimetrica degli elementi strutturali e verificarne la rispondenza con gli elaborati originari a disposizione della committenza.
- **Dettagli costruttivi:** individuazione dei dettagli costruttivi, cioè, quantità, disposizione e forma di armature longitudinali e trasversali. Tali dati saranno confrontati con eventuali elaborati originari a disposizione della committenza, al fine di valutarne la rispondenza.
- **Proprietà dei materiali:** non avendo a disposizione informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, né dagli elaborati costruttivi né dai certificati originari di prova, si adottano valori usuali della pratica costruttiva dell'epoca, convalidati da limitate indagini in situ ed in laboratorio sugli elementi maggiormente significativi.

Facendo riferimento al D.M. 17/01/2018 e relativa Circolare, ed in accordo con le richieste della committenza, si è deciso di raggiungere un livello di conoscenza 2 della struttura (LC2), con relativo fattore di confidenza, da applicare alle caratteristiche meccaniche dei materiali nell'implementazione del modello meccanico, pari a 1,20.

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

Figura 7; Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato

2.2. Osservazioni visive

L'esame della superficie esterna della struttura ha evidenziato un buon stato di conservazione della struttura, in quanto non si è riscontrata la presenza di fessurazioni del calcestruzzo, perdita del copriferro e conseguente corrosione delle barre di armature. Si riporta una immagine dello stato di fatto della struttura in oggetto.



Figura 8; Rilievo visivo. Corpo A (sinistra) e Corpo B (destra)

Dalle immagini si evidenzia un discreto stato di conservazione delle tamponature perimetrali, con la presenza di adeguate piattabande in corrispondenza delle aperture.

L'unica anomalia riscontrata consiste nell'evidente mancanza di un'adeguata vibratura del calcestruzzo in fase di getto; anomalia tuttavia trascurabile dato il modesto stato in cui versa la costruzione. In definitiva, dai saggi visivi, si deduce che la struttura non possiede un grado di ammaloramento tale da comprometterne, in modo irreversibile, la stabilità nei confronti delle azioni statiche e sismiche. La deficienza strutturale, come sarà evidenziato nel seguito, è dovuta non tanto allo stato di conservazione dei materiali, quanto alla carenza di un'idonea pratica progettuale (tipica dell'epoca) non rispettosa delle ingenti azioni sismiche previste dalle attuali normative.

Per quanto concerne i solai, sono state verificate le caratteristiche geometriche in situ; nel caso in esame sono stati rilevati solai latero-cemento di spessore pari a 40 cm con travetti in c.a.p. e soletta tale da soddisfare l'ipotesi di diaframma rigido.



Figura 9; Solai latero-cemento esistenti con travetti in c.a.p.

2.3. Rilievo geometrico

Il rilievo geometrico eseguito ha permesso di ricostruire la geometria globale della struttura (Corpo A, Corpo B) e di alcuni elementi strutturali, nonché la superficie complessiva della costruzione, identificando un'area di impronta (superficie lorda) pari a 1628,70 mq, per un numero complessivo di piani, esclusa la copertura, pari a 2. Si riporta l'elaborazione dei dati ottenuta.

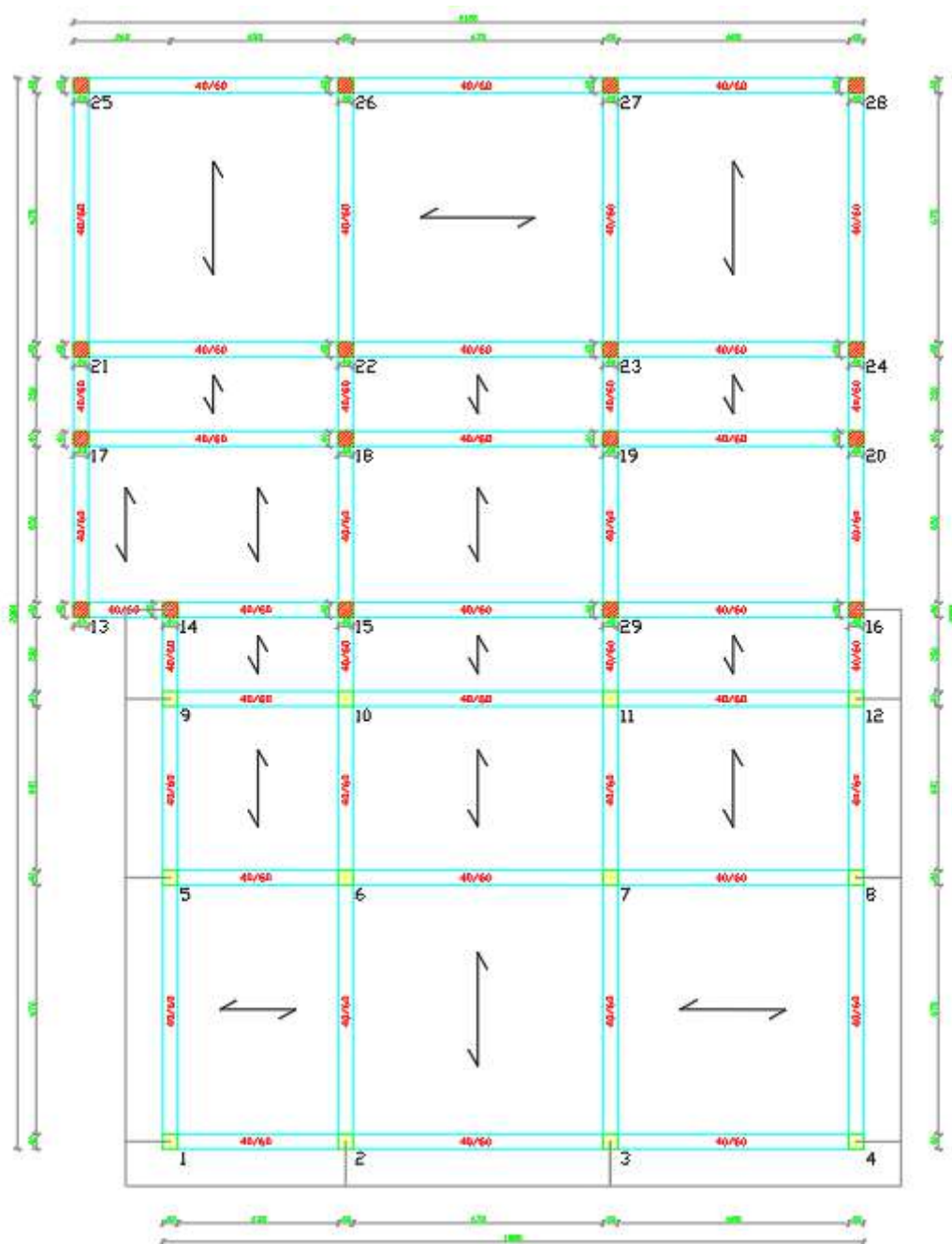


Figura 10; Planimetria Corpo A (quota 3,60 m)

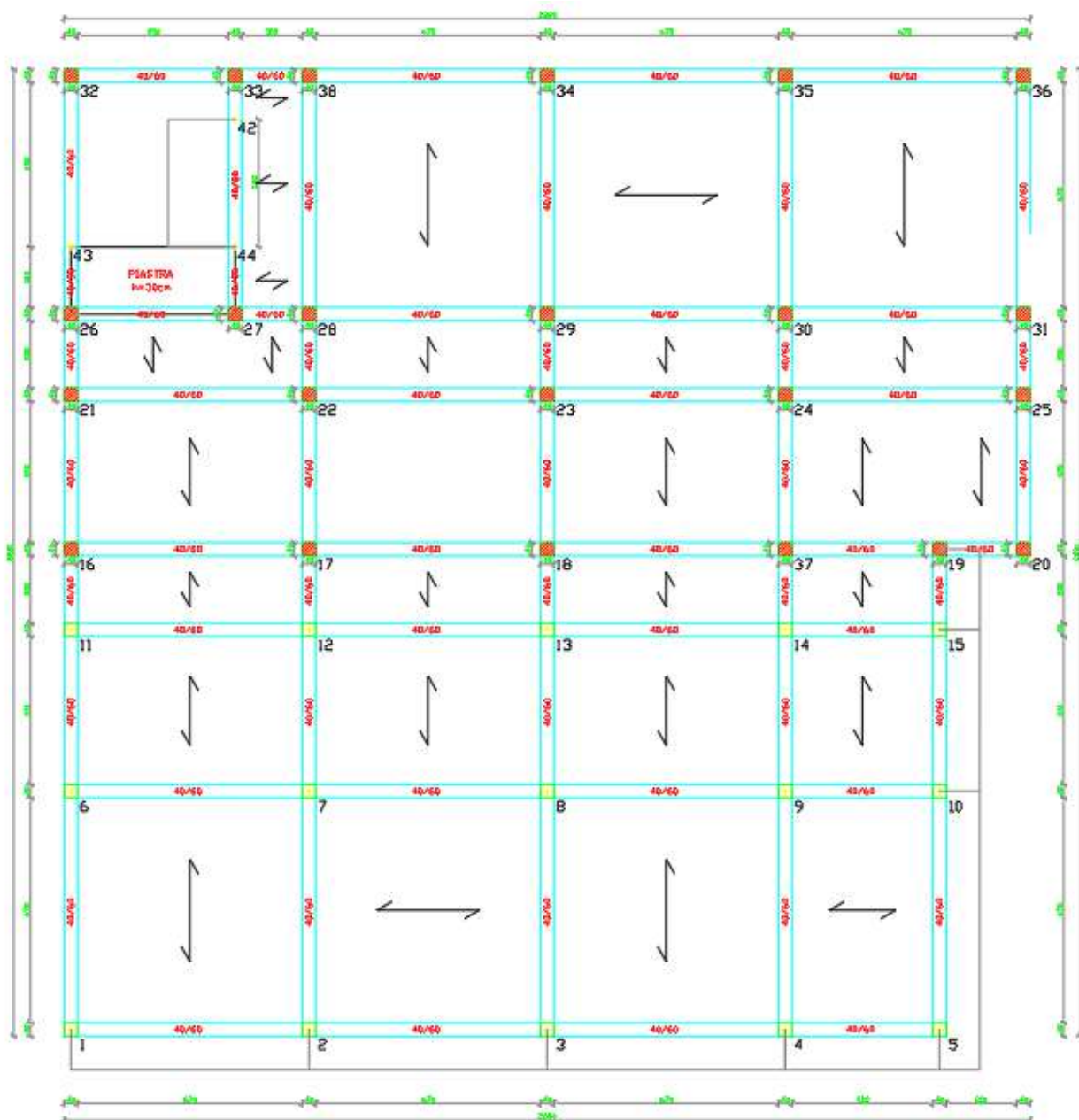


Figura 11; Planimetria Corpo B (quota 3,60 m)

La struttura si presenta molto regolare, con la presenza di telai in entrambe le direzioni e pilastri di dimensione 40x40 cm, che si sviluppano con la stessa sezione per tutta l'altezza della struttura: le travi, invece, risultano essere emergenti e di dimensione 40x60 cm per tutti i piani. La configurazione strutturale denota una progettazione tipica dell'epoca, basata sulla considerazione dei soli carichi verticali: i pilastri, infatti, risultano essere inerzialmente più deboli rispetto alle travi, avendo sezioni geometriche decisamente più contenute. Ciò rispecchia la progettazione dell'epoca, in cui gli elementi verticali erano progettati prevalentemente per carichi assiali e non flessionali, come, invece, prescrive la vigente normativa a seguito delle sempre maggiori azioni sismiche di progetto. Tali supposizioni, di carattere puramente geometrico, sono state confermate dalle indagini circa il quantitativo di

armatura negli elementi resistenti verticali ed orizzontali, in cui, ad esempio, non si evince il moderno concetto di gerarchia delle resistenze con pilastri flessionalmente più forti delle travi. Tuttavia, si riscontra la presenza di telai orditi in entrambe le direzioni; tale particolare è sicuramente utile ad un equo assorbimento delle azioni sismiche nelle due direzioni.

2.4. Tipologia di prove finalizzate all'individuazione dei dettagli costruttivi e delle proprietà dei materiali

La campagna di indagini eseguita ha consentito di determinare le caratteristiche meccaniche e materiche degli elementi strutturali, con riferimento a prove di carattere distruttivo e non distruttivo.

Nell'ambito delle **indagini non distruttive** sono state eseguite prove:

a) 34 Prove Pacometriche

Consistono nella misura del campo magnetico determinato dalla presenza di armature di acciaio in vicinanza della superficie del calcestruzzo degli elementi strutturali (travi, pilastri, pareti). Tali prove consentono di "leggere", in proiezione sulla superficie di calcestruzzo, la posizione delle armature, così da consentire una stima della misura dell'interfero e del copriferro delle armature longitudinali, presenti nel piano parallelo al piano d'indagine, e del passo delle staffe. L'utilizzo del pacometro, come strumento di prova non distruttivo, è regolato dalla norme BS 1881:204. Su ogni faccia delle superfici di calcestruzzo è individuabile la posizione delle barre di armatura. Ripetendo l'operazione su più sezioni dell'elemento, e disegnando sulla superficie dello stesso, mediante una matita o altro, una retta che passi per i punti individuati, sarà possibile tracciare il reticolo delle armature presenti in vicinanza della superficie indagata.

b) 29 Indagini Sclerometriche e Soniche (SonReb)

Il metodo (SONREB) si basa sulla combinazione dei risultati ottenuti, nelle stesse zone di prova, con prove sclerometriche ed ultrasoniche, correlando l'indice di rimbalzo (REBound) con la velocità delle onde ultrasoniche (SONic), con la resistenza a compressione del calcestruzzo, attraverso una opportuna calibrazione della relazione che lega queste tre grandezze, effettuata mediante regressione statistica dei valori sperimentali. La validità del metodo SONREB deriva dalla compensazione delle imprecisioni dei due metodi non distruttivi utilizzati. Infatti, si é notato che il contenuto di umidità fa sottostimare l'indice sclerometrico e sovrastimare la velocità ultrasonica, e che, all'aumentare dell'età del calcestruzzo, l'indice sclerometrico aumenta mentre la velocità ultrasonica diminuisce. La correlazione tra la resistenza e l'indice di rimbalzo e la velocità ultrasonica si esprime, generalmente, mediante la seguente formula:

$$R_c = a \cdot I_r^b \cdot V^c$$

In cui:

- R_c è la resistenza stimata associata al punto indagato;
- a, b, c sono i coefficienti di correlazione con i dati sperimentali diretti;
- v rappresenta la velocità ultrasonica;
- I_r rappresenta l'indice di rimbalzo.

Eseguendo delle prove di compressione su campioni prelevati negli stessi punti in cui sono state eseguite le prove non distruttive, si determinano i valori da assegnare ai tre coefficienti, così da poter utilizzare la formula sopra detta in tutti gli altri punti in cui non si eseguono le indagini distruttive.

Per quanto riguarda le **indagini distruttive** sono state eseguite:

a) 2 Saggi a vista

I saggi rientrano nella categoria delle indagini distruttive e consistono nella realizzazione di una tasca, generalmente di 1mx1m adeguatamente approfondita per rendere visibili le armature e il loro stato di conservazione.

b) 36 Prove di compressione su carote di calcestruzzo

Si tratta di prove distruttive effettuate su campioni di calcestruzzo (“carote”) estratti dalla struttura mediante carotaggio. In particolare, sia la fase di estrazione del campione, sia quella di manipolazione e preparazione per la prova devono minimizzare il disturbo ad esso arrecato, onde evitarne un eccessivo danneggiamento che, riducendone la capacità resistente, rende la carota non rappresentativa del calcestruzzo da cui è stata prelevata. Tipicamente, nella prova di compressione dei campioni cilindrici, affinché il valore misurato non sia influenzato dall'effetto di confinamento delle piastre di carico della pressa, si preferisce realizzare provini con un rapporto tra altezza e diametro della base pari a due. I valori di resistenza a compressione così ottenuti (f_c) possono poi essere ricondotti ai valori di resistenza dei campioni cubici (R_c) dividendo per un coefficiente pari a 0,83. Laddove tali prove di compressione vengono eseguite su carote prelevate da elementi in calcestruzzo di strutture esistenti, si tende invece a sottoporre a prova campioni cilindrici con rapporto unitario tra altezza e diametro in modo da ottenere direttamente la resistenza cubica (R_c). In tal senso, dopo aver prelevato una carota con rapporto tra altezza e diametro della base almeno pari a due, è possibile effettuare su di essa un taglio in modo da ottenerne due carote con rapporto tra altezza e diametro pari ad uno. Sottoponendo poi a prova due campioni per ciascun prelievo si può così ottenere un valore medio per

ogni punto indagato che consente di ridurre le incertezze inerenti le fasi di prova e di preparazione dei campioni. L'esecuzione dei carotaggi è regolata dalla norma UNI 12504-1 [UNI 2009]. La prova di compressione, invece, è regolata dalla norma UNI EN 12390 nelle parti da 1 a 4.

c) 17 Prove di trazione su barre di armatura di acciaio estratte dalla struttura

Si tratta della classica prova di trazione su barre d'armatura, così come regolata dalle NTC2018 e dalla norma UNI EN 10002/1. Lo spezzone di barra da prelevare deve avere una lunghezza pari a circa 450 mm, per poter essere sottoposto alla prova di rottura per trazione in conformità alla norma UNI EN 10002/1.

Al fine di una migliore comprensione dei risultati delle prove sopra elencate, si rimanda alla relazione sui materiali, effettuata da un laboratorio autorizzato; tale relazione costituisce parte integrante e sostanziale del presente lavoro.

2.5. Dettagli Costruttivi

I dettagli costruttivi intesi come quantità e disposizione delle armature sono stati rilevati mediante le indagini riportate nel precedente paragrafo. I dati rilevati e riportati nel seguito sono stati confrontati con i criteri legislativi e progettuali dell'epoca, nonché con quanto contenuto nel progetto originario. Per quanto concerne le travi, poiché si è in presenza di armature sagomate, si è riportato solo il diametro rilevato; per la esatta disposizione si rimanda ai tabulati di calcolo.

Corpo A – Corpo B (Quota 3,60 m)						
	Dimensioni [cm]	Armatura inferiore	Armatura superiore	Armatura di parete	Armatura trasversale	Armatura vertice
Pilastro	40x40	2Ø18	2Ø18	2Ø18	Ø8/15	Ø18
Trave	40x60	Ø16-18 (variabile)	Ø16-18 (variabile)	Ø12 (variabile)	Ø8/15	Ø16

Corpo A – Corpo B (Quota 7,20 m)						
	Dimensioni [cm]	Armatura inferiore	Armatura superiore	Armatura di parete	Armatura trasversale	Armatura vertice
Pilastro	40x40	2Ø18	2Ø18	2Ø18	Ø8/15	Ø18
Trave	40x60	Ø16-12 (variabile)	Ø16-12 (variabile)	Ø12 (variabile)	Ø8/15	Ø16

Corpo A – Corpo B (Quota 9,80 m)						
	Dimensioni [cm]	Armatura inferiore	Armatura superiore	Armatura di parete	Armatura trasversale	Armatura vertice
Pilastro	40x40	1Ø16	1Ø16	1Ø16	Ø8/15	Ø16
Trave	40x60	Ø16 (variabile)	Ø16 (variabile)	Ø12 (variabile)	Ø8/15	Ø16

Fondazioni (Quota 0,00 m)						
	Dimensioni [cm]	Armatura inferiore	Armatura superiore	Armatura di parete	Armatura trasversale	Armatura vertice
Trave rovescia	100x100	Ø16 (variabile)	Ø18 (variabile)	Ø12-18 (variabile)	Ø8/15	Ø16

2.4. Proprietà dei materiali

Per quanto riguarda i materiali sono state effettuate le seguenti prove:

- Determinazione della resistenza a compressione su carote di calcestruzzo;
- Determinazione della resistenza a trazione su barre di armatura;

I dettagli sono riportati nella relazione sui materiali insieme ai certificati di prova, mentre nel seguito si sintetizzano i risultati.

2.4.1. Il Calcestruzzo

La caratterizzazione del calcestruzzo è stata eseguita mediante il prelievo e lo schiacciamento in laboratorio di carote di diametro circa 100mm. Sul campione prelevato è possibile misurare anche la profondità di carbonatazione del calcestruzzo, così da valutare il potenziale grado di protezione offerto alla corrosione delle barre di armatura. Inoltre, per avere un maggior numero di dati si sono effettuate anche prove SONREB, opportunamente tarate sulle prove distruttive. Il valore medio di resistenza cilindrica determinato dalle prove è:

$$f_{cm} = 34,11 \text{ MPa} \quad f_{cm,min} = 30,50 \text{ MPa}$$

Poiché i campioni prelevati sono stati rettificati con rapporto $h/d=1$, secondo quanto prescritto dalle UNI EN 12504-1, la resistenza determinata sperimentalmente coincide con il valore cubico della stessa. Pertanto, nelle calcolazioni allegate, si è utilizzato un calcestruzzo con R_{cm} pari al minimo ottenuto sperimentalmente, vale a dire 30,00 MPa.

2.4.2. L'acciaio di armatura

L'acciaio da armatura è stato caratterizzato mediante il prelievo e la rottura a trazione in laboratorio di alcuni campioni. Il valore medio della tensione di snervamento della barra di acciaio è:

$$f_{ym} = 539,05 \text{ MPa}$$

3. Modello Numerico

Il Modello numerico è stato realizzato mediante un programma di calcolo strutturale agli elementi finiti, che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il programma utilizza per l'analisi del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale. Il software è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre-processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature producendo grafici e tabulati di output. Il complesso strutturale del fabbricato è stato modellato sulla base delle indagini effettuate, dei rilievi geometrici e strutturali e degli elaborati grafici di progetto a disposizione per l'analisi. Tutti gli elementi sono stati inseriti con le rispettive caratteristiche geometriche, meccaniche ed inerziali, oltre ai carichi agenti. Le travi e i pilastri in c.a. sono stati modellati come elementi monodimensionali di tipo beam; gli impalcati di piano sono stati definiti nei modelli secondo piani infinitamente rigidi, in quanto dotati di soletta in calcestruzzo armato di 4 cm. Elementi non strutturali, come tamponature non portanti e tramezzi, sono stati rappresentati unicamente in termini di massa. Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico del modello tridimensionale si attribuisce un'eccentricità accidentale rispetto alla posizione del centro di massa pari al 5% della dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Tale eccentricità è tenuta costante per tutti gli orizzontamenti. Di seguito si riporta una vista prospettica del modello agli elementi finiti.

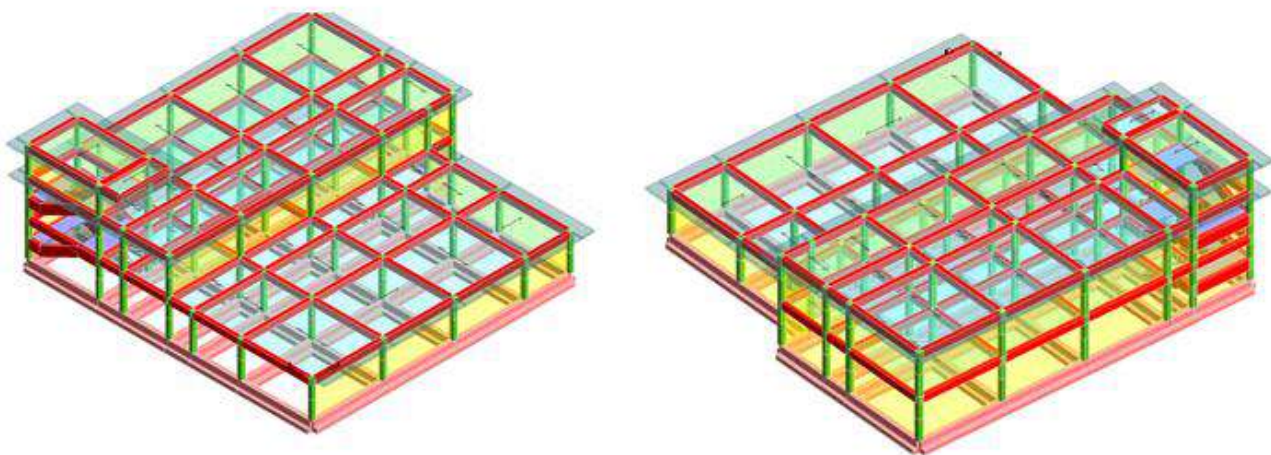


Figura 12; Viste prospettiche del modello di calcolo agli elementi finiti

Nella modellazione eseguita, le aste, sia travi che pilastri, sono schematizzate con un tratto flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale dei pilastri, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. Tramite i braccetti i tratti flessibili sono quindi collegati ad esso. In questa maniera il nodo risulta perfettamente aderente alla realtà poiché vengono presi in conto tutti gli eventuali disassamenti degli elementi con gli effetti che si possono determinare, quali momenti flettenti/torcenti aggiuntivi. Le sollecitazioni vengono determinate, com'è corretto, solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni le sollecitazioni risultano indeterminate. Questa schematizzazione dei nodi viene automaticamente realizzata dal programma anche quando il nodo sia determinato dall'incontro di più travi senza il pilastro, o all'attacco di travi/pilastri con elementi shell.

4. Definizione delle azioni

In accordo con le NTC 2018, sono state considerate le seguenti 3 categorie di azioni sul fabbricato:

a) **azioni permanenti (G)**: azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali (G1);
- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G2);

b) **azioni variabili (Q)**: azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

c) **azioni sismiche (E)**: azioni derivanti dai terremoti.

Mentre non sono state considerate rilevanti nel caso in esame le azioni di tipo eccezionale (incendio, esplosioni, etc.).

4.1. Azione sismica

4.1.1. Pericolosità sismica di base

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni free field su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 del D.M. del 17.01.2018), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione a essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate Probabilità di Eccedenza PVR, come definito al § 3.2.1, nel Periodo di Riferimento V_R , come definito al § 2.4.

4.1.2. Determinazione del periodo di riferimento

Secondo il § 2.4.3 le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

La vita nominale dell'opera V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata nella seguente tabella (§ 2.4.1 tabella 2.4.I).

TIPO DI COSTRUZIONE			Vita Nominale V_N (in anni)
<input type="checkbox"/>	1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
<input checked="" type="checkbox"/>	2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
<input type="checkbox"/>	3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o

di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso prevede normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso prevede affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche in riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti a itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica. Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della Classe d'uso, come mostrato in § 2.4.3 alla tabella 2.4.II.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0.7	1.0	1.5	2.0
	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

$$V_R = V_N \cdot C_U = 75 \text{ anni}$$

4.1.3. Stati limite e relativa probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite d'esercizio sono:

- **Stato limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni e interruzioni d'uso significativi;
- **Stato limite di danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali e un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella 3.2.1.

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

Il periodo di ritorno dell'azione sismica corrispondente a ciascuno stato limite vale:

$$T_r = -V_R / \ln(1 - P_{VR}).$$

I valori sono riportati nella seguente tabella.

<i>Stati Limite</i>		<i>T_R (anni)</i>
<i>Stati limite di esercizio</i>	<i>SLO</i>	30
	<i>SLD</i>	50
<i>Stati limite ultimi</i>	<i>SLV</i>	475
	<i>SLC</i>	975

4.1.4. Categoria di sottosuolo

Si seguono le indicazioni contenute nel § 3.2.2 del D.M. 17.01.2018 relative alla classificazione del sottosuolo e all'individuazione delle condizioni topografiche della superficie del sito oggetto dell'intervento. Per l'area in oggetto il sottosuolo è appartenente alla **categoria C**.

Per maggiori informazioni si rimanda alla relazione geologica, che costituisce parte integrante e sostanziale del presente elaborato.

4.1.5. Condizioni topografiche

La risposta sismica riferita ad un sottosuolo rigido di categoria A deve, quindi, essere amplificata da opportuni coefficienti d'amplificazione che tengono conto della diversa stratigrafia del sito; essi sono: S_S , coefficiente stratigrafico e C_C , coefficiente che modifica il periodo, T_C corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro di risposta elastico. Allo scopo di individuare le condizioni topografiche della superficie del sito e valutare i corrispondenti coefficienti amplificativi topografici della risposta sismica finale, la Normativa mette a disposizione la seguente classificazione:

<i>Categoria</i>		<i>Classificazione della superficie topografica</i>	<i>S_T</i>
<input checked="" type="checkbox"/>	T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilevati isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$	1.0
<input type="checkbox"/>	T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1.2
<input type="checkbox"/>	T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ < i < 30^\circ$	1.2
<input type="checkbox"/>	T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	1.4

4.1.6. Spettro di risposta elastico

La determinazione dello spettro di risposta elastico in termini di accelerazione è svolta secondo

quanto indicato al § 3.2 del DM 14/01/2018, per uno smorzamento convenzionale del 5% e a partire dai valori assunti dei seguenti parametri riferiti al suolo rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima del sito;
- F_C valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il Comune di San Bartolomeo in Galdo ricade in **zona sismica 2** secondo la zonizzazione dell'O.P.C.M. 3274-3431 del 03.05.05; il sito è individuato dalle seguenti coordinate geografiche:

- Longitudine: 15,02047
- Latitudine : 41,42569

I valori indicati dalla Normativa per i quattro Stati Limite sono riassunti nella seguente tabella.

<i>Stati Limite</i>	<i>a_g/g</i>	<i>F_0</i>	<i>$T^*C(sec)$</i>
SLO	0.06	2.47	0.33
SLD	0.08	2.46	0.35
SLV	0.18	2.61	0.44
SLC	0.23	2.62	0.46

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione (a_g) al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Comportamento (q). Il Fattore di comportamento q è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza. Per la struttura in esame allo SLV sono stati determinati i seguenti valori del fattore di struttura.

Verifica meccanismi “Duttili”

Fattore di Comportamento (q_x) per sisma orizzontale in direzione X:	2.760;
Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in direzione Y:	2.760;

Verifica meccanismi “Fragili

Il fattore di comportamento utilizzato per la verifica di tali meccanismi è pari a **1,50**.

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.

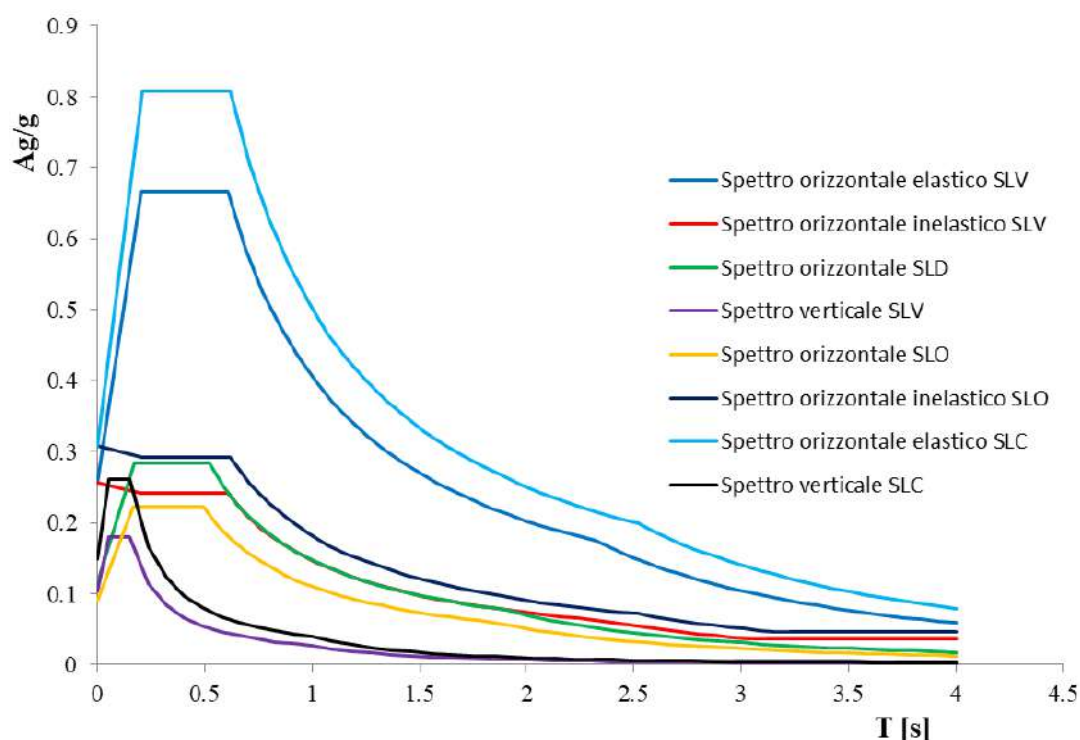


Figura 13; Spettri di risposta

4.2. Analisi dei carichi permanenti e variabili

I valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo della valutazione della sicurezza dei fabbricati esistenti sono le stesse definite per gli edifici di nuova costruzione, fatto salvo quanto indicato dal D.M. 14.01.2018 al § 8.5.5 per i carichi permanenti.

4.2.1. Carichi permanenti e permanenti non strutturali

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica.

Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del punto 3.1 del **D.M. 2018**. In particolare, è stato fatto utile riferimento alle Tabelle 3.1.I e 3.1.II del D.M. 2018, per i pesi propri dei materiali e per la quantificazione e classificazione dei sovraccarichi, rispettivamente.

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

ARCHIVIO TIPOLOGIE DI CARICO (Corpo A)										
Car. N.ro	Peso Strut kg/mq	Perman. NONstru kg/mq	Varia bile kg/mq	Neve kg/mq	Destinaz. d'Uso	Psi 0	Psi 1	Psi 2	Anal Car. N.ro	DESCRIZIONE SINTETICA DEL TIPO DI CARICO
1	431	220	300	0	Scuole2005	0,7	0,7	0,6		Solaio in latero cemento (Spessore S=40)
2	431	150	300	104	Categ. H	0,0	0,0	0,0		Terrazzo (Spessore S=40)
3	266	42	0	104	Categ. H	0,0	0,0	0,0		Doppia foderà
4	431	150	50	104	Categ. H	0,0	0,0	0,0		Solaio di copertura (Spessore S=40)
5	375	20	50	104	Categ. H	0,0	0,0	0,0		Cornicione

ARCHIVIO TIPOLOGIE DI CARICO (Corpo B)										
Car. N.ro	Peso Strut kg/mq	Perman. NONstru kg/mq	Varia bile kg/mq	Neve kg/mq	Destinaz. d'Uso	Psi 0	Psi 1	Psi 2	Anal Car. N.ro	DESCRIZIONE SINTETICA DEL TIPO DI CARICO
1	431	220	300	0	Scuole2005	0,7	0,7	0,6		Solaio calpestio S=40
2	431	150	300	0	Categ. H	0,0	0,0	0,0		Solaio terrazzo S=40
3	266	42	0	0	Categ. H	0,0	0,0	0,0		Tamponatura a doppia foderà
4	375	50	50	88	Categ. H	0,0	0,0	0,0		Cornicioni
5	431	150	50	88	Categ. H	0,0	0,0	0,0		Solaio copertura s=40
6	500	200	400	0	Scale2005	0,7	0,7	0,6		Rampa scala scala a ginocchio
7	0	168	400	0	Scale2005	0,7	0,7	0,6		Pianerottolo

4.2.1. Carico da neve

Il carico da neve è stato calcolato seguendo le prescrizioni del §3.4 del D.M. 2018 e le integrazioni della Circolare 21/01/2019 n.7. Il carico da neve, calcolato come di seguito riportato, è stato combinato con le altre azioni variabili definite al §2.5.3, ed utilizzando i coefficienti di combinazione della Tabella 2.5.I del D.M. 2018. Il carico da neve superficiale da applicare sulle coperture è stato stimato utilizzando la relazione [cfr. §3.4.1 D.M. 2018]:

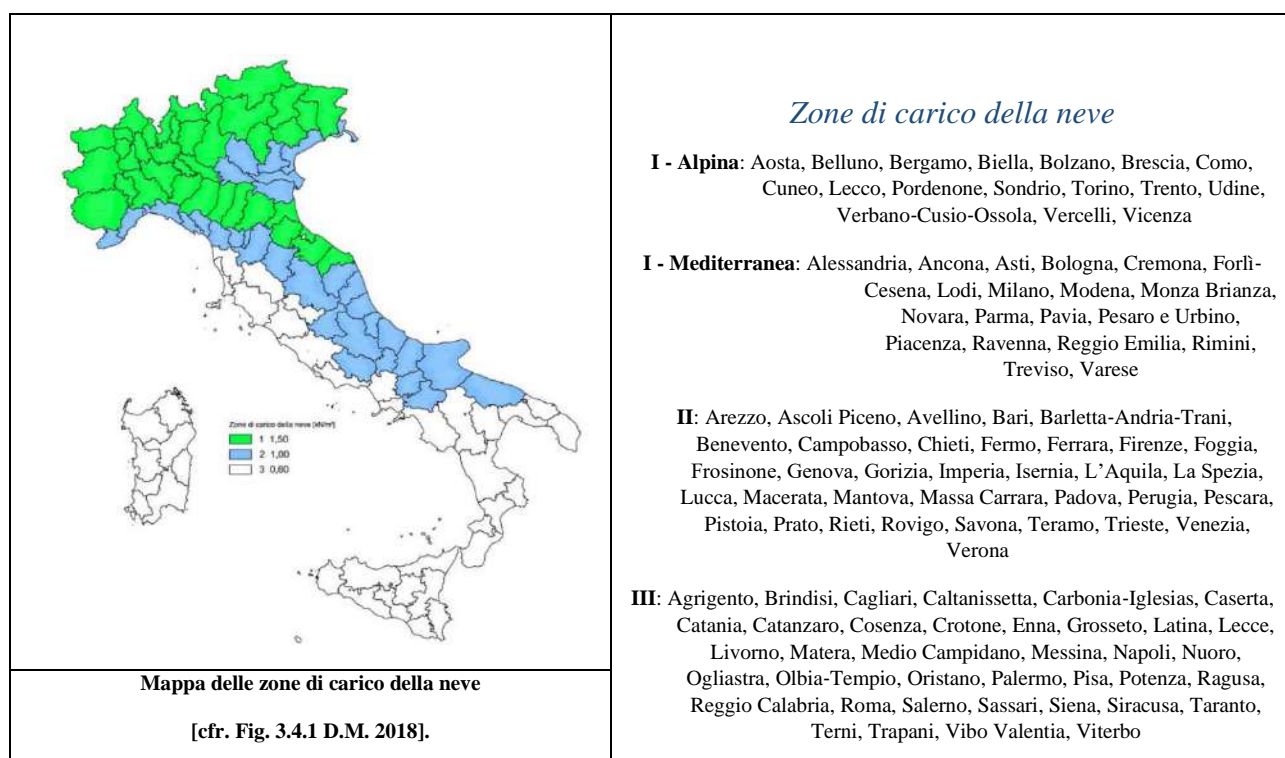
$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, in $[kN/m^2]$. Tale valore è calcolato in base alla posizione ed all'altitudine (a_s) secondo quanto indicato alla seguente tabella;

Valori di riferimento del carico della neve al suolo, q_{sk} (cfr. §3.4.2 D.M. 2018)

Zona	$a_s \leq 200$ m	$a_s > 200$ m
I – Alpina	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$	$q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2$
I – Mediterranea	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$	$q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2$
II	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$	$q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$
III	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$	$q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$



- μ_i è il coefficiente di forma della copertura, funzione dell'inclinazione della falda e della sua morfologia (vedi tabelle seguenti);

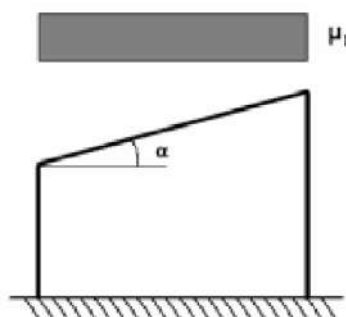
Valori dei coefficienti di forma per falde piane (cfr. Tab. 3.4.II D.M. 2018 e Tab. C3.4.I Circolare 21-01-2019 n.7)

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 - (60 - \alpha) / 30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \cdot \alpha / 30$	1,6	-

Valori dei coefficienti di forma per coperture cilindriche (cfr. §C3.4.5.6 Circolare 21-01-2019 n.7)

Angolo di tangenza delle coperture cilindriche, β	Coefficiente di forma, μ_3
per $\beta > 60^\circ$	$\mu_3 = 0$
per $\beta \leq 60^\circ$	$\mu_3 = 0,2 + 10 h / b \leq 2,0$

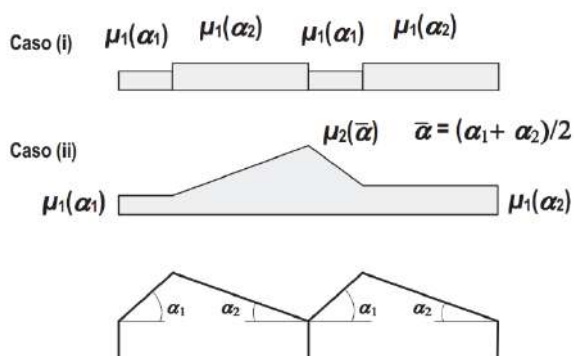
I coefficienti di forma definiti nelle tabelle precedenti sono stati utilizzati per la scelta delle combinazioni di carico da neve indicate nelle seguenti figure.



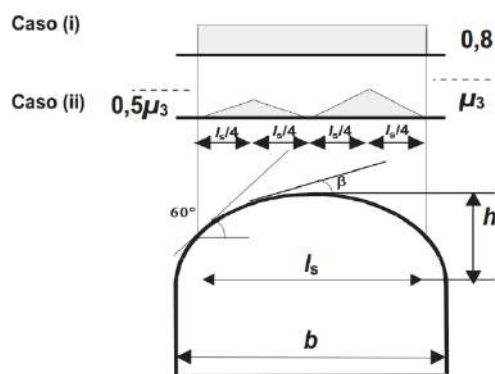
(a)



(b)



(c)



(d)

Coefficienti di forma e relative combinazioni di carico per la neve: (a) coperture ad una falda [cfr. 3.4.5.2 D.M. 2018], (b) coperture a due falde [cfr. 3.4.5.3 D.M. 2018], (c) coperture a più falde [cfr. C3.4.5.4 Circolare 02-02-2009 n. 617], (d) coperture cilindriche [cfr. C3.4.5.5 Circolare 02-02-2009 n. 617].

- C_E è il coefficiente di esposizione, funzione della topografia del sito (si veda la seguente tabella);

Valori di C_E per diverse classi di esposizione (cfr. Tab. 3.4.I D.M. 2018)

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

- C_t è il coefficiente termico, cautelativamente posto pari ad 1 (cfr. §3.4.4 D.M. 2018)

DATI GENERALI DI STRUTTURA			
DATI DI CALCOLO PER AZIONE NEVE			
Zona Geografica	III	Coefficiente Termico	1,00
Altitudine sito s.l.m. (m)	520	Coefficiente di forma	0,80
Tipo di Esposizione	Normale	Coefficiente di esposizione	1,00
Carico di riferimento kg/mq	110	Carico neve di calcolo kg/mq	88,00

5. Analisi strutturale

5.1. Combinazioni di carico

Ai fini delle verifiche agli stati limite, in accordo a quanto indicato nelle NTC 2018, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_{1k} + \gamma_{G2} \cdot G_{2k} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} \dots$$

- Combinazione rara (SLE):

$$G_{1k} + G_{2k} + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} \dots$$

- Combinazione frequente (SLE):

$$G_{1k} + G_{2k} + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE):

$$G_{1k} + G_{2k} + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots$$

- Combinazione sismica (SLO, SLD, SLV):

$$E + G_{1k} + G_{2k} + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots$$

dove:

G_{1k} sono i carichi permanenti strutturali;

G_{2k} sono i carichi permanenti non strutturali;

Q_{ki} sono i carichi variabili (sovraccarico accidentale, azione della neve);

E sono le azioni sismiche;

γ_i sono i coefficienti parziali amplificativi delle azioni;

ψ_i sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili.

Per i coefficienti parziali amplificativi delle azioni, si assumono i seguenti valori (da Tabella 2.6.1 delle NTC 2018):

Coeff. parziale	Carico sfavorevole	Carico favorevole
γ_{G1}	1,3	1,0
γ_{G2}	1,3	0,0
γ_{Qki}	1,5	0,0

Per quanto riguarda i coefficienti di combinazione delle azioni variabili, i valori da considerare sono indicati di seguito (da Tabella 2.5.1 delle NTC 2018):

Tipo di carico “j”	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Cat. A – Abitazione	0,7	0,5	0,3
Cat. C - Balconi/scale	0,7	0,7	0,6
Cat. H – Coperture	0,0	0,0	0,0
Neve (quota ≤ 1000 m)	0,5	0,2	0,0

Anche se le diverse combinazioni sono applicate alla struttura in maniera automatica dal software di calcolo, ai fini della valutazione della sicurezza per carichi verticali e del rischio sismico sono stati riportati solo i risultati delle combinazioni di SLU e SLV.

5.2. Valutazione dell'idoneità per carichi gravitazionali

5.2.1. Verifiche di resistenza degli elementi strutturali

La verifica di resistenza degli elementi viene svolta in automatico dal software di calcolo con il seguente procedimento:

- si combinano le azioni per ottenere le sollecitazioni nei diversi casi di verifica;
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui verificare l'elemento considerato, calcolando il coefficiente di sicurezza, CS, come rapporto tra la resistenza ultima e la sollecitazione minima e massima agente;
- per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni, e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

Nel caso di sollecitazione semplice, il coefficiente di sicurezza viene calcolato come rapporto tra la resistenza e la sollecitazione. Nel caso di sollecitazione composta, il coefficiente di sicurezza viene calcolato utilizzando la relazione generica di seguito riportata:

$$CS = \left[\left(\frac{E_{d,i}}{R_{d,i}} \right)^\alpha + \left(\frac{E_{d,j}}{R_{d,j}} \right)^\alpha \right]^{-1}$$

5.2.2. Verifiche allo SLU per combinazione fondamentale

In un primo momento si è provveduto alla verifica degli elementi strutturali considerando soltanto la combinazione fondamentale allo stato limite ultimo, quindi considerando la sola condizione di carichi verticali. Se il coefficiente di sicurezza è inferiore all'unità si ha che la sollecitazione è maggiore della resistenza della sezione considerata e quindi la verifica non è soddisfatta.

Per i tre corpi di fabbrica (Corpo A, Corpo B) le verifiche risultano sostanzialmente soddisfatte ($CS > 1$), evidenziando una buona resistenza alle sole azioni di tipo gravitazionale.

5.3. Azioni e Verifiche allo SLV

5.3.1. Azioni sismiche

Per il livello di conoscenza raggiunto (LC2), la Circolare 21/01/2019 n.7 consente di valutare la vulnerabilità della struttura con qualsiasi tipo di analisi. Nel presente lavoro, pertanto, si è proceduto applicando un'analisi statica non lineare (pushover). Di seguito viene riportata la procedura per l'esecuzione dell'analisi statica non lineare, così come descritta al §7.3.4.2 delle NTC18.

L'analisi statica non lineare è utilizzabile solo per costruzioni il cui comportamento sotto la componente del terremoto è governato da un modo di vibrare naturale principale (1° modo traslazionale), caratterizzato da una significativa partecipazione di massa. L'analisi consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, un sistema di forze orizzontali (F_i) crescenti con legge incrementale monotona (profilo di carico), fino al raggiungimento delle condizioni di collasso globale. Tali sistemi di forze orizzontali, applicate a ciascun livello della costruzione, sono proporzionali alle forze di inerzia ed aventi come risultante il valore $Fb = \sum F_i$ taglio totale alla base. I valori delle forze orizzontali vengono incrementati in una analisi "al passo", controllando man mano le progressive plasticizzazioni delle sezioni resistenti (dove è stata ipotizzata la possibile posizione delle cerniere a legame non lineare = modello a plasticità concentrata). Per ciascun incremento di carico, si determinerà il valore dello spostamento orizzontale di un punto di controllo (dc), generalmente coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione. Il diagramma (Taglio alla base-Spostamento in sommità) rappresenta la cosiddetta curva di capacità della struttura reale (MDOF). Per ciascun punto della curva (step di carico) è possibile definire l'evoluzione delle plasticizzazioni sulla struttura e risalire alle sollecitazioni e agli spostamenti corrispondenti alla configurazione deformata istantanea.

È necessario considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (**Gruppo 1**) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (**Gruppo 2**).

Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

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

Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:

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

La metodologia proposta dalle norme si basa sull'assunzione che la risposta di un sistema a più gradi di libertà possa essere correlata alla risposta di un sistema equivalente ad un grado di libertà con un'appropriata caratteristica isteretica. Questo implica che il comportamento del sistema M-GDL sia determinato principalmente da un solo modo la cui forma Φ rimane costante durante l'analisi. Il passaggio dal sistema M-GDL al sistema 1-GDL permette di valutare con maggiore semplicità la prestazione richiesta al sistema dal sisma considerato. Infatti definito il sistema 1-GDL equivalente e calcolato il suo periodo proprio T^* è immediato, con l'utilizzo dello spettro di risposta elastico in spostamento, dedurre lo spostamento massimo che deve essere in grado di sopportare e da questo dedurre lo spostamento massimo per cui deve essere progettato il sistema M-GDL.

La metodologia proposta dalla norma prevede che, per ciascuna delle distribuzioni sopra definite, si eseguano i seguenti passi:

1. Analisi modale al fine di valutare l'effettiva partecipazione di massa al modo di vibrare fondamentale;
2. Analisi "pushover" per la definizione del legame forza spostamento generalizzato tra risultante delle forze applicate e spostamento di un punto di controllo del sistema;
3. Determinazione delle caratteristiche di un sistema a 1-GDL a comportamento bilineare equivalente;
4. Determinazione della risposta massima in spostamento del sistema equivalente con utilizzo dello spettro di risposta elastico;
5. Conversione dello spostamento del sistema equivalente nella configurazione deformata della struttura e verifica.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche sono state descritte in precedenza. Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione. Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali. Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze

sismiche derivanti dalle masse circostanti. Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

5.3.1.1. Calcolo degli spostamenti

Il sistema a 1_GDL ha periodo proprio T^* inferiore a T_c , per cui la risposta in spostamento del sistema anelastico è maggiore di quella del corrispondente sistema elastico e risulta:

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right]$$

Dove:

$$q^* = \frac{S_{De}(T^*)m^*}{V_y^*}$$

$$d_{e,max}^* = S_{De}(T^*) = S_a(T^*) \cdot \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2$$

5.3.1.2. Combinazioni delle componenti dell'azione sismica

Le azioni orizzontali dovute al sisma sulla struttura vengono convenzionalmente determinate come agenti separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate. In generale, però, le componenti orizzontali del sisma devono essere considerate come agenti simultaneamente. A tale scopo, la combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

$$E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX}$$

dove:

- E_{EdX} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale X scelto della struttura;
- E_{EdY} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale Y scelto della struttura.

L'azione sismica verticale deve essere considerata in presenza di: elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi pressoché orizzontali precompressi, elementi a sbalzo pressoché orizzontali con luce maggiore di 5 m, travi che sostengono colonne, strutture isolate. La combinazione della componente verticale del sisma, qualora portata in conto, con quelle orizzontali è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali e verticali del sisma sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY} \pm 0,30E_{EdZ} \quad E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdZ} \quad E_{EdZ} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

dove:

- E_{EdX} e E_{EdY} sono gli effetti dell'azione sismica nelle direzioni orizzontali prima definite;
- E_{EdZ} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione della componente verticale dell'azione sismica di progetto.

Inoltre, sono state considerate eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a $\pm 5\%$ della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica. Si noti che la distanza precedente, nel caso di distribuzione degli elementi non strutturali fortemente irregolare in pianta, viene raddoppiata ai sensi del § 7.2.3 del D.M. 2018.

5.3.2. Verifiche strutturali

Le verifiche strutturali, in caso di analisi statica non lineare, vengono condotte in termini di spostamento globale della struttura e rotazione alla corda degli elementi principali.

Verifiche in termini di spostamento

Gli spostamenti, per ciascun nodo, sono calcolati come riportato al par.7.3.3.3 *Valutazione degli spostamenti* della NTC 2018:

$$d_e = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

Dove:

- d_{Ee} è lo spostamento ottenuto dall'analisi lineare nella combinazione sismica;
- $\mu_d = 1 + (q - 1) \cdot T_c / T_1$ se $T_1 < T_c$.
- $\mu_d = q$ se $T_1 \geq T_c$.

La verifica risulta soddisfatta se tali valori di spostamento sono inferiori a quelli ricavati dall'oscillatore equivalente ad un grado di libertà per lo Stato Limite considerato.

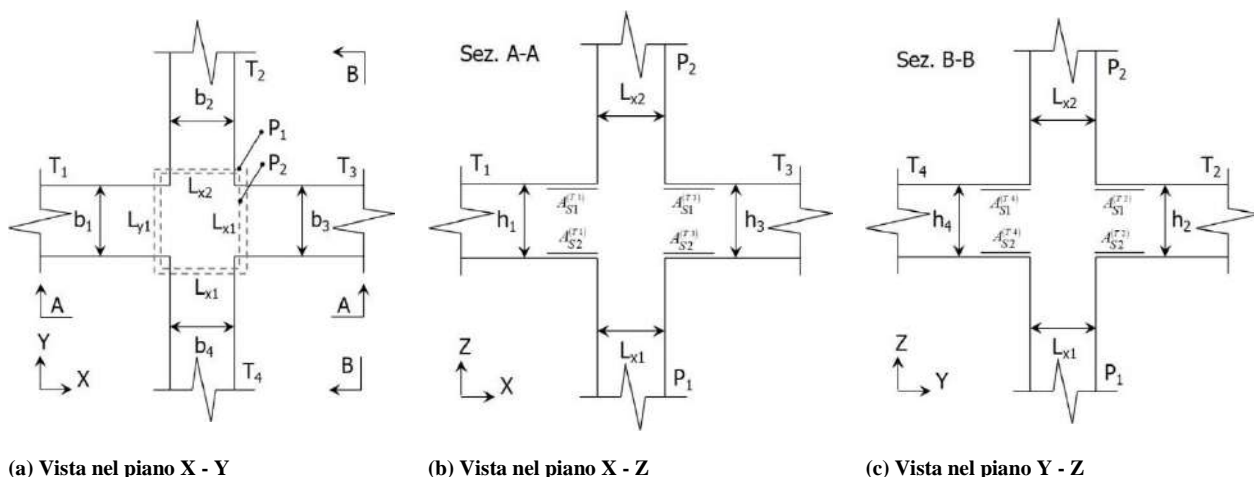
Verifiche in termini di rotazione alla corda

Allo stato limite di salvaguardia della vita la capacità di rotazione totale rispetto alla corda Θ_{sd} è assunta pari ai $3/4$ del valore ultimo Θ_u . Pertanto, la capacità della struttura rispetto allo stato limite in esame è desunta in riferimento al raggiungimento in un qualsiasi elemento strutturale del 75% della rotazione ultima. Pertanto, il fattore di sicurezza sarà:

$$FS = Cap./Dom.$$

5.3.3. Verifica a confinamento dei nodi

La verifica dei nodi delle strutture in c.a. viene condotta secondo le prescrizioni del § 7.4.4.3 del D.M. 2018. Si consideri, in generale, lo schema di nodo rappresentato nella figura seguente in cui $n_t = 4$ e $n_p = 2$ sono, rispettivamente, il numero di travi e pilastri concorrenti nel nodo.



In base alle dimensioni geometriche delle membrature (travi e pilastri) concorrenti nel nodo è possibile classificare i nodi in:

- **Interamente Confinati [IC]**, se $n_t = 4$ e:

$$\min\{b_1, b_3\} \geq \frac{3}{4} \max\{L_{y1}, L_{y2}\}$$

$$\min\{h_1, h_3\} \geq \frac{3}{4} \max\{h_1, h_3\}$$

$$\min\{b_2, b_4\} \geq \frac{3}{4} \max\{L_{x1}, L_{x2}\}$$

$$\min\{h_2, h_4\} \geq \frac{3}{4} \max\{h_2, h_4\}$$

- **Non Interamente Confinati [NIC]**, se non tutte le precedenti condizioni sono rispettate.

In base all'ubicazione del nodo nella struttura è possibile distinguere tra:

- **Nodi Interni [NI]**: in cui, evidentemente, $n_t = 4$;
- **Nodi Esterni [NE]**, in cui $1 \leq n_t < 4$.

I nodi sono stati progettati considerando una sollecitazione tagliante pari a (cfr. [7.4.6-7] D.M. 2018):

$$V_{jbd}^{(T_i)} = \gamma_{Rd} \left(A_{S1}^{(T_i)} + A_{S2}^{(T_i)} \right) f_{yd} - V_C^{(P_{2,i})} \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NI]$$

$$V_{jbd}^{(T_i)} = \gamma_{Rd} A_{S1}^{(T_i)} f_{yd} - V_C^{(P_{2,i})} \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NE]$$

dove:

$\gamma_{Rd} = 1,20$ in CD-A e $1,10$ in CD-B ed in caso di comportamento non dissipativo (cfr. Tab. 7.2.I e § 7.4.1 D.M. 2018);

f_{yd} è la tensione di progetto dell'acciaio delle armature delle travi;

$V_C^{(P_{2,i})}$ è il taglio in condizioni sismiche del pilastro superiore, lungo la direzione della trave considerata:

$$\begin{aligned} V_C^{(P_{2,i})} &= V_C^{(P_{2,x})} \quad i = 1, 3 \\ V_C^{(P_{2,i})} &= V_C^{(P_{2,y})} \quad i = 2, 4 \end{aligned}$$

Le terne (A_{S1} , A_{S2} , V_C) sono state scelte in modo da considerare la situazione più sfavorevole. La verifica a taglio-compressione si esegue controllando che (cfr. [7.4.8] D.M. 2018):

$$V_{jbd}^{(T_i)} \leq V_{R,jbd}^{(T_i)} = \eta f_{cd} b_j^{(T_i)} h_{jc}^{(P_{1,i})} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}}$$

dove:

$$\eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_{ck} [MPa]}{250} \right);$$

$\alpha_j = 0,6$ per [NI] e $0,48$ per [NE];

b_j è la larghezza effettiva del nodo, pari a:

$$\begin{aligned} b_j^{(T_i)} &= \min \left\{ b_{j1}^{(T_i)}, b_{j2}^{(T_i)} \right\} \quad i = 1, \dots, n_t \\ b_{j1}^{(T_i)} &= \max \left\{ L_{x1}, L_{x2}, b_i \right\} \quad i = 1, 3 \\ b_{j1}^{(T_i)} &= \max \left\{ L_{y1}, L_{y2}, b_i \right\} \quad i = 2, 4 \\ b_{j2}^{(T_i)} &= \max \left\{ L_{x1} + \frac{L_{y1}}{2}, b_i + \frac{L_{y1}}{2} \right\} \quad i = 1, 3 \\ b_{j2}^{(T_i)} &= \max \left\{ L_{y1} + \frac{L_{x1}}{2}, b_i + \frac{L_{x1}}{2} \right\} \quad i = 2, 4 \end{aligned}$$

$h_{jc}^{(P_{1,i})}$ è la distanza tra le armature del pilastro:

$$\begin{aligned} h_{jc}^{(P_{1,i})} &= L_{x1} - 2(c + \Phi_{st}) - \Phi_L \quad i = 1, 3 \\ h_{jc}^{(P_{1,i})} &= L_{y1} - 2(c + \Phi_{st}) - \Phi_L \quad i = 2, 4 \end{aligned}$$

c , Φ_{st} e Φ_L sono, rispettivamente, il ricoprimento, il diametro delle staffe nel pilastro, ed il diametro delle armature longitudinali del pilastro;

$\nu_d = \frac{N_{Ed}^{(P_2)}}{L_{x2}L_{y2}f_{cd}}$ è lo sforzo normale adimensionalizzato del pilastro superiore.

Le armature a taglio per il confinamento del nodo sono progettate adottando la meno stringente tra la relazione ([7.4.10] D.M. 2018):

$$\frac{A_{sh,i} f_{ywd}}{b_j^{(T_i)} h_{jw}^{(T_i)}} \geq \frac{\left[\frac{V_{jbd}^{(T_i)}}{b_j^{(T_i)} h_{jw}^{(T_i)}} \right]}{f_{ctd} + \nu_d f_{cd}} - f_{ctd} \quad i = 1, \dots, n_t$$

dove:

$A_{sh,i}$ è l'armatura totale a taglio nel nodo nella direzione in esame:

$$A_{sh,i} = n_{st,i} n_{br,x} \left(\frac{\pi \Phi_{st}^2}{4} \right) \quad i = 1, 3$$

$$A_{sh,i} = n_{st,i} n_{br,y} \left(\frac{\pi \Phi_{st}^2}{4} \right) \quad i = 2, 4$$

$n_{st,i}$ è il numero totale di staffe nel nodo, uniformemente ripartito lungo l'altezza della trave in esame;

$n_{br,x}$ e $n_{br,y}$ sono il numero di bracci delle staffe nel nodo, nella direzione in esame;

Φ_{st} è il diametro delle staffe nel nodo;

f_{ywd} è la tensione di progetto dell'acciaio delle staffe;

$$h_{jw}^{(T_i)} = h_i - 2(c + \Phi_{st}) - \Phi_L;$$

c , Φ_{st} e Φ_L sono, rispettivamente, il ricoprimento, il diametro delle staffe nella trave, ed il diametro delle armature longitudinali nella trave;

e le seguenti relazioni ([7.4.11-12] D.M. 2018):

$$A_{sh,i} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \left(A_{s1}^{(T_i)} + A_{s2}^{(T_i)} \right) f_{yd} \left(1 - 0,8 \nu_d^{[NI]} \right) \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NI]$$

$$A_{sh,i} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} A_{s1}^{(T_i)} f_{yd} \left(1 - 0,8 \nu_d^{[NE]} \right) \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NE]$$

dove:

$v_d^{[NI]} = \frac{N_{Ed}^{(P_2)}}{L_{x2}L_{y2}f_{cd}}$ è lo sforzo normale adimensionalizzato del pilastro superiore;

$v_d^{[NE]} = \frac{N_{Ed}^{(P_1)}}{L_{x1}L_{y1}f_{cd}}$ è lo sforzo normale adimensionalizzato del pilastro inferiore.

Il passo delle staffe da disporre per tutta l'altezza del nodo (pari all'altezza maggiore delle travi in esso convergenti) è pari a:

$$p_{st} = \min_{i=1, \dots, n_t} \left\{ \frac{h_{jw}^{(T_i)}}{n_{st,i} + 1} \right\}$$

dove $n_{st} = \max_i n_{st,i}$ è il numero totale di staffe da disporre nel nodo.

5.5. Valutazione della vita nominale restante o residua

In base all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 23 marzo 2003, i proprietari o i gestori di opere strategiche hanno l'obbligo di realizzare verifiche sismiche entro cinque anni dall'entrata in vigore della norma. Tale termine è stato poi prorogato più volte negli anni. Il 4 novembre 2010 è stata diffusa la circolare del Capo Dipartimento della Protezione Civile con i chiarimenti sulla gestione degli esiti delle verifiche sismiche. La Circolare del 4 novembre chiarisce che i proprietari/gestori di opere strategiche per finalità di protezione civile o suscettibili di conseguenze rilevanti in caso di collasso, se ottengono dalle verifiche livelli di sicurezza inferiori a quelli di una struttura adeguata possono determinare, in base al livello di adeguatezza, il tempo entro il quale attivare l'intervento. In questo modo, possono essere ridotti eventuali provvedimenti di chiusura di edifici che comportino gravi disagi sociali. La Circolare del 21 Gennaio 2019, n.7 fornisce ulteriori chiarimenti sui tempi di attivazione degli interventi in seguito agli esiti delle verifiche. In base a questa normativa, la Pubblica Amministrazione che abbia la responsabilità di un'opera che è stata soggetta a verifica deve tener conto dell'esito della verifica in sede di pianificazione triennale.

La circolare OPC/SISM/008328 del 2010 chiarisce che: “La verifica è obbligatoria, mentre non lo è l'intervento, salvo nel caso in cui il proprietario o gestore disponga di risorse ordinarie sufficienti per la sua esecuzione, infatti il comma 6 dello stesso art. 2 recita: La necessità di adeguamento sismico degli edifici e delle opere di cui sopra sarà tenuta in considerazione dalle Amministrazioni pubbliche nella redazione dei piani triennali ed annuali di cui all'art. 14 della legge 11 febbraio 1994, n. 1091, e successive modifiche ed integrazioni, nonché ai fini della predisposizione del piano straordinario di messa in sicurezza antisismica di cui all'art. 80, comma 21, della legge 27 dicembre 2002. Interpretando alla lettera del comma 6 citato, l'obbligo è quello di tener conto delle

verifiche nella redazione di piani di adeguamento che hanno carattere corrente. Inoltre, poiché il citato piano straordinario di cui all'art. 80, comma 21 della legge 27/12/2002 finanzia anche interventi di livello inferiore all'adeguamento, si intende che il termine "adeguamento" è usato in senso generico e può comprendere anche le fattispecie del miglioramento e della riparazione locale, ove questi fossero appropriati alla soluzione dello specifico caso oggetto di verifica."

La stessa circolare continua: *"nel caso di inadeguatezza rispetto alle azioni sismiche (e, in generale, rispetto alle azioni naturali, non controllabili dall'uomo), ferme restando le responsabilità, le facoltà decisionali ed i molteplici fattori da considerare nella definizione delle scelte a valle delle verifiche (secondo le indicazioni della citata Circolare ministeriale n. 61712009), nonché al fine di garantire omogeneità di comportamenti su scala regionale, per evitare atteggiamenti inopportuni (sia per eccessiva che per insufficiente cautela) e per offrire un supporto oggettivo a chi (proprietari, strutture di controllo, etc.) deve prendere o giudicare decisioni, ritiene opportuno chiarire il concetto di "gravità dell'inadeguatezza" commisurata alla "vita nominale restante", anche in relazione ai diversi livelli di sicurezza ammessi dalla norma per le costruzioni esistenti (.....). Questo concetto rappresenta, allo stato attuale, non soltanto il principale elemento di valutazione su cui basare le scelte ma anche il solo a cui si possa conferire il sufficiente grado di oggettività ed il solo a poter effettivamente essere di ausilio nella programmazione di un graduale miglioramento delle condizioni di sicurezza del patrimonio immobiliare esistente. (.....). In merito alla gravità dell'inadeguatezza commisurata alla vita nominale restante, si può ipotizzare che la vita nominale restante sia il tempo entro il quale si attiva l'intervento che pone rimedio alla specifica inadeguatezza. A rigore, tale definizione ha senso solo in relazione alla tutela economica della costruzione e non anche della tutela delle persone e/o dei beni da essa ospitati. Tuttavia, essa è la sola che consenta una programmazione degli interventi nel tempo (dando per scontata l'impossibilità di adeguare in tempi rapidi l'intero patrimonio immobiliare) con un fondamento tecnico-scientifico che leghi la programmazione stessa alla gravità delle carenze struttura/i.*

Il Comitato Tecnico Scientifico dell'Emilia Romagna nella seduta del 27 luglio 2010 si è espresso come segue sul problema della valutazione della vita nominale restante o residua di una struttura: *"In merito alla gravità dell'inadeguatezza commisurata alla vita nominale restante, si può ipotizzare che la vita nominale restante sia il tempo entro il quale si attiva l'intervento che pone rimedio alla specifica inadeguatezza. A rigore, tale definizione ha senso solo in relazione alla tutela economica della costruzione e non anche della tutela delle persone e/o dei beni da essa ospitati. Tuttavia, essa è la sola che consenta una programmazione degli interventi nel tempo (dando per scontata l'impossibilità di adeguare in tempi rapidi l'intero patrimonio immobiliare) con un fondamento tecnico-scientifico che leghi la programmazione stessa alla gravità delle carenze strutturali. Ciò*

premesso e ferma restando la necessità di considerare anche gli altri elementi di valutazione, si può adottare quale periodo entro il quale attivare il rimedio ad una data inadeguatezza sismica, il tempo T_{INT} (tempo di intervento) tale per cui:

$$(T_{INT} C_U) / T_{SLV}^C = -\ln(1 - 0,1) = 0.105$$

essendo C_U il coefficiente d'uso e T_{SLV}^C il periodo di ritorno dell'azione sismica corrispondente all'attivazione del meccanismo di rottura in esame allo SLV – Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Il T_{SLV}^C è valutabile come $T_{SLV}^C = T_{SLV}^D (\alpha)^{1/0.41}$, dove:

- $\alpha = PGA_C / PGA_D$ è l'indice di rischio ottenuto come rapporto tra il valore della PGA di capacità e quella di domanda;
- T_{SLV}^D rappresenta il periodo di ritorno dell'azione sismica nella condizione di progetto allo SLV pari a 712 anni.

Nel caso in questione, all'indice di rischio medio (calcolato come media dei vari indici di rischio per i diversi meccanismi di crisi) corrisponde un T_{RC} (Tempo di ritorno di Capacità) pari a circa 65 anni; invertendo la formula precedente e considerando T_{RC} allo SLV, il tempo di intervento risulta:

$$T_{INT_medio} = 0.105 / C_U * T_{RC} = 0.105 / 1.5 * 65 = 1 \text{ anni}$$

5.6. Verifiche allo SLV

Nella tabella seguente sono sintetizzati i risultati delle analisi statiche non lineari più gravose per la struttura in oggetto.

Corpo A – Verifiche SLV					
N.ro Pushover	Domanda spostamento [mm]	Capacità spostamento [mm]	T_{int} [anni]	α_{PGA} [-]	α_{TR} [-]
2	31.29	2.95	1	0.283	0.204
6	37.16	4.06	1	0.283	0.210
10	31.44	3.03	1	0.283	0.204
14	37.35	4.17	1	0.283	0.210
18	29.16	3.37	1	0.283	0.230
22	34.5	4.62	1	0.283	0.235
26	29.3	3.47	1	0.283	0.230
30	34.68	4.78	1	0.283	0.235

Corpo B – Verifiche SLV					
N.ro Pushover	Domanda spostamento [mm]	Capacità spostamento [mm]	T_{int} [anni]	α_{PGA} [-]	α_{TR} [-]

3	13.17	0.75	1	0.203	0.186
4	12.26	0.48	1	0.203	0.166
7	14.27	0.82	1	0.203	0.186
8	13.41	0.44	1	0.203	0.149
11	13.03	0.71	1	0.203	0.186
12	13.11	0.57	1	0.203	0.186
15	13.92	0.78	1	0.203	0.186
16	13.48	0.52	1	0.203	0.158
19	12.03	0.88	1	0.203	0.230
20	13.34	0.40	1	0.203	0.140
23	13.03	0.95	1	0.203	0.220
24	14.55	0.38	1	0.203	0.130
27	11.91	0.81	1	0.203	0.220
28	13.33	0.46	1	0.203	0.149
29	13.62	0.96	1	0.203	0.220
31	12.67	0.92	1	0.203	0.220
32	14.71	0.43	1	0.203	0.130

Si riportano le curve di pushover più gravose per ciascun corpo di fabbrica analizzato nello stato di fatto.

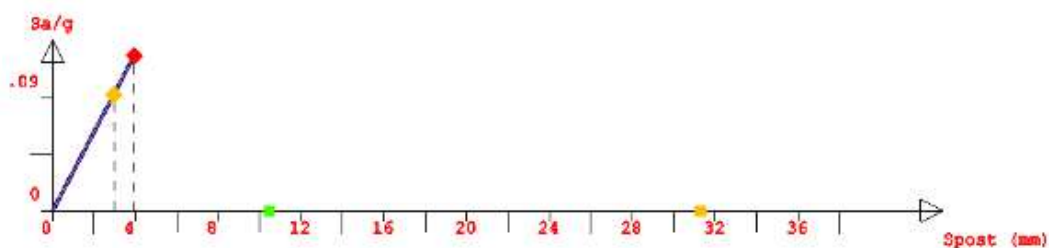


Figura 14; Pushover n.ro 2 - Corpo A

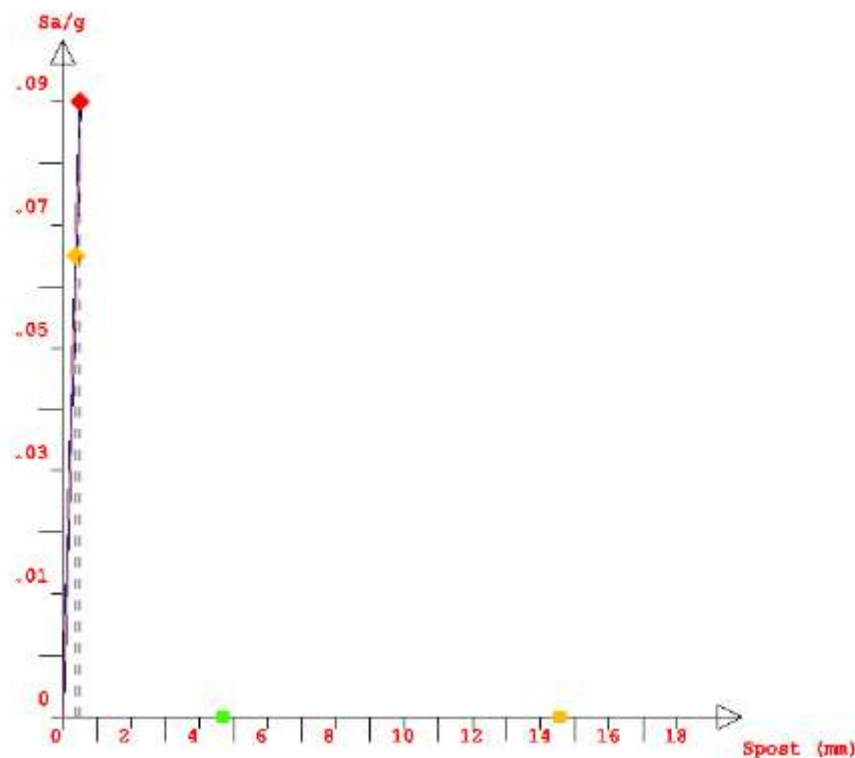


Figura 15; Pushover n.ro 24 - Corpo B

6. Progettazione degli interventi di adeguamento sismico

6.1. Descrizione degli interventi di adeguamento sismico

Le indagini e le analisi numeriche svolte, insieme alla valutazione del rischio sismico secondo metodologie avanzate e tenendo conto di aspetti qualitativi complessi che influenzano l'irregolarità strutturale, hanno condotto alle seguenti conclusioni sintetiche:

- I materiali presentano caratteristiche meccaniche sufficientemente conformi a quanto previsto all'epoca della costruzione e dal progetto originario, con un livello di degrado generalmente modesto e quasi irrilevante;
- La capacità della struttura in presenza di carichi verticali appare complessivamente adeguata anche facendo riferimento ai nuovi requisiti normativi (NTC2018);
- I solai, sono realizzati in latero-cemento con travetti in c.a.p., non presentano evidenti segni di degrado;
- L'indice di rischio sismico e il tempo di intervento, che sono indicatori convenzionali, confermano un livello di rischio sismico medio-alto.

Dalle analisi svolte è emerso che l'inadeguatezza nei confronti delle azioni sismiche è ascrivibile essenzialmente alla insufficiente armatura trasversale nei pilastri e, in misura significativa, nei nodi

di collegamento tra elementi verticali ed orizzontali. Pertanto, al fine di raggiungere l'adeguamento strutturale, sono stati previsti i seguenti interventi sui manufatti esistenti:

- Placcaggio di nodi non confinati mediante tessuti fibrorinforzati in carbonio (FRP);
- Cerchiatura dei pilastri mediante fibre di acciaio ad alta resistenza;
- Ringrosso delle travi di fondazione con inserimento di armatura aggiuntiva.

I primi due interventi proposti si inseriscono nell'ottica di garantire un comportamento della struttura globalmente duttile, con la formazione di cerniere plastiche alle estremità delle travi; in particolare, rinforzando i nodi ed i pilastri, si raggiunge il soddisfacimento del criterio di gerarchia delle resistenti prescritto dalle vigenti NTC, prevenendo, in tal senso, la crisi a seguito della formazione di meccanismi fragili. La strategia di intervento seguita, come evidenziato nei grafici e tabulati allegati, ha privilegiato il rinforzo dei nodi perimetrali, i quali presentano maggiori criticità a seguito della mancanza di un naturale confinamento su almeno una delle due facce. A ciò bisogna aggiungere che tali nodi esterni sono soggetti ad una maggiore domanda di spostamento, a causa di effetti torsionali globali. Per quanto concerne gli elementi verticali, invece, l'obiettivo consiste nell'incrementare la capacità flessionale in termini di rotazione delle sezioni terminali degli stessi, con conseguente incremento della duttilità; in tal modo si ottiene un incremento dell'energia dissipata sotto azioni sismiche e, quindi, una maggiore capacità dell'edificio di sopportare l'azione dinamica. La strategia di intervento ha mirato ad intervenire sui pilastri più esterni, i quali sono maggiormente sollecitati dall'azione sismica e subiscono, quindi, degli spostamenti sommitali maggiori. Come ultimo intervento sugli elementi esistenti è stato previsto un ringrosso delle sezioni delle travi di fondazione, con aggiunta di armatura, al fine di incrementare la resistenza flessionale.

Per quanto concerne gli interventi di placcaggio dei nodi e cerchiatura dei pilastri, sono previste le seguenti fasi esecutive:

- Rimozione corticale con idonei mezzi meccanici non battenti del c.a. ammalorato (ove presente). Tale intervento sarà esteso all'intera superficie da rinforzare;
- Pulizia per la rimozione di ogni residuo di lavorazione. Tale intervento sarà esteso all'intera superficie da rinforzare;
- Riprofilatura degli spigoli vivi della sezione in c.a. in corrispondenza delle parti dove sarà applicato il rinforzo. La riprofilatura sarà eseguita a mano o con idonei utensili meccanici non battenti e tale da garantire $r_{\min} = 25 \text{ mm}$;
- Trattamento (ove necessario) delle armature originarie degli elementi strutturali in c.a., per inibizione della corrosione, con malta cementizia anticorrosiva;
- Applicazione di primo strato di adesivo epossidico di media viscosità;

- Posizionamento delle fasce di tessuto immediatamente dopo l'applicazione del primo strato di impregnante, avendo cura di stenderle senza formare grinze, con le mani protette da guanti di gomma impermeabili;
- Applicazione di secondo strato di adesivo epossidico di media viscosità;
- Ripassare più volte sul tessuto impregnato il rullino metallico per eliminare le eventuali bolle d'aria occluse durante le precedenti lavorazioni e per distendere le fibre della fascia di tessuto secondo la relativa orditura.

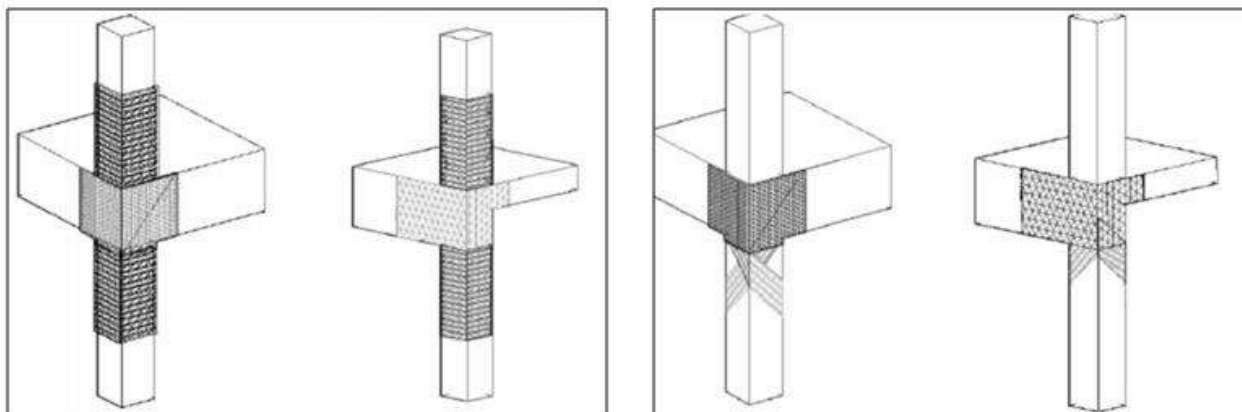


Figura 16; Placcaggio dei pilastri (a sinistra) e confinamento dei nodi di collegamento trave-pilastro (a destra)

6.2. Interventi di sopraelevazione della struttura ed adeguamento funzionale

In base alle esigenze funzionali stabilite dall' Amministrazione, come meglio dettagliato nella relazione architettonica costituente parte integrante del presente lavoro, è stato progettato un intervento di sopraelevazione in corrispondenza dei Corpi A e B. Rimandando, per una più agevole comprensione, agli elaborati grafici allegati, la struttura portante costituente la citata sopraelevazione è costituita da pilastri HEA 200 e travi IPE 300, in acciaio S235. Si riporta una planimetria con l'individuazione della struttura in sopraelevazione.

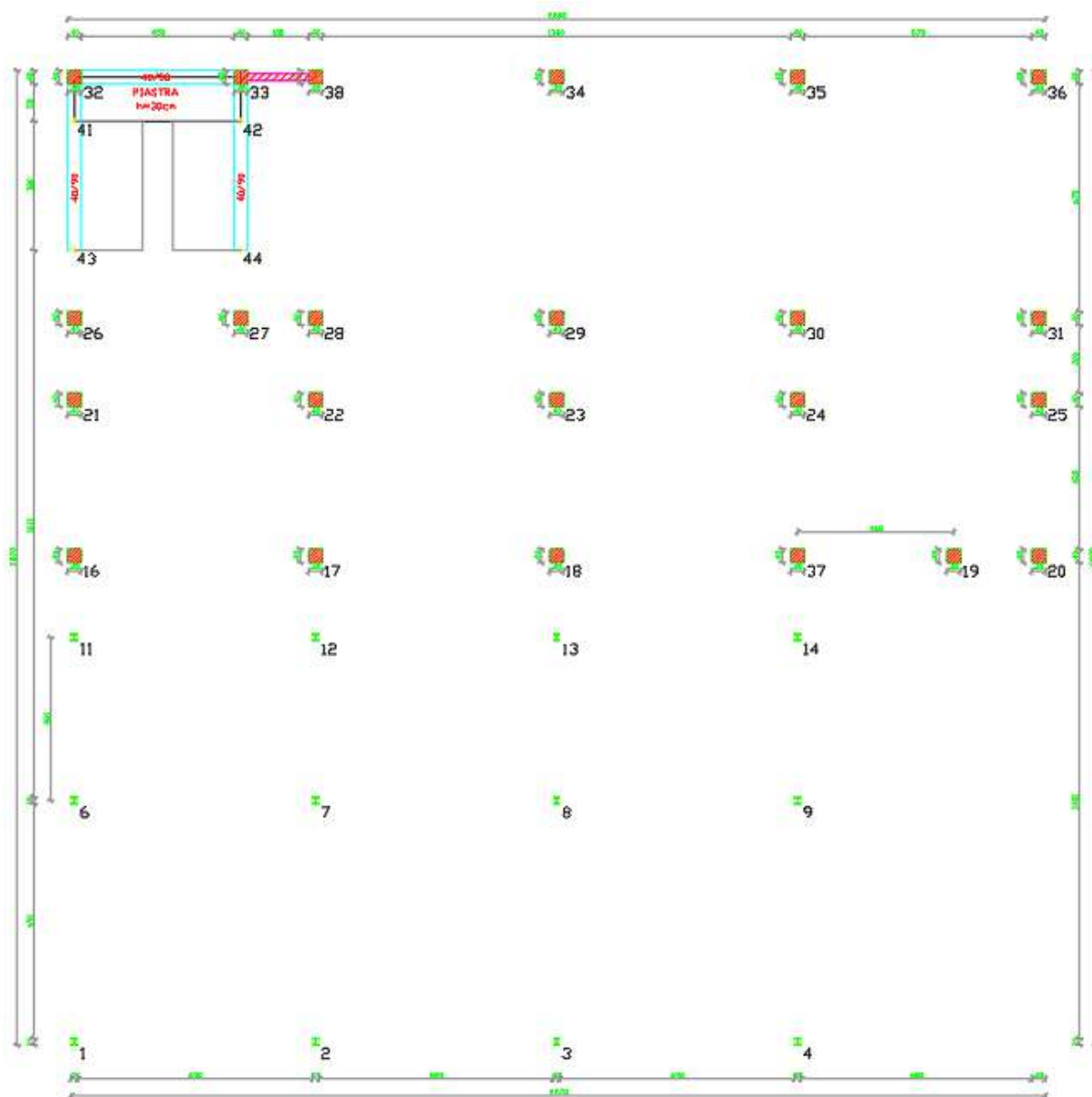


Figura 17; Sopraelevazione realizzata con elementi in acciaio

I pilastri in acciaio sono collegati agli elementi esistenti in c.a. mediante giunti flangiati ed ancoranti chimici; per maggiori delucidazioni si rimanda alle tavole grafiche in allegato.

Al fine di garantire il soddisfacimento delle esigenze funzionali del complesso scolastico di cui all'oggetto, sono state previste due scale di emergenza in acciaio, rispettivamente in corrispondenza del Corpo A e Corpo B, giuntate sismicamente al fabbricato esistente. Tali strutture sono state realizzate mediante profili HEB 260 e collegamenti bullonati e saldati. L'intera struttura è stata irrigidita mediante costolature in acciaio di spessore pari a 15 mm; per i dettagli tecnici si rimanda alla relazione specialistica di calcolo delle strutture ed agli elaborati grafici allegati.

Per quanto concerne l'adeguamento funzionale degli ambienti interni, è stato previsto un vano ascensore in corrispondenza del Corpo B, realizzato mediante struttura portante in acciaio e setti in

c.a.; anche in tale caso è stato previsto un adeguato giunto sismico di collegamento con la struttura esistente.

Calcolo del giunto sismico per le scale di emergenza esterne

Il D.M. 17.01.2018 al § 7.2. prescrive che le costruzioni debbano avere, quanto più possibile, struttura iperstatica caratterizzata da regolarità in pianta ed in altezza e che, qualora necessario, tale fine può essere conseguito suddividendo la struttura, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti. Allo stesso paragrafo il D.M. 17.01.2018 prescrive inoltre che *“la distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV, calcolati per ciascuna costruzione secondo il § 7.3.3 (analisi lineare) o il § 7.3.4 (analisi non lineare); in ogni caso la distanza tra due punti che si fronteggiano non può essere inferiore ad 1/100 della quota dei punti considerati misurata dal piano di fondazione, moltiplicata per $2 \cdot S \cdot a_g / g \leq 1$. Qualora non si eseguano calcoli specifici, lo spostamento massimo di una costruzione non isolata alla base, può essere stimato in 1/100 dell'altezza della costruzione moltiplicata per $a_g \cdot S / g$.”*.

Il D.M. 17.01.2018, inoltre, avverte che “particolare attenzione va posta al dimensionamento dei distacchi se le costruzioni hanno apparecchi di isolamento sismico tenendo in conto le indicazioni riportate nel § 7.10.4 e nel § 7.10.6.”.

Il calcolo del giunto sismico è stato effettuato facendo riferimento ai parametri sismici inerenti allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). In base ai parametri utilizzati nei calcoli strutturali, si ottiene, dunque:

Stato Limite	Struttura esistente A – d_{esistente} [cm]	Vano scala A – d_E [cm]
SLV	3.26	2.67
SLD	1.20	0.46

Stato Limite	Struttura esistente B – d_{esistente} [cm]	Vano scala B – d_E [cm]
SLV	0.95	3.27
SLD	0.19	0.34

In cui gli spostamenti allo SLV sono stati determinati come segue:

- Per la struttura esistente si è fatto riferimento ai risultati delle analisi non lineari, considerando lo spostamento massimo tra le diverse combinazioni di forze analizzate;

- Per quanto riguarda la scala, avendo eseguito delle analisi dinamiche lineari, si è fatto riferimento a quanto prescritto al § 7.3.3.3, in cui $d_E = \mu_d \cdot d_{Ee}$. Il coefficiente μ_d è stato determinato come segue:

$$\begin{aligned} - \mu_d &= q & \text{se } T_1 &\geq T_c \\ - \mu_d &= 1 + (q - 1) \cdot \frac{T_c}{T_1} & \text{se } T_1 &< T_c \end{aligned}$$

La dimensione del giunto sismico, così come derivante dai calcoli effettuati, risulta essere pari a:

$$d_{\text{giunto}} > d_E + d_{\text{esistente}}$$

Pertanto, al fine di garantire un adeguato grado di sicurezza nei confronti di possibili meccanismi dovuti al martellamento tra le due strutture, si fissa una dimensione del giunto pari a 10 cm.

Per tutto quanto non contemplato nella presente relazione si rimanda agli elaborati grafici di progetto, a tutte le altre relazioni allegate e, infine, a tutto quanto interamente riportato nel D.M. 17.01.2018 e nelle disposizioni contenute nella successiva Circolare 21.01.2019 n° 7, nonché nelle altre normative di comprovata validità eventualmente applicate nei presenti calcoli.

6.3. Analisi dei carichi

I valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo della valutazione della sicurezza a seguito degli interventi previsti fanno riferimento a quanto riportato nel D.M. 17/01/2018. Si esplicitano, in forma tabellare, i carichi permanenti ed accidentali utilizzati nel modello di calcolo.

ARCHIVIO TIPOLOGIE DI CARICO (Corpo A)										
Car. N.ro	Peso Strut kg/mq	Perman. NONstru kg/mq	Varia bile kg/mq	Neve kg/mq	Destinaz. d'Uso	Psi 0	Psi 1	Psi 2	Anal Car. N.ro	DESCRIZIONE SINTETICA DEL TIPO DI CARICO
1	496	220	300	0	Scuole2005	0,7	0,7	0,6		solaio in latero cemento s= Spessore S=40
2	496	150	50	104	Categ. H	0,0	0,0	0,0		Terrazzo Spessore S=40
3	266	42	0	104	Categ. H	0,0	0,0	0,0		doppia foderà
4	431	150	50	104	Categ. H	0,0	0,0	0,0		solaio di copertura Spessore S=40
5	375	20	50	104	Categ. H	0,0	0,0	0,0		cornicione
6	28	218	50	104	Categ. H	0,0	0,0	0,0		solaio in lamiera grecata
7	180	64	0	104	Categ. H	0,0	0,0	0,0		doppia foderà con isolante esterno

ARCHIVIO TIPOLOGIE DI CARICO (Corpo B)										
Car. N.ro	Peso Strut kg/mq	Perman. NONstru kg/mq	Varia bile kg/mq	Neve kg/mq	Destinaz. d'Uso	Psi 0	Psi 1	Psi 2	Anal Car. N.ro	DESCRIZIONE SINTETICA DEL TIPO DI CARICO
1	496	220	300	0	Scuole2005	0,7	0,7	0,6		Solaio calpestio S=40
2	431	150	300	0	Categ. H	0,0	0,0	0,0		Solaio terrazzo S=40
3	266	42	0	0	Categ. H	0,0	0,0	0,0		tamponatura a doppia foderà
4	375	50	50	104	Categ. H	0,0	0,0	0,0		cornicioni
5	430	150	50	104	Categ. H	0,0	0,0	0,0		solaio copertura S=40
6	500	200	400	0	Scale2005	0,7	0,7	0,6		rampa scala scala a ginocchio
7	0	168	400	0	Scale2005	0,7	0,7	0,6		pianerottolo
8	28	218	50	104	Categ. H	0,0	0,0	0,0		solaio in lamiera grecata
9	180	64	0	0	Categ. H	0,0	0,0	0,0		tamponatura doppia foderà struttura metallica

6.4. Metodologie di analisi

Il modello di calcolo nella configurazione post intervento è stato sviluppato mediante un codice di calcolo agli elementi finiti. Per quanto concerne la tipologia di analisi, sono state eseguite analisi statiche non lineari, al fine di confrontare i risultati con quanto esposto nella verifica di vulnerabilità, ed analisi dinamiche lineari, con lo scopo di effettuare le verifiche di resistenza degli elementi primari. Con tale approccio, al fine di valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E, conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (*Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa*):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad \rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij})^2} \quad \beta_{ij} = \frac{T_j}{T_i}$$

dove:

- n è il numero di modi di vibrazione considerati;
- ξ rappresenta il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;
- ρ_{ij} è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche.

6.5. Verifiche

Le verifiche della struttura nello stato di progetto sono state eseguite sia in termini di spostamento, per individuare l'indice di rischio globale del fabbricato, sia in termini di resistenza degli elementi strutturali primari trave e pilastro. Per una maggiore comprensione si rimanda ai tabulati allegati, in cui sono riportate per esteso le verifiche eseguite. In questa fase si riporta esclusivamente, in maniera sintetica, un quadro sinottico riepilogativo degli indici di rischio ante e post operam della struttura.

	<i>Stato Limite</i>	<i>Ante operam</i>		<i>Post operam</i>	
		<i>α_{PGA} [-]</i>	<i>α_{TR} [-]</i>	<i>α_{PGA} [-]</i>	<i>α_{TR} [-]</i>
CORPO A	SLV	0.283	0.204	1.246	1.306
CORPO B	SLV	0.203	0.130	1.044	1.040

A seguito degli interventi previsti, la struttura risulta adeguata a sopportare le azioni di natura e sismica previste dalle vigenti NTC, con un coefficiente di rischio sismico superiore all'unità.