



Comune di Bordighera

Settore Tecnico

Via XX Settembre, n.32 - 18012 – BORDIGHERA (IM)



Scuola elementare "Maria Primina"

Consolidamento statico e adeguamento sismico dell'edificio

Progetto Esecutivo



Responsabile della Commessa: Ing. Bruno PERSICHETTI

Responsabile dell'Attività: Ing. Myriam DI COSMO

Collaboratori:
Ing. Silvio LEVRERO
Ing. Benedetta MARRADI
Ing. Andrea PIPINO
Geom. Leonardo FICINI
Geom. Elena PUCCINI

A.I.C.E. Consulting S.r.l. - Via G. Boccaccio, 20 - 56010 Ghezzano (PI) - Tel. +39 050 8755011 - Fax +39 050 878335 - E-mail: info@aiceconsulting.it
Web: www.aiceconsulting.it - P.I. 01149980508 - Iscr. Trib. n° 14352 - C.C.I.A.A. n° 103626 - Cap. Soc. € 100.000 i.v.

Titolo:

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

Commissa:	970	Validato da RC:	BP	Data prima emissione:	Corpo	Categoria	Elaborato	Numero
Attività:	PE	Verificato da RA:	MDC	Gennaio 2010	-	PE	RTC	-
Pagine:	92	Redatto da:	MDC	Ultima revisione: 2				
File:	970-PE-Scuola Primina-ST-RTC-Relazione tecnica di calcolo rev.01.doc							

Mod. CDT

970	2	Giugno 2015	Seconda revisione – data -	MDC	MDC	BP
970	1	Maggio 2010	Prima revisione	MDC	MDC	BP
970	0	Gennaio 2010	Emissione	MDC	MDC	BP
Commessa	Revisione	Data	Descrizione	Redatto da	Verificato da RA	Validato da RC

INDICE

0.	SOMMARIO.....	5
1.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
2.	DESCRIZIONE DELLO STATO ATTUALE E DEI RISULTATI DI RECENTI INDAGINI CONDOTTE SULL'EDIFICIO.....	6
2.1.	Descrizione dell'edificio su cui si interviene.....	6
2.2.	Dati necessari per la valutazione dello stato attuale	7
2.2.1	Elaborati di progetto.....	7
2.2.2	Proprietà meccaniche dei materiali da progetto.....	8
2.2.3	Interventi sulle strutture: intervento di sottofondazione eseguito nel 1997	9
2.2.4	Risultati delle prove in situ ed in laboratorio della campagna d'indagini del gennaio 2007.....	9
2.2.5	Natura ed entità del quadro lesionativo.....	11
2.2.6	Esito delle verifiche di vulnerabilità effettuate sulla base della campagna d'indagini del gennaio 2007.....	12
3.	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO DI ADEGUAMENTO.....	13
3.1.	Fasi realizzative.....	13
3.1.1	Nuova relazione geologica aggiornata alle NTC.....	14
4.	RESISTENZA AL FUOCO DELLE STRUTTURE	15
5.	MODELLAZIONE NUMERICA.....	15
5.1.	Software e hardware.....	15
5.2.	Modalità di input e output	16
5.3.	Unità di misura	16
5.4.	Sistemi di riferimento.....	16
5.5.	Vincoli interni ed esterni	16
5.6.	Materiali	17
5.7.	Elementi finiti.....	17
6.	CALCOLO STRUTTURALE.....	18
6.1.	Obiettivi e metodi.....	18
6.2.	Requisiti di sicurezza e criteri di verifica	18
6.2.1	Generalità	18
6.2.2	Stati limite in assenza di sisma.....	19
6.2.3	Stati Limite in presenza di sisma.....	19
6.3.	Analisi sismica.....	20
6.3.1	Regolarità dell'edificio [NTC §. 7.2.2]	20
6.3.2	Tipologia di struttura [NTC § 7.4.3.1].....	23
6.3.3	Fattore di struttura [NTC § 7.4.3.2]	23
6.3.4	Classe di duttilità	24
6.3.5	Tipo di analisi sismica: analisi dinamica modale con fattore q [NTC § 7.3.1] ...	24
6.4.	Analisi dei carichi [NTC § 3].....	25
6.4.1	Peso proprio della struttura, carichi permanenti.....	25
6.4.2	Sovraccarichi	26
6.4.3	Azioni del vento	27
6.4.4	Neve.....	28
6.4.5	Variazioni termiche.....	29
6.4.6	Azioni sismiche.....	29
6.4.7	Eccentricità accidentale.....	33
6.4.8	Masse strutturali	34
6.5.	Condizioni di carico elementari.....	34
6.6.	Combinazioni delle condizioni di carico elementari	35
6.7.	Verifiche agli stati limite ultimi.....	40
6.7.1	Resistenze di calcolo dei materiali.....	40
6.7.2	Verifica a pressoflessione (travi e pilastri)	43

6.7.3	Verifica a taglio di elementi sprovvisti di armature trasversali apposite (solai, piastre ecc.).....	44
6.7.4	Verifica a taglio (travi e pilastri)	44
6.7.5	Verifica nei confronti di sollecitazioni torcenti.....	45
6.7.6	Verifica nei confronti di sollecitazioni composte	46
6.7.7	Verifiche di stabilità (pilastri).....	46
6.8.	Verifiche allo stato limite di esercizio (SLE)	47
6.8.1	Verifica di fessurazione.....	47
6.8.2	Verifica delle tensioni di esercizio	48
6.9.	Verifiche dei solai esistenti.....	49
6.10.	Verifiche dei pilastri esistenti	49
6.10.1	Verifica nella situazione di progetto	49
6.10.2	Placcaggio dei pilastri n. 1, 13 e 22.....	55
6.11.	Verifiche delle travi in elevazione esistenti	56
6.11.1	Verifica nella situazione di progetto, in assenza dei rinforzi locali	56
6.11.2	Verifica del rinforzo per le travi n. 5-6/ 6-7/ 7-8.....	64
6.12.	Verifiche delle travi di fondazione	65
6.13.	Verifiche delle nuove pareti controventanti.....	69
6.13.1	Sollecitazioni di calcolo	69
6.13.2	Verifiche a pressoflessione.....	70
6.13.3	Verifiche a taglio.....	70
6.13.4	Verifiche dei connettori a taglio.....	72
6.14.	Verifiche a collasso della fondazione esistente per schiacciamento e scorrimento sul piano di posa [NTC- § 6.4.2.1]	73
6.14.1	Verifica a collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno	74
6.14.2	Verifica a collasso per scorrimento sul piano di posa	76
6.15.	Verifiche dei micropali allo stato limite ultimo [NTC- § 6.4.3.1.1]	77
6.15.1	Azioni sulle fondazioni	77
6.15.2	Verifica del carico limite del terreno	77
6.15.3	Verifica dell'armatura del micropalo	82
6.15.4	Verifica del sistema di trasferimento del carico dai setti ai micropali.....	82
6.16.	Verifiche dei micropali in esercizio.....	87
6.16.1	Prove di verifica in corso d'opera [NTC, § 6.4.3.7.2]	88
6.17.	Dettagli costruttivi [NTC, § 7.4.6].....	88
6.17.1	Armatura travi e pilastri [Circolare n.617, § C8.4.1].....	88
6.17.2	Armatura nuovi setti[NTC, § 7.4.6.2.4]	88
6.17.3	Copriferro e interferro nuovi setti[Circolare n. 617, § C.4.1.6.1.3]	89
6.18.	Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali [NTC, § 7.3.7.2]	90
7.	VERIFICA DELLA NUOVA COPERTURA LIGNEA.....	91
7.1.	Descrizione.....	91
7.2.	Resistenze di calcolo [NTC § 4.4.6].....	91
7.3.	Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	91

ALLEGATI

1. Fascicolo dei calcoli.

0. SOMMARIO

La presente Relazione Tecnica si riferisce al progetto di adeguamento sismico della scuola elementare "Maria Primina" nel Comune di Bordighera (IM).

La relazione è redatta ai sensi del punto 10.1 del **D.M. LL.PP. 14 gennaio 2008, Norme tecniche per le costruzioni**. Essa illustra le ipotesi generali poste alla base del calcolo, specifica la qualità e le caratteristiche meccaniche dei materiali e dei componenti da impiegare durante i lavori e precisa la modalità di esecuzione degli elementi strutturali; la relazione, inoltre, contiene l'analisi dei carichi per cui le strutture sono state dimensionate, descrive le modalità del calcolo, i mezzi informatici utilizzati ed i risultati delle verifiche.

1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si elencano di seguito i principali riferimenti normativi adottati per lo svolgimento dell'incarico ed, in particolare, per la redazione del presente documento.

Leggi e decreti Regione Liguria:

- **Legge regionale n.29/1983**, *Costruzioni in zone sismiche - Deleghe e norme urbanistiche particolari*
- **Dgr. n.530/2003**, *Individuazione, formazione ed aggiornamento dell'elenco delle zone sismiche dei comuni della Regione Liguria in ottemperanza al disposto di cui all'O.P.C.M. n. 3274 del 20.03.2003 pubblicata sulla G. U n. 105 in data 8.05.2003.*
- **Dgr.n.1384/2003**, *Ordinanza n. 3274/2003. Articolo2, comma 4 . Rischio sismico. Approvazione elenco edifici di interesse strategico e delle opere infrastrutturali e del Programma temporale delle verifiche*
- **Dgr. n.154/2004**, *O.P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003 - Art.2 comma 1 . Estensione dell'obbligo di progettazione antisismica nei comuni liguri in classe sismica 4. Avvio fase 2 del Programma temporale delle verifiche*
- **Dgr.n.1107/2004**. *Costruzioni in zona sismica. Procedure*
- **Dgr.n.782/2008**. *Estensione agli interventi ed alle opere strategiche e rilevanti di iniziativa pubblica durante il periodo transitorio dell'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni approvate con D.M. 14/01/08*

Norme Nazionali:

- **D.P.R. 380/01**, *Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia*
- **D.M. LL.PP. 14 gennaio 2008, Norme tecniche per le costruzioni.**
- **Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 617 del 2 febbraio 2009**, *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008*
- **Bozza-Agosto 2009**, *"Linee guida per la riparazione e il rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni"*

2. DESCRIZIONE DELLO STATO ATTUALE E DEI RISULTATI DI RECENTI INDAGINI CONDOTTE SULL'EDIFICIO

2.1. Descrizione dell'edificio su cui si interviene

L'edificio oggetto dell'intervento è la sede della Scuola Elementare "Maria Primina", sito in via Pasteur, in località Borghetto S. Nicolò nel Comune di Bordighera (IM). Esso è ubicato in zona collinare, a circa 50 metri dal torrente "Rio Borghetto".

Il fabbricato si sviluppa su due piani fuori terra che sono interamente adibiti alle attività scolastiche; il sottotetto non è abitabile ed è raggiungibile dall'unico vano scala presente al quale si accede da un corridoio direttamente comunicante con l'atrio d'ingresso.

Il piano terra è caratterizzato dalla presenza di un grande porticato che occupa tutta la parte frontale dell'edificio. All'interno dell'edificio si trova il refettorio con i locali accessori (cucina e dispensa), una piccola palestra, servizi igienici ed i locali per il personale insegnante e di sorveglianza..

Il piano primo è interamente destinato ad attività didattiche con aule alle quali si accede da un vasto ambiente centrale; sono presenti i servizi igienici ed una uscita d'emergenza ricavata successivamente alla costruzione originaria e che collega il vano centrale con una scala in acciaio posta nella facciata Ovest dello stabile.

La copertura è realizzata con manto di tegole in laterizio mono-coppo tipo "portoghese" su struttura lignea sostenuta da muri e pilastri. Il sottotetto non è utilizzato e sia le pareti che i pavimenti si presentano allo stato grezzo.

L'organismo strutturale portante dell'edificio è realizzata mediante una serie di telai longitudinali disposti in direzione Nord-Sud costituiti da pilastri e travi in cemento armato collegati nella direzione trasversale Est-Ovest da cordoli, generalmente in spessore di solaio.

Le fondazioni dei telai sono travi rovesce collegate trasversalmente da travi non a contatto con il sedime di fondazione. Gli orizzontamenti sono realizzati con travetti in calcestruzzo armato precompresso ed elementi di alleggerimento in laterizio per lo spessore di 15 cm (12+3) nel piano terra e calcestruzzo armato ordinario e laterizio (volterrane) per uno spessore di 25 cm (comprensivi di una soletta collaborante di 5 cm) nei piani primo e sottotetto.

La copertura a falde inclinate è realizzata, come accennato, mediante travi in legno di abete tipo "Trieste" (8x20 cm) che appoggiano sulle murature e su dei pilastri in muratura sistemati sull'estradosso del solaio che sostiene il sottotetto. L'orditura secondaria è realizzata mediante arcarecci e travicelli in legno.

La scala è costituita da tre rampe inclinate per piano, realizzate con solette armate opportunamente collegate ai telai corrispondenti.

I tamponamenti esterni ed in alcuni casi anche i divisori interni (ad esempio in corrispondenza delle aule) sono realizzati mediante blocchi e mattoni di laterizio con interposizione di una camera d'aria (esterni: $s = 12 \text{ cm} + 12 \text{ cm}$ (interc.) $+ 6 \text{ cm}$; divisori: $s = 8 \text{ cm}$).

Per la realizzazione dell'opera sono stati necessari due appalti distinti, essendo stato il progetto, per necessità di finanziamento, suddiviso in due stralci di lavoro: nel corso del primo stralcio (1970-71) sono stati realizzati i telai, il muro di contenimento del terreno al lato Ovest e gli orizzontamenti corrispondenti al piano primo, sottotetto e

parte del piano terra. Nel corso del secondo stralcio (1971-72) sono stati completati il solaio del piano terra, (previa posa di travi rompitratta a livello delle fondazioni in modo da consentire l'inserimento di un orizzontamento di altezza contenuta) e sono state eseguite le opere architettoniche, gli impianti e le sistemazioni esterne.

Nel 1997, a seguito di un cedimento fondale differenziale verificato in una parte dell'edificio, e precisamente nella zona Sud-Est, è stato realizzato un intervento di consolidamento con esecuzione di una serie di micropali, opportunamente connessi alle fondazioni esistenti, in fregio ai tre pilastri (n. 3, n. 4 e n. 9) maggiormente interessati dal cedimento.

2.2. Dati necessari per la valutazione dello stato attuale

L'edificio è stato oggetto nel 2007 da parte della scrivente Società di una serie di indagini miranti a determinare le cause del quadro lesionativo presente in alcune parti dell'edificio e verificare lo stato di salute e l'attitudine della struttura a sopportare i nuovi carichi previsti dalla Normativa ai fini dello studio di fattibilità per l'adeguamento sismico. Tutto questo nell'ambito dei controlli sollecitati dal Dgr.n.1384/2003, Ordinanza n. 3274/2003. Articolo2, comma 4 . Rischio sismico per gli edifici "rilevanti e strategici"

Come disposto dall'O.P.C.M. 3274, le fonti considerate ed utilizzate per l'acquisizione dei dati necessari per la valutazione sono state, in quella circostanza:

- ▶ gli elaborati di progetto;
- ▶ il rilievo degli elementi strutturali per determinare le dimensioni geometriche effettive (*as built*) rispetto al progetto, riscontrare i quantitativi di armatura, ed ottenere informazioni dei particolari costruttivi;
- ▶ le prove eseguite nel corso di indagini in situ utili a valutare le proprietà meccaniche dei materiali;
- ▶ relazione geologica, necessaria al fine di identificare la categoria del suolo di fondazione.

2.2.1 Elaborati di progetto

L'edificazione del complesso adibito a scuola elementare si è protratta dall'aprile del 1970 al 30 ottobre 1972; è stato eseguito un primo "stralcio" di lavori dall' Impresa "Semeria Ing. Giacomo" ed un secondo "stralcio" di lavori dalla impresa Grosso Giobatta (informazione dedotta dai libretti delle misure).

Il progetto architettonico, redatto dall'U.T. del Comune di Bordighera, - come documentato dalla "relazione-verbale di visita e certificato di collaudo" relativa ai lavori del primo stralcio e con data 28/01/1968 - consta delle seguenti tavole:

corografia 1:2000, planimetria generale 1:200, schizzo prospettico, prospetto est, prospetto nord, prospetto ovest, prospetto sud, pianta piano terra, pianta piano primo, sezione AB.

Il progetto strutturale del primo stralcio consta di:

- n. 1 tavola con planimetria delle travi rovesce;
- n. 7 tavole con carpenteria ed armatura delle travi rovesce di cui sopra;
- n. 11 tavole numerate dal n.1 a al n. 11 relative alle travi del primo piano.

La tavola 1: contiene la pianta della soletta del primo piano con armatura delle nervature delle solette; le tavole dal n. 2 al n. 7 con carpenteria ed armatura delle travi sorreggenti le solette del primo piano.

Vi è inoltre una relazione di calcolo degli elementi strutturali (plinti, pilastri, travi rovesce, travi del primo piano, solaio) e in essa si trova una tabella riepilogativa dei calcoli di dimensionamento dell'acciaio delle travi rovesce, dei pilastri, e delle travi portanti il solaio del primo piano.

Sono poi disponibili i disegni della carpenteria e delle armature delle scale, un disegno del solaio al piano terra realizzato sotto il vano scale.

I suddetti elaborati sono firmati e timbrati dall'Ing. G. Semeria di Sanremo e si riferiscono, come detto, alle opere eseguite nel primo stralcio dei lavori.

Del primo stralcio sono disponibili anche i libretti delle misure (che richiamano la documentazione sopra elencata nelle figure ed annotazioni) ed il computo metrico estimativo di progetto (contenente per esteso le voci dell'elenco dei prezzi). Tali documenti rappresentano, più ancora delle tavole di progetto, la realtà del "costruito".

Il progetto strutturale del secondo stralcio dei lavori consta di:

- tavola contenente la carpenteria e l'armatura delle travi e dei pilastri di appoggio del solaio del piano terra e dei muri di tamponamento in calcestruzzo;
- tavola contenente la carpenteria del completamento del solaio del piano terra;
- tavole relative alle opere di sistemazione esterna (muri, strada di accesso, campo sportivo), agli impianti tecnologici ed alla rete fognaria.

Anche del secondo stralcio sono disponibili libretti delle misure che richiamano i disegni strutturali delle opere di completamento eseguite nell'edificio scolastico.

L'esame della documentazione sopra elencata ha consentito di effettuare *l'identificazione dell'organismo strutturale e verificare il rispetto dei criteri di regolarità* indicati nelle nuove norme; ha consentito altresì *la identificazione delle strutture di fondazione e l'acquisizione delle informazioni sulle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dei quantitativi di armatura e delle proprietà meccaniche dei materiali.*

2.2.2 Proprietà meccaniche dei materiali da progetto

Dalla documentazione di progetto disponibile, (ed in particolare le specifiche dell'elenco dei prezzi) si evince che:

l'acciaio di armatura è in barre lisce del tipo omogeneo Aq 50 (indicato in letteratura tecnica anche come "dolce"); per detto acciaio la norma del 1939 prevedeva che la massima tensione di trazione ammissibile non superasse 1400 daN/cm^2 . Nella relazione di calcolo detta limitazione è rispettata per le strutture di fondazione; pilastri e travi del primo orizzontamento e della copertura sono dimensionate con tensioni nell'acciaio pari a 1600 daN/cm^2 .

il calcestruzzo cementizio è caratterizzato dal dosaggio di cemento; nelle specifiche dell'elenco dei prezzi è indicato l'uso di calcestruzzo:

- ▶ dosato a 200 kg/mc di cemento per getti di sottofondazione con cemento R600;
- ▶ dosato a 250 kg/mc per opere in elevazione (muri e parapetti) e fondazioni armate con cemento R600;
- ▶ dosato a 300 kg/mc per travi, pilastri, cordoli, solette con cemento R730.

Nella relazione di calcolo è considerata una tensione ammissibile a compressione pari a 5 MPa per i calcestruzzi delle strutture di fondazioni armate e pari a 6 MPa per i calcestruzzi di pilastri e travi.

2.2.3 Interventi sulle strutture: intervento di sottofondazione eseguito nel 1997

Nel corso dei mesi di agosto e settembre del 1997 fu eseguito un intervento di sottofondazione con micropali in corrispondenza dei pilastri (indicati con numero 3, 4 e 9 nelle tavole di progetto) resosi necessario a seguito di cedimenti fondali che causarono un importante quadro lesionativo sui muri del prospetto Nord e del prospetto Est.

Gli interventi sono consistiti nella esecuzione di 11 micropali di lunghezza pari a 12 m disposti: 4 perimetralmente al pilastro n. 3, 4 perimetralmente al pilastro n. 4 ed infine 3 perimetralmente al pilastro n. 9.

Propedeutica ai lavori di cui sopra, è stata redatta una indagine geologico-tecnica a firma del Dott. Geologo Ampelio Verrando con data 10 settembre 1996 che, a seguito di due sondaggi spinti sino a quota -5 m rispetto al p.c. caratterizza il terreno di fondazione ed esamina le cause del quadro lesionativo suddetto.

2.2.4 Risultati delle prove in situ ed in laboratorio della campagna d'indagini del gennaio 2007

Nell'ambito delle indagini svolte nel 2007, sono state fatte anche delle prove dirette sui materiali. I risultati sono riportati di seguito.

Prove di compressione su campioni di calcestruzzo prelevati

Le carote di calcestruzzo prelevate e catalogate sono state condotte presso il laboratorio SIGMA ETRURIA S.r.l. di Livorno dove, ridotte nelle dimensioni previste e verificate le tolleranze rispettivamente secondo le UNI 6130 e UNI 6132 sono state sottoposte alla prova di compressione secondo le UNI 6132. In tabella 2 si riassumono i risultati ottenuti: sulla carota CRGT 1 sono stati ricavati 2 provini CRGT 1 e CRGT1 BIS

Tab. 1– Resistenza cubica delle carote di calcestruzzo

n. carota (*)	λ	δ	R_{cil} [daN/cm ²]	R_{cubica} [daN/cm ²]
1	1,04	2,5	482	489
1 BIS	0,76	2,5	427	379
2	1,01	2,5	229	230
3	1,02	2,5	179	181
			media:	319
			Dev.std.	141
			Dev.std.%	44

I valori ottenuti hanno caratterizzato un calcestruzzo di caratteristiche meccaniche disomogenee; peraltro la media dei valori della seconda e terza carota è risultata in linea

con le caratteristiche prestazionali dei calcestruzzi dell'epoca in relazione ai dosaggi impiegati (resistenza media intorno a 20 MPa).

L'analisi visiva delle carote estratte ha denotato un calcestruzzo omogeneo, con diametro degli inerti contenuto e praticamente privo di macroporosità. Ciò nonostante la massa volumica misurata risulta limitata rispetto a quelle dei calcestruzzi di media qualità.

La mancata compattezza del materiale risulta per tanto la causa principale sia della carbonatazione avvenuta negli strati superficiali delle sottostrutture, sia dei carichi di rottura riscontrati.

Il calcestruzzo esaminato può essere classificato pertanto come Rck 200.

Tale risultato è stato confermato dalle prove sclerometriche, dalle indagini ultrasoniche e dal metodo combinato (metodo SONREB)

Prelievo di barre d'armatura

Durante la campagna d'indagini, al fine di identificare in qualche modo il tipo d'acciaio utilizzato per le armature, è stata prelevata una serie di campioni di barre d'armatura poste in zone della struttura caratterizzate di uno scarso impegno statico.

Tali campioni sono stati sottoposti alla prova di trazione presso il laboratorio SIGMA ETRURIA S.r.l. di Livorno. I risultati della prova sono riassunti nella seguente tabella:

Tab. 2– Risultati della prova di trazione sul campione di barra d'armatura

prelievo	Ø [mm]	Sezione effettiva [mm ²]	Massa [kg/m]	Tensione di snervamento [daN/cm ²]	Tensione di rottura [daN/cm ²]	Allungamento a 5 [%]
1	12	113,0	0,89	3480	5110	27
2	12	113,0	0,89	3840	5720	27
3	12	113,0	0,89	3460	5030	30
4	8	50,3	0,39	4710	6370	n.r. (*)
5	8	50,3	0,39	4220	5460	n.r. (*)
6	8	50,3	0,39	3930	5380	n.r. (*)
7	8	50,3	0,39	3710	5380	n.r. (*)

(*) n.r.=non rilevabile per lunghezza insufficiente del campione

Il valore della tensione di rottura ottenuto risulta dello stesso ordine di grandezza di quella dell'acciaio semiduro Aq50 così come definito dal Regio Decreto 16/11/1939, n.2229. Ai fini delle verifiche delle membrature sarà assunto come valore caratteristico della tensione di snervamento il valor medio dei risultati sperimentali:

$$f_{yk} = f_{ym} = 3910 \cdot daN / cm^2$$

Livello di conoscenza e fattore di confidenza conseguiti

Ai sensi della normativa vigente (NTC e Circolare n.617, Appendice al Cap. 8) è stato individuato un appropriato *livello di conoscenza (LC)* da impiegare per la valutazione della sicurezza degli elementi strutturali esistenti.

In funzione del livello di conoscenza, quindi, sono stato determinati i metodi utilizzabili per l'analisi sismica ed il valore del *fattore di confidenza (FC)*.

Nel caso in esame si è riusciti a conseguire il livello di conoscenza accurata LC3, e fattore di confidenza pari a 1 in virtù della disponibilità degli elaborati del progetto originario verificati attraverso un sufficiente numero di controlli in situ dell'"as built" effettuati nella campagna di indagini del 2007.

2.2.5 Natura ed entità del quadro lesionativo

E' stata condotta una ispezione dell'intero edificio dalla quale emerge che i materiali utilizzati per le strutture portanti non sono affetti da stati di degrado degni di nota.

Peraltro si riscontra, come già accennato, la presenza di quadri lesionativi sui divisori interni e sulle pareti esterne del primo e del secondo piano che scaricano il proprio peso in corrispondenza dei pilastri n. 3, n. 4, n. 9, n. 10, n. 11, n. 12 e n. 13.

Le lesioni sono particolarmente accentuate sui muri del prospetto Sud e del prospetto Est.

La lettura del quadro lesionativo conduce a formulare le seguenti ipotesi e considerazioni:

► la trave rovescia di fondazione su cui insiste la stilata dei pilastri 3, 4, 9, 10, 11, 12 e 13 ha probabilmente subito un assestamento che ha provocato cedimenti differenziali tra il secondo telaio (relativo alla stilata dei pilastri suddetti) ed i telai limitrofi. Questo spiega l'andamento delle lesioni inclinate leggibili sul prospetto Sud e la lesione verticale presente sul paramento in listelli del prospetto Nord;

► la realizzazione dell'architrave in calcestruzzo appoggiata sulle murature di fodera dei pilastri n. 2 e n. 3 produce, per insufficiente rigidità, le lesioni orizzontali presenti sul prospetto Sud sotto le prime due finestre dallo spigolo Sud-Est;

► le restanti lesioni orizzontali rinvenibili in altre zone del fabbricato sono generalmente posizionate nella zona di appoggio delle murature di tamponamento sui solai in latero-cemento.

E' chiaro che le lesioni causate dall'assestamento della trave rovescia di fondazione del secondo telaio risultano essere le più preoccupanti, essendo le restanti lesioni analizzate dovute a fenomeni localizzati (scarsa rigidità di singoli elementi o effetti termici).

Le cause che possono aver provocato l'assestamento della sopra citata trave rovescia di fondazione vanno sicuramente ricercate nelle caratteristiche limo argillose dei terreni di sedime, come indicato nella indagine geologico-tecnica redatta nel 1996.

Va aggiunto per completezza che dalla analisi dei libretti delle misure si è potuto riprodurre l'andamento del profilo del terreno prima dello scavo di fondazione e sovrapporlo alla sezione trasversale dell'edificio: emerge chiaramente uno scarso approfondimento della quota di fondazione delle travi rovesce del primo e del secondo telaio in relazione alle quote fondali dei due telai realizzati verso monte.

La spiegazione del perchè gli effetti deformativi maggiori si siano verificati sulle fondazioni del secondo telaio vanno ricercate nel fatto che fondazioni di detto telaio hanno uno sviluppo longitudinale maggiore rispetto al primo e quindi sottendono un bulbo di pressioni più profondo (pur a parità di pressioni di contatto terreno-struttura di fondazione, che nel calcolo di progetto sono state stimate, per tutte le travi rovesce, pari a $0,5 \text{ daN/m}^2$).

2.2.6 Esito delle verifiche di vulnerabilità effettuate sulla base della campagna d'indagini del gennaio 2007

Sulla base delle analisi e delle indagini eseguite nel 2007 si è giunti alle seguenti conclusioni nel seguito riassunte:

► la struttura nello stato attuale non possiede i requisiti richiesti dalle normative vigenti;

► lo schema di calcolo adottato, nei calcoli del progetto originario, per il dimensionamento delle armature dei pilastri ed i collegamenti con gli elementi orizzontali, ha condotto alla realizzazione di alcuni elementi strutturalmente inadeguati nei riguardi della pressoflessione anche per i soli carichi verticali.

Le analisi effettuate hanno infatti rivelato un maggiore impegno dei pilastri d'angolo rispetto a quello stimato in sede di progetto anche per le sole azioni statiche per presso flessione deviata, sollecitazione che nasce dal comportamento spaziale del telaio (non prevedibile attraverso un dimensionamento a "telai piani").

A questa insufficiente resistenza alle azioni verticali si aggiunge la scarsa sismo-resistenza. L'edificio è stato concepito dal punto di vista strutturale come unione di quattro telai piani in serie disposti secondo un'unica direzione e collegati da soli cordoli.

L'assenza di telai nell'altra direzione porta ad una diseguale rigidità dell'edificio nelle due direzioni e quindi ad una maggiore vulnerabilità dello stesso per azioni orizzontali nella direzione di minore inerzia (direzione Est – Ovest).

Esso inoltre presenta forti irregolarità in altezza per la presenza di un "piano debole" (il piano terra in gran parte riservato a porticato).

Un ulteriore elemento di vulnerabilità dell'edificio nei confronti del sisma è rappresentato dalla copertura che, per quanto estremamente leggera, risulta, nello stato attuale piuttosto precaria. Per essa sono stati utilizzati travi di sezione esigua e per questo inseriti pilastrini in muratura disposti in "falso" sui solai. Si ravvisa la necessità di renderla rigida nel proprio piano e scongiurare il rischio di crolli locali (crollo dei pilastrini di sostegno incapaci di sopportare azioni di trazione, caduta dei singoli elementi del manto non efficacemente fissati).

In sintesi non sono soddisfatti tutti i parametri di sicurezza della struttura nei confronti dei carichi previsti dalle nuove normative.

E' stato quindi necessario prevedere l'esecuzione di un intervento teso ad un adeguamento sismico della struttura, intervento che potesse altresì provvedere all'adeguamento della stessa per i sovraccarichi verticali prescritti (300 daN/mq).

L' intervento previsto è descritto nel dettaglio nei paragrafi seguenti.

3. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

L'intervento proposto prevede l'esecuzione delle seguenti lavorazioni:

- ▶ inserimento di setti, in direzione longitudinale e trasversale, in grado di assorbire per intero le azioni orizzontali prodotte dall'evento sismico;
- ▶ placcaggio di alcuni pilastri d'angolo che presentano carenze per i carichi verticali e incamiciatura della prima travata del primo impalcato (beton plaqu );
- ▶ risarcitura delle lesioni presenti;
- ▶ realizzazione di una nuova copertura lignea;
- ▶ opere di finitura.

Il primo provvedimento si rende necessario per compensare la scarsa sismo-resistenza del manufatto: da qui la necessit  di ipotizzare l'introduzione di strutture sismo-resistenti (setti) dislocate in pianta in maniera opportuna, in grado di assorbire le azioni sismiche.

Il secondo provvedimento si rende necessario per compensare le carenze nella quantit  di armature (molto inferiore al limite minimo di normativa pari all'1%) e la scarsa qualit  del calcestruzzo (classificabile Rck 200), carenze che rendono gli elementi interessati dall'intervento, non idonei ad assorbire per intero le azioni previste dalla Normativa.

La soluzione proposta prevede inoltre lo smantellamento del manto, la realizzazione di una nuova copertura lignea costituita da travi in legno lamellare di dimensioni 14x35 cm, ad interasse 1.2 m. sulle quali sar  fissato un doppio tavolato (3.3 + 2 cm). Si elimineranno i pilastri intermedi in muratura che risultano elementi estremamente vulnerabili.

Sul tavolato sar  posata una guaina bituminosa, la doppia orditura di supporto delle tegole per il tetto ventilato, previa disposizione di pannello isolante (s=8 cm).

3.1. Fasi realizzative

Operativamente si possono prevedere le seguenti lavorazioni:

- demolizione parziale o totale rispettivamente delle pareti accostate ai pilastri oggetto di placcaggio o di quelle dove   previsto l'inserimento di setti (con conseguente demolizione delle pavimentazioni e di porzioni di solai);
- rinforzo delle opere di fondazione tramite esecuzione di micropali accentrati in corrispondenza di ciascun pilastro di confinamento dei setti.
- predisposizione di connettori a forcilla inghisati con resina epossidica per la sollecitazione tagliente su tutti gli elementi strutturali che faranno da cornice ai nuovi setti;
- realizzazione dei setti in cemento armato;

- predisposizione di opportuni collegamenti atti a trasmettere efficacemente le tensioni dai piani sovrastanti (nel caso di placcaggio con incamiciatura in c.a. si renderanno passanti le armature aggiuntive mediante fori praticati nello spessore dei solai);
- realizzazione del placcaggio dei pilastri eseguito tramite incamiciatura in calcestruzzo armato;
- realizzazione del rinforzo metallico della prima travata del primo impalcato;
- esecuzione delle opere architettoniche di ripristino delle parti danneggiate e risarcitura delle lesioni esistenti;
- realizzazione della nuova copertura lignea;
- opere di finitura (tinteggiatura).

3.1.1 Nuova relazione geologica aggiornata alle NTC

Le caratteristiche geologiche dell'area interessata sono state nuovamente indagate dal dott. Geologo *Pierluigi Torrieri* che le ha illustrate nella Relazione : *Realizzazione sondaggi con caratterizzazione geotecnica e sismica del terreno - complesso scolastico "Maria Primina"* datata 30 settembre 2009. L'indagine ha fatto riferimento ad una specifica campagna geognostica costituita da prove strumentali.

In particolare sono state eseguite n. 3 perforazioni a carotaggio continuo (indicate con le sigle S1, S2 e S3), sul perimetro a valle del fabbricato, Esse hanno consentito di ricavare la stratigrafia del terreno ed il livello della falda freatica.

Nei fori inoltre di carotaggio S1, S2, S3, sono state effettuate quattro prove SPT dalle quali è stato possibile derivare le caratteristiche meccaniche dei vari strati.

In particolare è stato possibile individuare una "macrostratigrafia" costituita da due "livelli":

1) Coltri detritiche superficiali caratterizzate da limi sabbiosi compatti presenti sino a profondità variabili da -2 m nel foro S1 a - 5 m nel foro S3:

- Peso per unità di volume:	1.7 kN/m ³
- Angolo di attrito medio:	26°
- Modulo di Young medio:	27 daN/cm ²
- Coesione non drenata:	≤ 0.1 daN/cm ²
- Modulo edometrico medio:	58.19 daN/cm ²

2) Flysch marnoso, caratterizzato da livelli prevalentemente marnosi più o meno fluttuanti giacenti sotto il livello 1):

- Peso per unità di volume saturo:	2.3-2.4 kN/m ³
- Angolo di attrito:	41°
- Coesione non drenata:	≤ 2.5 daN/cm ²
- Modulo edometrico medio:	58.19 daN/cm ²

A circa 3/4 m di profondità si attesta quindi il *bed rock*, ovvero il substrato roccioso. Nel corso di dette indagini, nel mese di settembre 2009, è stata anche misurata la quota piezometrica a -1 m dal piano di campagna, nel sondaggio S1. E' probabile che la falda, a causa della scarsa permeabilità delle coltri detritiche superficiali, sia in condizioni di lieve artesianità.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, il suolo è stato individuato di **Tipo B** con categoria topografica **T2** (pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$, $S_t = 1.2$).

4. RESISTENZA AL FUOCO DELLE STRUTTURE

Le nuove opere strutturali sono state progettate per avere una resistenza al fuoco di 60 minuti primi.

Le barre in acciaio degli elementi strutturali in calcestruzzo armato saranno dotate di adeguati ricoprimenti (secondo DM 16.02.2007) per garantire la resistenza al fuoco prescritta.

Le strutture in legno lamellare sono state dimensionate per avere una resistenza al fuoco di 60 minuti secondo le indicazioni fornite nel DM 14.01.2008 e nella UNI EN 1995-1-2 (vedi verifica strutture lignee).

5. MODELLAZIONE NUMERICA

I risultati della analisi e verifica della documentazione esistente, nonché delle prove sperimentali sui materiali, descritti nei capitoli precedenti, sono stati utilizzati per la modellazione numerica della struttura nella situazione di "progetto" ovvero della struttura con i nuovi setti controventanti.

Il modello della struttura è costituito da elementi resistenti alle azioni orizzontali (setti) connessi da diaframmi orizzontali e da telai piani. La rigidità degli elementi è riferita a condizioni non fessurate.

5.1. Software e hardware

Il calcolo della struttura è stato eseguito mediante il codice di calcolo MODEST 7.20 sviluppato dalla Tecnisoft S.r.l. di Prato (FI) e implementato su personal computer equipaggiato con processore PENTIUM IV 2.8 GHz avente 256 MB di memoria RAM e dotato di sistema operativo Microsoft Windows XP Professional.

Il programma MODEST funziona come pre- e post-processore per il solutore agli elementi finiti che è collegato in maniera automatica a quest'ultimo. Il programma agli elementi finiti utilizzato è XFINEST 8 sviluppato dalla società HARPACEAS s.r.l. di Milano.

Sia il programma MODEST che XFINEST sono dotati di manuali esaustivi sull'utilizzo e sul funzionamento del software. La grande versatilità del programma sulla possibilità di rappresentazione dei risultati in maniera sintetica, mediante mappe a colori, grafici ecc., consente di effettuare un controllo efficace sulla correttezza della modellazione eseguita.

Tab. 3– Modelli

N.	Denominazione	Caratteristiche	Tipo di analisi	Utilizzo
1	SCUOL1	Vincoli fissi + setti (con massa)	Dinamica modale	Verifica della sovrastruttura (compresi i setti)
2	SCUOL2	Suolo alla Winkler + setti (privi di massa)	Dinamica modale	Verifica delle travi di fondazione
3	SCUOL3	Vincoli fissi + setti (con massa)	Statica lineare	Individuazione del rapporto "r" per la determinazione del "fattore di struttura" [7.4.3.2]

5.2. Modalità di input e output

L'input dei dati è stato eseguito utilizzando l'ambiente grafico CAD integrato all'interno del programma di calcolo. Parimenti, per l'interpretazione dei risultati, si è fatto uso degli strumenti di post-processing disponibili nel medesimo software. In allegato, sono riportati alcune immagini più significative del modello ed una copia del file di testo contenente i dati di input.

5.3. Unità di misura

Le unità di misura utilizzate nel modello sono conformi al Sistema Internazionale: le unità fondamentali sono il metro [m] per le lunghezze, il decanewton [daN] per le forze ed il secondo [s] per i tempi.

5.4. Sistemi di riferimento

Il modello è posto in un sistema di riferimento globale cartesiano OXYZ. Gli assi X e Y sono disposti nel piano orizzontale, rispettivamente, secondo la direzione longitudinale e trasversale. L'asse Z è verticale e rivolto verso l'alto. Non sono stati utilizzati sistemi di riferimento locali.

5.5. Vincoli interni ed esterni

Il modello è stato assoggettato a condizioni di vincolo cinematico miranti a riprodurre, in maniera quanto più fedele possibile, la situazione effettiva esistente. In

particolare, sono stati introdotti, per elementi a contatto con il terreno, vincoli esterni elastici in grado di simulare la reazione del terreno secondo la teoria di suolo alla Winkler cioè come un letto di molle uniformemente distribuite, caratterizzato da una costante di sottofondo $k = 1 \text{ daN/cm}^3$ (suolo Categoria “B”)

5.6. Materiali

Ai fini dell’analisi strutturale, il conglomerato cementizio armato è stato modellato come un materiale omogeneo, isotropo e linearmente elastico, caratterizzato dai seguenti parametri:

- **Calcestruzzo**

- | | |
|--|--|
| - peso di volume: | $\gamma_c = 25.00 \text{ kN/m}^3$ |
| - modulo di Young: | $E_c = 30000 \text{ MPa}$ |
| - modulo di Poisson: | $\nu_p = 0.10$ |
| - coefficiente di dilatazione termica: | $\alpha_c = 10 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ |

In realtà si sarebbe potuto assegnare due moduli elastici differenti ai due materiali costituenti le due parti: la parte nuova (setti controventanti) e la parte esistente, moduli pari a:

$E_{c1} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 28821 \text{ MPa}$	calcestruzzo esistente (travi e pilastri)
$E_{c2} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 31447 \text{ MPa}$	calcestruzzo nuovo (setti)

Si è deciso di assegnare ad entrambe un unico modulo di valore “medio” per non “scaricare” troppo i pilastri situati in prossimità dei nuovi setti tenendo conto del fatto che la redistribuzione dei carichi già presenti sulla struttura, si ha dai telai ai setti, solo in campo plastico quindi con modalità differite nel tempo. In campo elastico le strutture esistenti continuano da sole a sopportare i carichi permanenti già presenti. La scelta inoltre di un modulo elastico “non fessurato” è certamente a favore di sicurezza perché porta a considerare azioni sismiche di intensità maggiore.

5.7. Elementi finiti

Per la modellazione di pilastri e travi sono stati impiegati solo elementi monodimensionale di tipo BEAM; PLATE per i nuovi setti.

Gli elementi strutturali secondari – quali solai e scale – non sono stati introdotti esplicitamente nel modello, ma considerati solo come carichi agenti sulla struttura principale. In corrispondenza dei piani “sismici”, tuttavia, sono stati introdotti opportuni vincoli cinematici per modellare l’ipotesi di “impalcato rigido”, ipotesi verosimile vista la presenza per i solai in latero-cemento, di una soletta armata spessa 5 cm [NTC, § 7.2.6.]

6. CALCOLO STRUTTURALE

6.1. Obiettivi e metodi

Per valutare il livello di sicurezza dell'edificio nelle ipotesi di progetto, è stato eseguito il calcolo strutturale allo scopo di stabilire, attraverso un procedimento quantitativo, se la costruzione sia in grado o meno di resistere alle azioni cui è, o potrà essere, sottoposto durante la sua vita utile, compatibilmente con i requisiti di esercizio richiesti dalla funzione sociale ed in modo che ne sia assicurata la durabilità.

Il calcolo è stato condotto attraverso le seguenti fasi:

- 1) schematizzazione del problema strutturale:**
 - definizione delle azioni agenti sulla costruzione, ivi compresa quella sismica, in considerazione di: destinazione d'uso, esigenze funzionali, ubicazione geografica, zonizzazione sismica, suolo di fondazione, esigenze del Committente etc.;
 - definizione degli stati limite da sottoporre a verifica;
- 2) definizione dei modelli di calcolo:**
 - modellazione delle azioni;
- 3) analisi del modello col metodo degli elementi finiti;**
 - analisi statica lineare per l'individuazione della "tipologia strutturale e del fattore di struttura" [NTC 7.4.3];
 - analisi dinamica modale con fattore di struttura;
- 4) controllo dei risultati e verifiche di resistenza:**
 - controllo generale dei risultati del calcolo e confronto dei singoli risultati con calcoli eseguiti con metodi alternativi (es., a mano su schemi semplificati etc.);
 - verifiche di resistenza e di stabilità degli elementi strutturali;
 - controllo della compatibilità degli spostamenti;
 - verifiche relative agli elementi non strutturali;
 - verifiche relative agli aspetti geotecnici.

6.2. Requisiti di sicurezza e criteri di verifica

6.2.1 Generalità

Si definisce *stato limite (SL)* uno stato superato il quale la struttura (o uno dei suoi elementi costitutivi) non è più in grado di soddisfare i requisiti richiesti dalla sua destinazione d'uso (secondo gli standard della nuova normativa sismica).

La valutazione del livello di sicurezza strutturale è svolta conducendo le verifiche nei riguardi degli *stati limite ultimi (SLU)* e degli *stati limite di esercizio (SLE)*. In presenza di sisma, inoltre, si considerano ulteriori stati limite, le cui definizioni sono date nel seguito. Gli specifici stati limite da sottoporre a verifica sono indicati dalla vigente normativa in considerazione del tipo di struttura e di materiali in esame.

Le azioni sulla costruzione sono cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

6.2.2 Stati limite in assenza di sisma

Stati Limite Ultimi

Gli *stati limite ultimi (SLU)* sono associati al collasso della struttura, o di sue parti, oppure ad altre forme simili di guasto strutturale. Generalmente, gli SLU riguardano la sicurezza delle persone e della struttura.

Nel caso in esame sono stati considerati i seguenti SLU:

- stato limite di equilibrio, al fine di controllare l'equilibrio globale della struttura e delle sue parti durante tutta la vita nominale comprese le fasi di costruzione e di riparazione;
- stato limite di collasso, corrispondente al raggiungimento della tensione di snervamento oppure delle deformazioni ultime del materiale e quindi della crisi o eccessiva deformazione di una sezione, di una membratura o di un collegamento (escludendo fenomeni di fatica), o alla formazione di un meccanismo di collasso, o all'instaurarsi di fenomeni di instabilità dell'equilibrio negli elementi componenti o nella struttura nel suo insieme, considerando anche fenomeni locali d'instabilità dei quali si possa tener conto eventualmente con riduzione delle aree delle sezioni resistenti.

Stati Limite di Esercizio

Gli *stati limite di esercizio (SLE)* corrispondono a condizioni oltre le quali i requisiti funzionali specificati per una struttura o un elemento strutturale non sono più soddisfatti. Solitamente, gli SLE concernono il funzionamento della struttura o degli elementi strutturali in condizioni di esercizio normale, il comfort delle persone, l'aspetto delle costruzioni.

Nel caso in esame sono stati considerati i seguenti SLE:

- stati limite di deformazione e/o spostamento, al fine di evitare deformazioni e spostamenti che possano compromettere l'uso efficiente della costruzione e dei suoi contenuti, nonché il suo aspetto estetico;

6.2.3 Stati Limite in presenza di sisma

Poiché la costruzione in oggetto è un edificio in cemento armato, che ricade in zona dichiarata sismica, agli stati limite sopra considerati se ne aggiungono altri prescritti dalle norme vigenti allo scopo di assicurare che in caso di evento sismico sia protetta la vita umana, siano limitati i danni e rimangano funzionanti le strutture essenziali agli interventi di protezione civile.

Stato Limite di Operatività (stato limite di servizio – 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 ed interruzioni d'uso significativi;

Stato limite di Danno (stato limite di servizio – 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 rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature;

Stato Limite di salvaguardia della Vita (stato limite ultimo – SLV)

A seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Tab. 4–Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato

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

6.3. Analisi sismica

6.3.1 Regolarità dell'edificio [NTC §. 7.2.2]

Regolarità in pianta

La valutazione dei requisiti di regolarità in pianta viene riportata nella griglia sottostante:

Tab. 5– Regolarità in pianta

CARATTERISTICA	VALUTAZIONE	VERIFICA
Configurazione in pianta compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità	Non ci sono dissimmetrie nei carichi dovute, ad esempio, a diversa destinazione d'uso di locali posti da parti opposte rispetto ad un asse di simmetria; tuttavia la presenza di soli 4 telai longitudinali e nessuno trasversale esclude la regolarità nella distribuzione delle rigidità	NON VERIFICATO
Rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto è inferiore a 4	$=26,74/ 19,74 = 1,35 < 4$	VERIFICATO

CARATTERISTICA	VALUTAZIONE	VERIFICA
Almeno una dimensione di eventuali rientri o sporgenze non supera il 25% della dimensione totale dell'edificio nella direzione del rientro o della sporgenza.	Ci sono rientranze importanti in pianta, in entrambe le direzioni: $x \rightarrow 7,57/26,74=0,28$ $y \rightarrow 6,20/19,85=0,31$	NON VERIFICATO
Solai infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali	Si possono considerare tali, essendo realizzati con travetti in cemento armato (c.a.p.) ed elementi di alleggerimento in laterizio + una soletta armata (s=5 cm)	VERIFICATO

Regolarità in altezza

La valutazione dei requisiti di regolarità in altezza viene riportata nella griglia sottostante:

Tab. 6– Regolarità in altezza

CARATTERISTICA	VALUTAZIONE	VERIFICA
Tutti i sistemi resistenti (telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza dell'edificio	I telai si estendono per tutta l'altezza dell'edificio	VERIFICATO
Il restringimento della sezione dell'edificio ad ogni piano non supera il 30% della dimensione corrispondente al piano primo né il 20% della dimensione corrispondente al piano immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo piano di edifici di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.	Si ha la sfavorevole presenza di un piano "debole" per la presenza, al piano terra, del porticato di accesso all'edificio	NON VERIFICATO

Deve essere verificato che: *la massa rimane costante o si riduce gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla cima di un edificio (le variazioni da un piano all'altro non superano il 25%).*

Nella tabella sottostante vengono riportate le masse relative ai vari piani con le variazioni rispetto ai piani adiacenti.

Tab. 7– Masse dei piani e variazioni rispetto ai piani adiacenti

PIANO	MASSA (Kg)	VARIAZIONE %
1	55459	-
2	40410	-27
NON VERIFICATA		

Deve essere verificato che : *La rigidezza non si abbassa da un piano al sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%*;

Per il calcolo delle rigidezze di piano viene condotta separatamente un'analisi statica della struttura: i risultati dell'analisi condotta sul modello denominato SCUOL3, riportati nella tabella seguente, ci consentono di stabilire i rapporti tra le rigidezze ai vari piani.

Tab. 8– Calcolo delle rigidezze di piano in direzione X.

PIANO o IMPALCATO	Z _i [m]	M [kg]	F _{xi} [kN]	T _{xi} [kN]	K _{xi} [kN/m]	Differenza % Rigidezza
1	3.89	55459	1366.87	2299.67	2891030	-
2	7.82	40410	932.80	932.80	1461860	-49.43
NON VERIFICA						

Tab. 9– Calcolo delle rigidezze di piano in direzione Y.

PIANO o IMPALCATO	Z _i [m]	M [kg]	F _{yi} [kN]	T _{yi} [kN]	K _{yi} [kN/cm]	Differenza % Rigidezza
1	3.89	55459	1366.87	2299.67	3530950	-
2	7.82	40410	932.80	932.80	2227940	-36.90
NON VERIFICA						

Z_i quota dell'impalcato i dallo spiccatto delle fondazioni;
M_i massa dell'impalcato i;
F_{xi}, F_{yi} forza sismica relativa all'impalcato i;
T_{xi}, T_{yi} taglio di piano all'impalcato i;
K_{xi}, K_{yi} rigidezza dell'impalcato i.

Tab. 10– Sintesi del tipo di analisi

REGOLARITA' GEOMETRICA		SEMPLIFICAZIONI AMMESSE	
PIANTA	ALTEZZA	MODELLO	ANALISI
NO	SI	SPAZIALE	STATICA LINEARE
SI	NO	PIANO	DINAMICA MODALE
NO	NO	-	-

REGOLARITA' GEOMETRICA		SEMPLIFICAZIONI AMMESSE	
PIANTA	ALTEZZA	MODELLO	ANALISI
SI	-	-	-

Sulla base delle considerazioni eseguite è stata condotta un'analisi dinamica modale utilizzando un telaio spaziale.

6.3.2 Tipologia di struttura [NTC § 7.4.3.1]

Per stabilire la tipologia delle strutture sismo-resistenti in cemento armato e individuare l'opportuno "fattore di struttura" per la costruzione nella situazione "di progetto", la normativa attuale prescrive per ogni piano il controllo del fattore:

$$r_i/ls$$

$$r_i^2 = k_{ti}/k_{fi}$$

$$ls^2 = (L^2+B^2)/12$$

avendo indicato con k_{ti}/k_{fi} il rapporto tra rigidezza torsionale e flessionale di piano e con "L" e "B" le dimensioni in pianta dell'edificio.

Una struttura composta da telai e pareti risulta *deformabile torsionalmente* quando in almeno un piano, in una o entrambe le direzioni, si verifica il caso che:

$$r_i/ls < 0,8$$

$$L=26.74 \text{ m}$$

$$B=19.74 \text{ m}$$

$$ls = 9.59 \text{ m}$$

Tab. 11–Calcolo delle rigidezze flessionali e torsionali di piano.

PIANO	Z _i [m]	K _{t_i} [kNm/rad]	K _{f_{xi}} [kN/m]	K _{f_{yi}} [daN/m]	r _{xi} ²	r _{yi} ²	r _{xi} /ls	r _{yi} /ls
1	3.88	326573000	2891030	3530950	112.96	92.49	1.10	1.00
2	7.82	208349000	1461860	2227940	142.52	93.52	1.23	1.00

In tutti casi il suddetto rapporto risulta superiore a 0.8 (min 1.00); la struttura è perciò "non deformabile torsionalmente".

6.3.3 Fattore di struttura [NTC § 7.4.3.2]

Il valore del fattore di struttura q utilizzato per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

- q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

- K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

La struttura nella configurazione di progetto è una struttura *mista a telai e pareti*, dal momento però che la maggior parte dell'azione sismica viene assorbita dalle pareti (> 65%), essa è una struttura "*mista equivalente a pareti*".

Tab. 12- q_0

TIPOLOGIA STRUTTURALE	q_0
	CD"B"
Strutturmiste	$3,0 \alpha_u/\alpha_1$

Nel caso specifico si assumerà:

$$\alpha_u/\alpha_1=1.2$$

strutture miste equivalenti a pareti

Per prevenire il collasso delle strutture a seguito della rottura delle pareti, i valori di q_0 sono stati ridotti mediante il fattore k_w :

$$k_w=(1+\alpha_0)/3=0.75$$

strutture miste equivalenti a pareti

$$\alpha_0=\sum h_i/\sum b_i=1.24$$

rapporto tra altezze e larghezze delle pareti

$$q_0=2.7$$

$$K_R=0.8 \text{ (non regolare in altezza)}$$

da cui:

$$q=2.16$$

6.3.4 Classe di duttilità

La struttura è stata dimensionata e verificata con una classe di duttilità "B".

6.3.5 Tipo di analisi sismica: analisi dinamica modale con fattore q [NTC § 7.3.1]

I risultati delle prove sperimentali eseguite durante la fase diagnostica, unitamente alle indicazioni progettuali preliminari di carattere qualitativo, sono stati opportunamente integrati nell'ambito di un'analisi teorica consistente nel calcolo strutturale del manufatto.

Per quanto riguarda l'analisi sismica, la mancanza di regolarità in altezza non consente di effettuare una analisi lineare statica. Il livello di conoscenza raggiunto, pari

a LC3, consente invece qualsiasi tipo di analisi. Pertanto, si stabilisce di eseguire un'analisi lineare dinamica.

I parametri fisici e meccanici che caratterizzano i diversi materiali strutturali sono stati desunti dai risultati sperimentali ottenuti nell'ambito dell'indagine diagnostica del 2007.

I dati geometrici necessari per la costituzione dei modelli numerici sono stati ricavati dagli elaborati di progetto verificati attraverso i libretti delle misure e il rilievo a campione eseguito sul posto.

L'analisi dei carichi ha tenuto conto delle azioni permanenti (peso proprio delle strutture, carichi permanenti portati, spinta del terreno e dell'acqua), dei sovraccarichi variabili, secondo la vigente normativa, (NTC).

6.4. Analisi dei carichi [NTC § 3]

6.4.1 Peso proprio della struttura, carichi permanenti

Il peso proprio della struttura viene valutato in automatico dal programma di calcolo, sulla base delle dimensioni geometriche degli elementi e dei pesi per unità di volume definiti per ciascun materiale. Nel caso in esame, la Normativa vigente prevede:

$$\gamma_c = 25 \cdot \text{kN} / \text{m}^3 \quad \text{peso per unità di volume calcestruzzo armato}$$

Il programma di calcolo applica i carichi permanenti e gli accidentali dei solai direttamente agli elementi interessati una volta definita la tipologia dei solai e la loro posizione. I carichi relativi ai solai utilizzati nella struttura derivano dalla analisi seguente:

Solaio Piano Terra:

peso proprio solaio (h=15 cm):	2.05 kN/m ²
massetto malta cementizia e pavim. 5 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc):	1.00 kN/m ²
incidenza pareti interne:	1.15 kN/m ²
	Totale: 4.20 kN/m ²

Solaio Palestra e Portico:

peso proprio solaio (h=15 cm):	2.05 kN/m ²
massetto malta cementizia e pavim. 5 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc):	1.00 kN/m ²
	Totale: 3.05 kN/m ²

Solaio Piano Primo:

peso proprio solaio (h=20+5=25 cm):	3.15 kN/m ²
massetto malta cementizia e pavim. 5 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc):	1.00 kN/m ²
intonaco:	0.30 kN/m ²
	Totale: 4.45 kN/m ²

Solaio Copertura:

peso proprio solaio (h=20+5=25 cm):	3.15 kN/m ²
intonaco:	0.30 kN/m ²
	Totale: 3.45 kN/m ²

Nuova copertura lignea:

doppio tavolato in legno di abete (s=5 cm):	0.25 kN/m ²
---	------------------------

supporto tetto ventilato + guaina + isolante:	0.15 kN/m ²
<u>manto di copertura:</u>	<u>0.60 kN/m²</u>
	Totale: 1.00 kN/m ²

Rampe:

peso proprio trave a ginocchio c.a.: 0.10x25.00	2.50 kN/m ²
peso proprio gradini c.a.: 0.072x25.00	1.80 kN/m ²
intonaco:	0.30 kN/m ²
sottofondo: [0.03x(0.34+0.16)/0.34]20.00	0.80 kN/m ²
<u>pavimento in pietra: [0.03x0.30+0.02x0.16]/0.34x20.00</u>	<u>0.70 kN/m²</u>
	Totale: 6.10 kN/m ²

Pianerottoli:

peso proprio struttura c.a.: 0.20x25.00:	5.00 kN/m ²
intonaco:	0.30 kN/m ²
sottofondo: 0.03x20.00	0.60 kN/m ²
<u>pavimento in pietra: 0.02x20.00</u>	<u>0.40 kN/m²</u>
	Totale: 1.30 kN/m ²

Per le rampe, i ripiani di riposo delle scale i carichi sono stati applicati in maniera esplicita sulle travi perimetrali.

Tamponamenti esterni s=30cm:12 cm+12cm (intercapedine) +6 cm:

forato spessore 12 cm:	0.96 kN/m ²
forato spessore 6 cm:	0.48 kN/m ²
<u>intonaco:</u>	<u>0.60 kN/m²</u>
tot.	2.04 kN/m²

I carichi dovuti ai tamponamenti vengono in parte inclusi nella quota di carico permanente del solaio e in parte inseriti come carichi espliciti distribuiti sulle aste. L'incidenza media delle tramezzature interne sui solai del Piano Terra risulta mediamente di circa 115 daN/mq.

6.4.2 Sovraccarichi

I carichi accidentali sono introdotti sulla struttura direttamente dal programma che riporta il carico dei solai sugli elementi resistenti.

Il carichi accidentali considerati sono:

-Ambienti suscettibili di affollamento (Cat. C1-D.M. 14.01.2008)- Aule

accidentale distribuito (su proiez. orizzontale)	$q_k = 3.00$ kN/m ²
verticale concentrato	$Q_k = 2.00$ kN

-Ambienti suscettibili di affollamento (Cat. C2-D.M. 14.01.2008)- Scale

accidentale distribuito	$q_k = 4.00$ kN/m ²
verticale concentrato	$Q_k = 4.00$ kN

-Ambienti suscettibili di affollamento (Cat. C3-D.M. 14.01.2008)- Palestra

accidentale distribuito (su proiez. orizzontale)	$q_k = 5.00 \text{ kN/m}^2$
verticale concentrato	$Q_k = 5.00 \text{ kN}$

-Coperture e sottotetti accessibili per sla manutenzione (Cat. H1-D.M. 14.01.2008)-**Sottotetto**

accidentale distribuito	$q_k = 0.50 \text{ kN/m}^2$
verticale concentrato	$Q_k = 1.20 \text{ kN}$

6.4.3 Azioni del vento

La pressione del vento é data dall'espressione:

$$p(z) = q_b \cdot c_e(z) \cdot c_p \cdot c_d$$

$$q_b = \rho \cdot v_b^2 / 2 = 490 \cdot N/m^2 \quad \text{pressione cinetica di riferimento}$$

Tab. 13 Valori dei parametri $v_{b,0}, a_0, k_a$

Zona	Regione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
7	Liguria	28	1000	0,015

Essendo l'altitudine del sito $a_s = 5 \cdot m < 1000 \cdot m$

$v_b = v_{b0} = 28 \cdot m/s$ velocità di riferimento (è il valore caratteristico del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni)

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$.

La classe di rugosità del terreno è la **B - Aree urbane, suburbane, industriali e boschive.**

La Zona è la **3** (regione Toscana).

La categoria di esposizione è la **III**.

Dalla tab.3.3.II (D.M. 14 gennaio 2008) ricaviamo:

$$k_r = 0,20$$

$$z_0 = 0,10 \cdot m$$

$$z_{\min} = 5 \cdot m$$

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{coefficiente di esposizione per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{coefficiente di esposizione per } z < z_{\min}$$

$$c_t = 1 \quad \text{coefficiente di topografia}$$

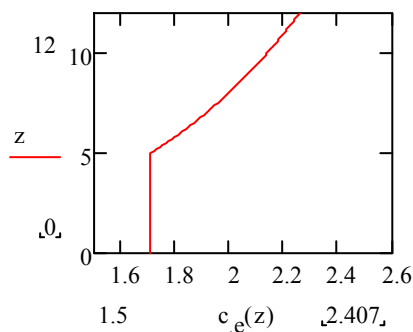


Figura 1 - Valore di c_e al variare di z

6.4.4 Neve

Il carico neve sulla copertura a due falde sfalsate è stato valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t \quad \text{carico neve sulla copertura}$$

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

La costruzione è sita in Bordighera (IM), quindi in **Zona II** (in base alla mappa per carico neve al suolo contenuta nel D.M. 14 gennaio 2008, par. 3.4.2) :

$$q_{sk} = 1,00 \cdot \frac{kN}{m^2} \rightarrow a_s = 5 \cdot m < 200 \cdot m \quad \text{valore di riferimento del carico}$$

neve al suolo per un periodo di ritorno di 50 anni

$$C_E = 1 \quad \text{coefficiente di esposizione (Classe di topografia Normale)}$$

$$C_t = 1 \quad \text{coefficiente termico}$$

Per quanto riguarda il coefficiente di forma, la Normativa suggerisce di prendere in considerazione la più gravosa fra le distribuzioni di carico indicate in Fig. 2:

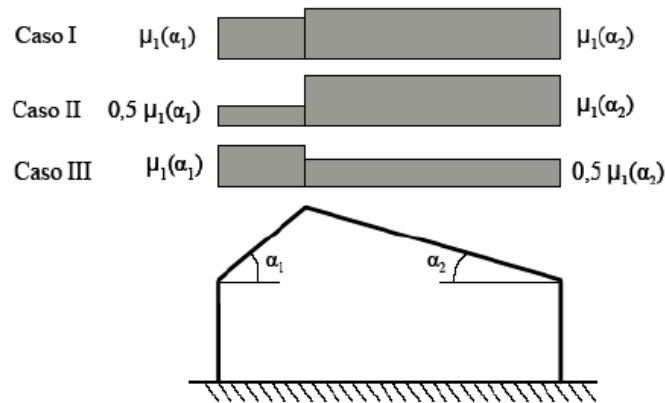


Fig 2- Carico neve

$$\alpha_1 = 20^\circ$$

$$\alpha_2 = 15^\circ \quad \mu_1 = 0,8 \quad \text{per} \quad 0^\circ < \alpha < 30^\circ$$

I valori delle pressioni relativi ai vari coefficienti μ sono:

$$q_{s1} = \mu_1 \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0.80 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{s2} = 0.5 \cdot \mu_1 \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0.40 \cdot \frac{kN}{m^2} \quad \text{valori delle pressioni}$$

6.4.5 Variazioni termiche

Le azioni termiche da considerare nel fabbricato per il calcolo della struttura sono secondo quanto stabilito, per le strutture omogenee al par. 3.5.5 del DM del 14/01/08 pari a una variazione uniforme di temperatura pari a:

$$\Delta T_u = \pm 15^\circ C \quad \text{strutture in c.a. esposte}$$

6.4.6 Azioni sismiche

L'azione sismica è stata valutata seguendo quanto prescritto al p.to 3.2 e successivi del DM 14/01/2008. Di seguito vengono riportati i parametri utilizzati per la determinazione dello spettro.

Più nel dettaglio l'azione è stata caratterizzata da 2 componenti traslazionali nel piano orizzontale, tra loro ortogonali, indipendenti e caratterizzate dallo stesso spettro di risposta elastico in accelerazione:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Con:

T periodo di vibrazione della struttura

S_e accelerazione spettrale orizzontale

$S = S_S \cdot S_T$

S_S coefficiente di amplificazione stratigrafica

S_T coefficiente di amplificazione topografica

$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)}$

ξ smorzamento viscoso

F_0 fattore che quantifica l'amplificazione massima, su sito di riferimento rigido orizzontale

$T_C = C_C \cdot T_C^*$

C_C coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (ved. Tab.5)

$T_B = T_C / 3$ periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante

$T_D = 4 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.6$ periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante

Tab. 14- Espressioni di S_S e C_C

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_C^*)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_C^*)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_C^*)^{-0.40}$

Tab. 15- Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

La nuova Normativa ha introdotto, in presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, una suddivisione delle costruzioni in classi d'uso così definite:

Tab. 16 - Classificazione delle costruzioni secondo D.M. 14 gennaio 2008 (par. 2.4.2)

CLASSI D'USO	T_C^* [s]
<i>Classe I</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli
<i>Classe II</i>	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso <i>III</i> o in Classe d'uso <i>IV</i> , reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti
<i>Classe III</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso <i>IV</i> . Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso
<i>Classe IV</i>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tab. 17- Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
<i>1</i>	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10
<i>2</i>	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
<i>3</i>	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Tab. 18- Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSI D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0.7	1.0	1.5	2.0

Nel caso specifico si sono assunte le seguenti ipotesi:

Classe d'uso:	III
Vita nominale, V_N :	50 anni
Coefficiente d'uso (edificio rilevante), C_U :	1,5
Periodo di riferimento, $V_R = V_N \times C_U$:	75 anni
Latitudine del sito:	43°.79175380
Longitudine del sito:	7°.65889580
Caratteristiche del sito:	
categoria suolo:	B
categoria topografica:	T2
coefficiente di amplificazione topografica:	$S_T = 1.2$

Inserendo tali dati si ottengono i valori di accelerazione riportati in tabella:

Tab. 19- Parametri di pericolosità sismica del sito

Stati limite	T_r [anni]	a_g [g]	F_0	T_C^* [s]
<i>Operatività (SLO)</i>	45	0.033	2.533	0.196
<i>Danno (SLD)</i>	75	0.046	2.598	0.228
<i>Salvaguardia Vita (SLV)</i>	712	0.151	2.448	0.296

Per quanto riguarda le direzioni delle componenti orizzontali di accelerazione, si è assunto che il moto del terreno possa avvenire, non contemporaneamente, secondo due direzioni ortogonali X ed Y . Non è stata considerata la componente verticale dell'accelerazione sismica per la scarsa importanza che assume per il tipo di costruzione (assenza di sbalzi e campate di luce contenuta).

L'analisi modale ha utilizzato un modello di struttura che ne rappresenta l'articolazione plano-altimetrica ed ha tenuto conto di un numero di modi di vibrazione sufficiente ad assicurare l'eccitazione di più dell'85% della massa totale. Quest'ultima comprende la massa propria delle strutture, degli elementi permanenti portati e l'aliquota partecipante dei carichi di esercizio e del carico neve.

Per ciascuna direzione di eccitazione (orizzontale X , orizzontale Y), la generica componente di risposta sismica E_i è stata combinata al fine di ottenere le sollecitazioni e gli spostamenti massimi complessivi utilizzando la combinazione quadratica completa (CQC):

$$E = (\sum_i \sum_j \mu_{ij} E_i E_j)^{1/2}$$

dove

E è il valore della componente di risposta sismica che si sta considerando;

E_i è l'analogo valore della medesima componente dovuta al modo i;

E_j è l'analogo valore della medesima componente dovuta al modo j;

μ_{ij} è il coefficiente di correlazione fra il modo i e il modo j

Le sollecitazioni provocate complessivamente dal sisma nelle due direzioni orizzontali sono state combinate secondo quanto indicato al punto 7.3.5 delle NTC, sommando con segno alternativamente a ciascun valore della componente di risposta ottenuta per l'azione applicata in una direzione il 30 % della medesima componente ottenuto per l'azione applicata nell'altra direzione. In definitiva sono risultate le combinazioni:

- SX \pm 0,30 SY ;
- 0,30 SX \pm SY ;

Le sollecitazioni così ottenute sono quelle che vengono considerate nella combinazione con le sollecitazioni derivanti dalle altre condizioni elementari di carico ai fini delle verifiche di resistenza.

6.4.7 Eccentricità accidentale

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. L'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

Gli effetti torsionali accidentali dell'eccentricità dell'azione sismica si calcolano applicando ad ogni piano un momento torcente momento torcente di piano calcolato con le forze di piano come nel caso dell'analisi statica:

$$M_{ti} = F_i \cdot e_{ai}$$

La forza F_i da applicare a ciascun piano è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \cdot (z_i W_i) / \sum (z_j W_j)$$

dove: $F_h = S_d(T_1) W \lambda / g$

F_i è la forza da applicare al piano i

W_i è il peso delle masse al piano i;

W_j sono i pesi delle masse ai piani j;

z_i e z_j sono le altezze dei piani i e j rispetto alle fondazioni;

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto calcolato per il primo periodo di vibrazione della struttura T_1 ;

W è il peso complessivo della costruzione, calcolato secondo quanto indicato per ogni tipo strutturale;

λ è un coefficiente pari a 0,85 se l'edificio ha almeno tre piani e se $T_1 < 2 T_C$, pari a 1,0 in tutti gli altri casi;

g è l'accelerazione di gravità.

Per edifici che non superino i 40 m di altezza, in assenza di calcoli più dettagliati, il primo periodo di vibrazione della struttura T_1 può essere stimato utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = C_1 H^{3/4}$$

Dove H è l'altezza dell'edificio, in metri, dal piano di fondazione.

C_1 vale 0,075 per edifici con struttura in calcestruzzo.

6.4.8 Masse strutturali

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_k + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ki})$$

dove:

G_k sono i carichi permanenti

Q_k sono i carichi accidentali

ψ_{2i} coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_i , che dà il valore quasi permanente. I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nei paragrafi successivi.

Le masse dovute ai diversi carichi presenti sulla struttura vengono calcolate in maniera immediata dividendo i valori della forze gravitazionali per l'accelerazione di gravità. Le masse così calcolate vengono riportate dagli elementi ai nodi interessati in modo automatico, dal codice di calcolo, tenendo conto della lunghezze o delle superfici di influenza che interessano i vari nodi (esempio: nel caso di asta con carico e quindi massa distribuita uniformemente, ai due nodi interessati si applica la massa totale gravante sull'asta divisa per due).

Tab. 20– Masse ai piani

PIANO	MASSA $M_x = M_y$ (Kg)
1	55459
2	40410

6.5. Condizioni di carico elementari

Nell'ambito della presente analisi, sono state considerate le condizioni elementari di carico descritte nella Tabella che segue:

Tab. 21- Condizioni elementari di carico (CCE)

n. CCE	Nome	Descrizione
1	Peso proprio	<i>Peso proprio della struttura</i>
2	Tamponamenti	<i>Carichi permanenti portati</i>
3	Permanenti solai	<i>Sovraccarico accidentale</i>

n. CCE	Nome	Descrizione
4	Acc. scale e palestra	<i>Sovraccarico accidentale</i>
5	Acc. aule	<i>Sovraccarico accidentale</i>
6	Neve	<i>Neve sulla copertura</i>
7	Variazione termica (positiva o negativa)	<i>Variazione di temperatura</i>
8	Momento torcente dovuto al sisma	<i>Azione sismica dovuta all'eccentricità accidentale</i>
9	Sisma in direzione x	<i>Azione sismica in direzione longitudinale</i>
10	Sisma in direzione y	<i>Azione sismica in direzione trasversale</i>

6.6. Combinazioni delle condizioni di carico elementari

Per gli stati limite si adotteranno le combinazioni previste nel D.M. del 14.01.2008.

essendo:

- G_1 il valore caratteristico dei carichi permanenti strutturali;
- G_2 il valore caratteristico dei carichi permanenti non strutturali;
- P il valore caratteristico della forza di precompressione;
- E il valore caratteristico dell'azione sismica;
- Q_{k1k} il valore caratteristico delle azioni variabili tra loro indipendenti;
- $\gamma_{Gi}, \gamma_P, \gamma_{Qj}$ valori dei coefficienti parziali di sicurezza
- ψ_{0i} coefficiente atto a definire i valori rari delle azioni variabili.
- ψ_{1i} coefficiente atto a definire i valori frequenti delle azioni variabili, assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- ψ_{2i} coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili, assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei;

- **SLU stati limite ultimi (in assenza di sisma)**

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

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

- **SLE stati limite di esercizio (in assenza di sisma)**

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

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

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

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

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

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

- **SL in presenza di sisma**

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

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

Nelle tabelle seguenti si riportano i valori dei coefficienti parziali:

Tab. 22– Valori dei coefficienti di combinazione [Tabella 2.5.I- NTC

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{ij}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
Categoria B - Uffici	0.7	0.5	0.3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1.0	0.9	0.8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0.7	0.7	0.6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0.7	0.5	0.3
Categoria H – Coperture	0.0	0.0	0.0
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0.7	0.5	0.2
Variazioni termiche	0.6	0.5	0.0

Tab. 23– Coefficienti parziali per le azioni o per effetto delle azioni nelle verifiche SLU [Tabella 2.6.I- NTC

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevoli		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti

Per chiarezza si riportano nella tabella seguente i coefficienti relativi alle combinazioni di carico considerate.

Tab. 24– Combinazioni delle condizioni elementari per il modello SCUOL1 (Statiche + Sisma)

N. Comb.	Nome	Coeff. Cond. 1	Coeff. Cond. 2	Coeff. Cond. 3	Coeff. Cond. 4	Coeff. Cond. 5	Coeff. Cond. 6	Coeff. Cond. 7	Coeff. Cond. 8	Coeff. Cond. 9	Coeff. Cond. 10
1	CC1 (SLV-Sisma X)	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	1.00	1.00	0.30
2	CC1* (SLV-Sisma X)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.30
3	CC2 (SLD-Sisma X)	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	1.00	1.00	0.30
4	CC3 (SLO-Sisma X)	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	1.00	1.00	0.30
5	CC4 (SLV-Sisma X)	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	1.00	1.00	-0.30
6	CC4* (SLV-Sisma X)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	-0.30
7	CC5 (SLD-Sisma X)	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	1.00	1.00	-0.30
8	CC6 (SLO-Sisma X)	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	1.00	1.00	-0.30
9	CC7 (SLV-Sisma Y)	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	1.00	0.30	1.00
10	CC7* (SLV-Sisma Y)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.30	1.00
11	CC8 (SLD-Sisma Y)	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	1.00	0.30	1.00

N. Comb.	Nome	Coeff. Cond. 1	Coeff. Cond. 2	Coeff. Cond. 3	Coeff. Cond. 4	Coeff. Cond. 5	Coeff. Cond. 6	Coeff. Cond. 7	Coeff. Cond. 8	Coeff. Cond. 9	Coeff. Cond. 10
12	CC9 (SLO-Sisma Y)	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	1.00	0.30	1.00
13	CC10 (SLV-Sisma Y)	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	1.00	-0.30	1.00
14	CC10* (SLV-Sisma Y)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-0.30	1.00
15	CC11 (SLD-Sisma Y)	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	1.00	-0.30	1.00
16	CC12 (SLO-Sisma Y)	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	1.00	-0.30	1.00
17	CC13 (SLV-Sisma X)	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	-1.00	1.00	0.30
18	CC13* (SLV-Sisma X)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.00	1.00	0.30
19	CC14 (SLD-Sisma X)	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	-1.00	1.00	0.30
20	CC15 (SLO-Sisma X)	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	-1.00	1.00	0.30
21	CC16 (SLV-Sisma X)	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	-1.00	1.00	-0.30
22	CC16* (SLV-Sisma X)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.00	1.00	-0.30
23	CC17 (SLD-Sisma X)	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	-1.00	1.00	-0.30
24	CC18 (SLO-Sisma X)	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	-1.00	1.00	-0.30
25	CC19 (SLV-Sisma Y)	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	-1.00	0.30	1.00
26	CC19* (SLV-Sisma Y)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.00	0.30	1.00
27	CC20 (SLD-Sisma Y)	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	-1.00	0.30	1.00
28	CC21 (SLO-Sisma Y)	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	-1.00	0.30	1.00
29	CC22 (SLV-Sisma Y)	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	-1.00	-0.30	1.00
30	CC22* (SLV-Sisma Y)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.00	-0.30	1.00
31	CC23 (SLD-Sisma Y)	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	-1.00	-0.30	1.00
32	CC24 (SLO-Sisma Y)	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	-1.00	-0.30	1.00
33	CC25 (SLU-A1)	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	1.50x0.50	1.50x0.60	0.00	0.00	0.00
34	CC26 (SLU-A1)	1.30	1.30	1.50	1.50x0.70	1.50x0.70	1.50	1.50x0.60	0.00	0.00	0.00
35	CC27 (SLU-A1)	1.30	1.30	1.50	1.50x0.70	1.50x0.70	1.50x0.50	1.50	0.00	0.00	0.00
36	CC28 (SLU-A2)	1.00	1.00	1.30	1.30	1.30	1.30x0.50	1.30x0.60	0.00	0.00	0.00
37	CC29 (SLU-A2)	1.00	1.00	1.30	1.30x0.70	1.30x0.70	1.30	1.30x0.60	0.00	0.00	0.00
38	CC30 (SLU-A2)	1.00	1.00	1.30	1.30x0.70	1.30x0.70	1.30x0.50	1.30	0.00	0.00	0.00

N. Comb.	Nome	Coeff. Cond. 1	Coeff. Cond. 2	Coeff. Cond. 3	Coeff. Cond. 4	Coeff. Cond. 5	Coeff. Cond. 6	Coeff. Cond. 7	Coeff. Cond. 8	Coeff. Cond. 9	Coeff. Cond. 10
39	CC31 (SLE-R)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.60	0.00	0.00	0.00
40	CC32 (SLE-R)	1.00	1.00	1.00	0.70	0.70	1.00	0.60	0.00	0.00	0.00
41	CC33 (SLE-R)	1.00	1.00	1.00	0.70	0.70	0.50	1.00	0.00	0.00	0.00
42	CC34 (SLE-F)	1.00	1.00	1.00	0.70	0.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
43	CC35 (SLE-F)	1.00	1.00	1.00	0.60	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
44	CC36 (SLE-F)	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00
45	CC37 (SLE-Q)	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
46	Azioni permanenti	1.30	1.30	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Nota: le combinazioni contraddistinte con il simbolo “*” sono combinazioni in cui sono presenti le sole azioni sismiche senza carichi gravitazionali. Esse sono state utilizzate per il dimensionamento dei nuovi setti e delle relative fondazioni. Esse consentono di tener conto del fatto che i carichi già presenti sulla costruzione di fatto gravano sulle strutture esistenti. Solo a tempo infinito è pensabile una redistribuzione dei carichi verticali anche ai setti.

Tab. 25– Combinazioni delle condizioni elementari per il modello SCUOL2 (Statiche)

N. Comb.	Nome	Coeff. Cond. 1	Coeff. Cond. 2	Coeff. Cond. 3	Coeff. Cond. 4	Coeff. Cond. 5	Coeff. Cond. 6	Coeff. Cond. 7	Coeff. Cond. 8	Coeff. Cond. 9	Coeff. Cond. 10
1	CC25 (SLU-A1)	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	1.50x0.50	1.50x0.60	0.00	0.00	0.00
2	CC26 (SLU-A1)	1.30	1.30	1.50	1.50x0.70	1.50x0.70	1.50	1.50x0.60	0.00	0.00	0.00
3	CC27 (SLU-A1)	1.30	1.30	1.50	1.50x0.70	1.50x0.70	1.50x0.50	1.50	0.00	0.00	0.00
4	CC28 (SLU-A2)	1.00	1.00	1.30	1.30	1.30	1.30x0.50	1.30x0.60	0.00	0.00	0.00
5	CC29 (SLU-A2)	1.00	1.00	1.30	1.30x0.70	1.30x0.70	1.30	1.30x0.60	0.00	0.00	0.00
6	CC30 (SLU-A2)	1.00	1.00	1.30	1.30x0.70	1.30x0.70	1.30x0.50	1.30	0.00	0.00	0.00
7	CC31 (SLE-R)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.60	0.00	0.00	0.00
8	CC32 (SLE-R)	1.00	1.00	1.00	0.70	0.70	1.00	0.60	0.00	0.00	0.00
9	CC33 (SLE-R)	1.00	1.00	1.00	0.70	0.70	0.50	1.00	0.00	0.00	0.00
10	CC34 (SLE-F)	1.00	1.00	1.00	0.70	0.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	CC35 (SLE-F)	1.00	1.00	1.00	0.60	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	CC36 (SLE-F)	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00
13	CC37 (SLE-Q)	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

N. Comb.	Nome	Coeff. Cond. 1	Coeff. Cond. 2	Coeff. Cond. 3	Coeff. Cond. 4	Coeff. Cond. 5	Coeff. Cond. 6	Coeff. Cond. 7	Coeff. Cond. 8	Coeff. Cond. 9	Coeff. Cond. 10
14	Azioni permanenti	1.30	1.30	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

6.7. Verifiche agli stati limite ultimi

Le verifiche di resistenza sono state condotte secondo il metodo degli stati limite.

In particolare, le sollecitazioni derivanti dalle singole condizioni di carico prima considerate sono state combinate al fine di massimizzarne gli effetti sulle membrature da verificare, tenuto conto tuttavia della ridotta probabilità di occorrenza di diverse azioni con la loro massima intensità.

6.7.1 Resistenze di calcolo dei materiali

Tab. 26– Resistenze meccaniche dei calcestruzzi

	Esistente (travi e pilastri)	Nuovo (setti)
Resistenza cubica caratteristica a compressione : R_{ck} [MPa]	20.0	30.0
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione : f_{ck} [MPa]	16.6	24.9
Resistenza di calcolo a compressione : f_{cd} [MPa]	9.4	14.1
Resistenza caratteristica a trazione : f_{ctk} [MPa]	1.37	1.79
Resistenza di calcolo a trazione : f_{ctd} [MPa]	0.91	1.19

- Tali grandezze sono state ricavate attraverso le formule seguenti:

- Calcestruzzo: C16/20 (travi e pilastri esistenti)

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c \cdot FC = 9.4 \cdot MPa \text{ resistenza di calcolo a compressione}$$

Con:

$$\alpha_{cc} = 0.85 \quad \text{coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata}$$

$$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 16.60 \cdot MPa \quad \text{resistenza cilindrica caratteristica del cls}$$

$$R_{ck} = 20 \cdot MPa \quad \text{resistenza cubica caratteristica del cls}$$

$$\gamma_c = 1.5 \quad \text{coefficiente parziale di sicurezza relativo al cls}$$

$$FC = 1 \quad \text{fattore di confidenza per LC3}$$

$$\varepsilon_{cyd} = 0.2\% \quad \text{deformazione allo snervamento}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.35\% \quad \text{deformazione massima}$$

b) Resistenza di calcolo a trazione

La resistenza di calcolo a trazione, f_{ctd} , vale:

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c \cdot FC = 0.91 \cdot MPa \quad \text{resistenza di calcolo a trazione}$$

Con:

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.37 \cdot MPa \quad \text{resistenza caratteristica a trazione del cls}$$

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 1.95 \cdot MPa \quad \text{resistenza media a rottura per trazione}$$

$$\gamma_c = 1.5 \quad \text{coefficiente parziale di sicurezza relativo al cls}$$

$$FC = 1 \quad \text{fattore di confidenza per LC3}$$

- Calcestruzzo: C25/30 (setti nuovi)

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione, f_{cd} , é:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14.11 \cdot MPa \quad \text{resistenza di calcolo a compressione}$$

Con:

$$\alpha_{cc} = 0.85 \quad \text{coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata}$$

$$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.90 \cdot MPa \quad \text{resistenza cilindrica caratteristica del cls}$$

$$R_{ck} = 30 \cdot MPa \quad \text{resistenza cubica caratteristica del cls}$$

$$\gamma_c = 1.5 \quad \text{coefficiente parziale di sicurezza relativo al cls}$$

$$\varepsilon_{cyd} = 0.2\% \quad \text{deformazione allo snervamento}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.35\% \quad \text{deformazione massima}$$

b) Resistenza di calcolo a trazione

La resistenza di calcolo a trazione, f_{ctd} , vale:

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19 \cdot MPa \quad \text{resistenza di calcolo a trazione}$$

Con:

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79 \cdot MPa \quad \text{resistenza caratteristica a trazione del cls}$$

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56 \cdot MPa \quad \text{resistenza media a rottura per trazione}$$

$$\gamma_c = 1.5 \quad \text{coefficiente parziale di sicurezza relativo al cls}$$

Il metodo ipotizza per il calcestruzzo un legame costitutivo elasto- plastico a parabola rettangolare , ovvero si accetta l'ipotesi di rottura del calcestruzzo non a fronte del raggiungimento della resistenza a compressione di calcolo f_{cd} ma a fronte del raggiungimento del valore della deformazione di 0.35 %.

Si accetta l'ipotesi che dalla deformazione dello 0.2% fino a rottura la tensione nel calcestruzzo non abbia incrementi e la deformazione sia di tipo plastico mentre nel tratto in cui la deformazione varia da 0 allo 0.2% la funzione $\sigma = f(\varepsilon)$ sia una parabola

ad asse verticale con vertice nel punto di coordinate $\sigma = 0.85 \sigma_{cd}$ ed $\varepsilon = 0.002$ passante per l'origine degli assi (Fig.3).

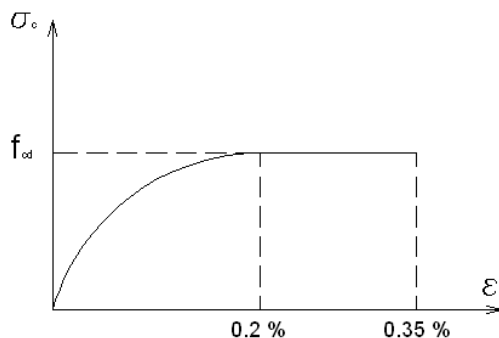


Fig 3- Diagramma tensioni- deformazioni nel calcestruzzo

Acciaio travi e pilastri esistenti: Aq 50

a) Resistenza di calcolo a trazione (valore sperimentale)

La resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \cdot FC = 340 \cdot MPa \quad \text{resistenza di calcolo}$$

Con:

$f_{tk} = 549 \cdot MPa$	tensione caratteristica a rottura
$f_{yk} = 391 \cdot MPa$	tensione caratteristica allo snervamento
$\gamma_s = 1.15$	coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio
$FC = 1$	coefficiente di confidenza per LC3
$\varepsilon_{syd} = 0.166\%$	deformazione allo snervamento
$\varepsilon_{su} = 1\%$	deformazione massima
$E_s = 205000 \cdot MPa$	modulo di Young

Acciaio nuovi setti: B450 C

a) Resistenza di calcolo a trazione (valore sperimentale)

La resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \cdot MPa \quad \text{resistenza di calcolo}$$

Con:

$f_{tk} = 540 \cdot MPa$	tensione caratteristica a rottura
$f_{yk} = 450 \cdot MPa$	tensione caratteristica allo snervamento
$\gamma_s = 1.15$	coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio
$\varepsilon_{su} = 1\%$	deformazione massima
$E_s = 205000 \cdot MPa$	modulo di Young

Per l'acciaio il diagramma tensioni deformazioni è una bilatera:

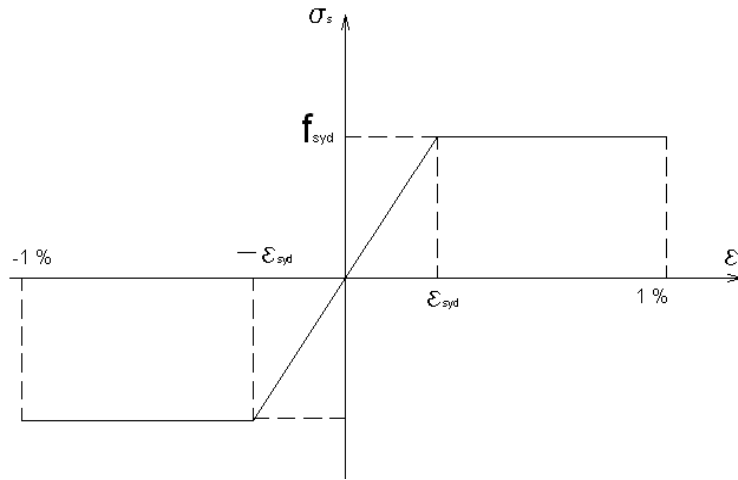


Fig 4 - Diagramma tensioni- deformazioni nell'acciaio

6.7.2 Verifica a pressoflessione (travi e pilastri)

La verifica è stata eseguita controllando che fosse rispettata la seguente disequaglianza:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

Con:

M_{Rd}

valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed}

N_{Ed}

valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione

M_{Ed}

valore di calcolo della componente flettente dell'azione

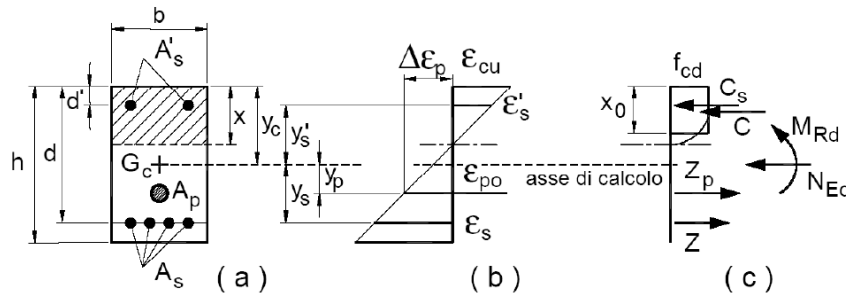


Fig 5 - Sezione presso inflessa

Nel caso di pilastri soggetti a compressione assiale, si è comunque assunta una componente flettente dello sforzo $M_{Ed} = e \cdot N_{Ed}$ con eccentricità pari almeno a $0.05 \cdot h \geq 20 \cdot mm$ con h altezza della sezione.

6.7.3 Verifica a taglio di elementi sprovvisti di armature trasversali apposite (solai, piastre ecc.)

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio è stata valutata a mezzo della seguente espressione:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 1.5 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$\rho_l = A_{sl} / b_w \cdot d \leq 0.02 \quad \text{rapporto geometrico di armatura longitudinale}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd} \quad \text{tensione media di compressione nella sezione}$$

$$b_w \quad \text{larghezza minima della sezione}$$

$$d \quad \text{altezza utile della sezione (in mm)}$$

Le armature longitudinali, oltre ad assorbire gli sforzi conseguenti alle sollecitazioni di flessione, devono assorbire quelli provocati dal taglio dovuti all'inclinazione delle fessure rispetto all'asse della trave.

In particolare, in corrispondenza degli appoggi, le armature longitudinali devono assorbire uno sforzo pari al taglio sull'appoggio.

6.7.4 Verifica a taglio (travi e pilastri)

Il taglio resistente di ciascuna sezione è stato calcolato ipotizzando la formazione di un traliccio resistente composto dalle armature longitudinali e trasversali e da bielle compresse di calcestruzzo. La verifica invece si è ridotta al rispetto della disequaglianza seguente:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

Con:

$$V_{Ed} \quad \text{valore di calcolo dello sforzo di taglio agente}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad \text{resistente a taglio dell'elemento}$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \vartheta) \cdot \sin \alpha \quad \text{resistenza di calcolo per rottura dell'armatura}$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \vartheta) / (1 + \text{ctg}^2 \vartheta) \quad \text{resistenza di calcolo per rottura delle bielle compresse}$$

$$d \quad \text{altezza utile della sezione}$$

$$b_w \quad \text{larghezza minima della sezione}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \quad \text{tensione media di compressione nella sezione}$$

$$N_{Ed} \quad \text{sforzo normale di compressione}$$

$$A_c \quad \text{sezione di calcestruzzo}$$

$$A_w \quad \text{area dell'armatura trasversale}$$

$$s \quad \text{interasse tra due armature trasversali consecutivi}$$

$$\alpha \quad \text{angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave}$$

$$\vartheta \quad \text{inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave}$$

$$1 \leq \operatorname{ctg} \vartheta \leq 2.5$$

$$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd} \quad \text{resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima}$$

Il coefficiente maggiorativo è assunto invece pari a:

$$\alpha_c = \begin{cases} 1 & \text{comprese} \\ 1 + \sigma_{cp} / f_{cd} & 0 \leq \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \\ 1.25 & 0.25 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \cdot f_{cd} \\ 2.5 \cdot (1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) & 0.5 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd} \end{cases} \rightarrow$$

Le armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, dovranno essere prolungate di una misura pari a:

$$a_l = 0.9 \cdot d \cdot (\operatorname{ctg} \vartheta - \operatorname{ctg} \alpha) / 2 \geq 0$$

6.7.5 Verifica nei confronti di sollecitazioni torcenti

La verifica di resistenza (SLU) consiste nel controllare che:

$$T_{Rd} \geq T_{Ed}$$

Con.

$$T_{Ed} \quad \text{valore di calcolo del momento torcente}$$

Con riferimento al calcestruzzo la resistenza si calcola con l'espressione:

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot \operatorname{ctg} \vartheta / (1 + \operatorname{ctg} \vartheta) \quad \text{resistenza delle bielle di calcestruzzo del traliccio}$$

$$t = \begin{cases} t \rightarrow \text{cava} \\ A_c / u \rightarrow \text{piena} \end{cases} \quad \text{spessore della sezione cava equivalente}$$

t deve essere assunto comunque ≥ 2 volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale.

$$\begin{aligned} A_c & \quad \text{sezione di calcestruzzo} \\ u & \quad \text{perimetro della sezione} \end{aligned}$$

Con riferimento alle staffe trasversali la resistenza si calcola con:

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot \operatorname{ctg} \vartheta$$

Con riferimento all'armatura longitudinale la resistenza si calcola con:

$$T_{Rld} = 2 \cdot A \cdot \frac{\sum A_l}{u_m} \cdot f_{yd} / \operatorname{ctg} \vartheta$$

$$A \quad \text{area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico}$$

A_s	area delle staffe
u_m	perimetro medio del nucleo resistente
s	passo delle staffe
$\sum A_l$	area complessiva delle barre longitudinali
$0.4 \leq \text{ctg } \vartheta \leq 2.5$	
$\text{ctg } \vartheta = (a_l / a_s)^{1/2}$	
$a_l = \sum A_l / u_m$,	
$a_s = A_s / s$	

La resistenza alla torsione della trave è la minore delle tre sopra definite:

$$T_{Rd} = \min(T_{Rcd}, T_{Rsd}, T_{Rld})$$

6.7.6 Verifica nei confronti di sollecitazioni composte

a) Torsione, flessione e sforzo normale

Le armature longitudinali calcolate come sopra indicato per la resistenza nei riguardi della sollecitazione torcente devono essere aggiunte a quelle calcolate nei riguardi delle verifiche per flessione.

Si applicano inoltre le seguenti regole:

- nella zona tesa all'armatura longitudinale richiesta dalla sollecitazione di flessione e sforzo normale, deve essere aggiunta l'armatura richiesta dalla torsione;
- nella zona compressa, se la tensione di trazione dovuta alla torsione è minore della tensione di compressione nel calcestruzzo dovuta alla flessione e allo sforzo normale, non è necessaria armatura longitudinale aggiuntiva per torsione.

b) Torsione e taglio

Per quanto riguarda la crisi lato calcestruzzo, la resistenza massima di una membratura soggetta a torsione e taglio è limitata dalla resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo. Per non eccedere tale resistenza deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rcd}} \leq 1$$

I calcoli per il progetto delle staffe sono state effettuate separatamente per la torsione e per il taglio, sommando o sottraendo su ogni lato le aree richieste sulla base del verso delle relative tensioni. Per l'angolo ϑ delle bielle compresse di conglomerato cementizio è stato assunto un unico valore per le due verifiche di taglio e torsione.

6.7.7 Verifiche di stabilità (pilastri)

Gli effetti del secondo ordine in pilastri singoli sono stati trascurati essendo la snellezza λ non superiore al valore limite:

$$\lambda_{lim} = 15.4 \cdot \frac{C}{\sqrt{v}}$$

Con:

$C = 1.7 \cdot r_m$ dipende dalla distribuzione dei momenti flettenti del primo ordine ($0,7 \leq C \leq 2,7$)

$r_m = M_{01} / M_{02}$ rapporto fra i momenti flettenti del primo ordine alle due estremità del

$\lambda = l_0 / i$ snellezza

l_0 lunghezza di libera inflessione

i raggio d'inerzia

6.8. Verifiche allo stato limite di esercizio (SLE)

Sono state eseguite le seguenti verifiche agli stati limite di esercizio, significativi per la tipologia corrente:

- Verifiche di fessurazione;
- Verifiche delle tensioni di esercizio

6.8.1 Verifica di fessurazione

In ordine di severità crescente si distinguono i seguenti stati limite:

1. *Stato limite di decompressione*: per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0; le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.
2. *Stato limite di formazione delle fessure*: per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1.2}$$

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad \text{resistenza media a trazione semplice}$$

3. *Stato limite di apertura delle fessure*: per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura (w_{lim}), calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0.2 \cdot mm$$

$$w_2 = 0.3 \cdot mm$$

$$w_3 = 0.4 \cdot mm$$

La verifica risulta soddisfatta se:

$$w_d = 1.7 \cdot w_m \leq w_{lim}$$

Lo stato limite di fessurazione è stato fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione:

Tab. 27– Descrizione delle condizioni ambientali per il calcestruzzo

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE DEL CLS
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tab. 28– Descrizione delle condizioni per le armature

ARMATURE SENSIBILI	ARMATURE POCO SENSIBILI
Acciai da precompresso	Acciai ordinari

Tab. 29 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	W_d	Stato limite	W_d
a	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq W_2$	apertura fessure	$\leq W_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq W_1$	apertura fessure	$\leq W_2$
b	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq W_1$	apertura fessure	$\leq W_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq W_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq W_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq W_1$

Nel caso specifico si sono assunte condizioni ambientali “**ordinarie**”.

6.8.2 Verifica delle tensioni di esercizio

Si è verificato che le tensioni nell'acciaio e nel calcestruzzo fossero inferiori ai seguenti limiti:

Calcestruzzo:

$$\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck} \quad \text{per combinazione "rara"}$$

$$\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck} \quad \text{per combinazione "quasi permanente"}$$

Acciaio:

$$\sigma_s < 0.8 \cdot f_{yk} \quad \text{per combinazione "rara"}$$

6.9. Verifiche dei solai esistenti

Si omette la verifica dei solai essendo essi tutti dimensionati in modo da garantire una portata utile di 500 daN/mq, portata superiore, al netto dei permanenti portati, a quella richiesta dalle nuove normative per edifici scolastici (300 daN/mq).

Tale informazione è chiaramente deducibile dal calcolo dei solai del primo stralcio e dai libretti delle misure relativi ai lavori del secondo stralcio (Libretto n.1, pag.17).

6.10. Verifiche dei pilastri esistenti

6.10.1 Verifica nella situazione di progetto

Nella figura seguente è riportata la posizione e la numerazione dei pilastri come da progetto

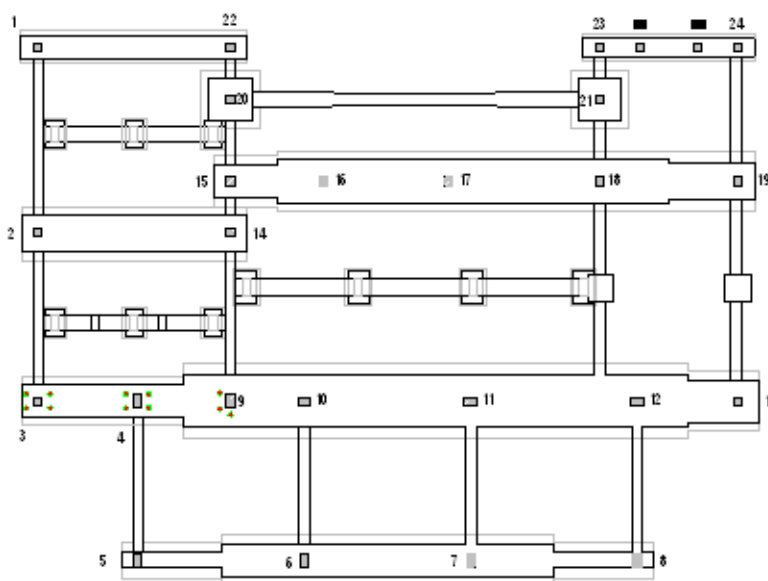


Fig 6- Numerazione dei pilastri

Nella tabella seguente si riporta la geometria e l'armatura dei pilastri di ciascun piano.

Per quanto riguarda le armature si è fatto riferimento ai libretti delle misure relative al primo stralcio. Esse infatti, più degli elaborati di progetto, rappresentano fedelmente la realtà del costruito, ovvero l'”as built”

Tab. 30– Carpenteria ed armature pilastri, desunta dal libretto delle misure n. 2 relativo al 1° stralcio

Pilastro n.	PIANO TERRA			PIANO PRIMO		
	Sezione	ferri	Staffe Ø 8	Sezione	ferri	Staffe Ø 8
1 (beam 23)	30 x 30	4 Ø 12	6/metro	30 x 30	4 Ø 12	5/metro
3 (beam 35)	30 x 30	4 Ø 12	6/metro	30 x 30	4 Ø 12	5/metro
4 (beam 34)	30 x 50	6 Ø 16	6/metro	30 x 30	4 Ø 12	5/metro
5 (beam 1)	30 x 50	6 Ø 16	6/metro	30 x 50	6 Ø 16	5/metro
6 (beam 2)	30 x 50	6 Ø 16	6/metro	30 x 50	6 Ø 16	5/metro
7 (beam 3)	30 x 50	6 Ø 16	6/metro	30 x 50	6 Ø 16	5/metro
8	30 x 50	4 Ø 12	5/metro	30 x 30	4 Ø 10	5/metro
9 (beam 7)	30 x 50	6 Ø 16	6/metro	30 x 30	4 Ø 16	5/metro
10 (beam 8)	30 x 50	6 Ø 16	6/metro	30 x 30	4 Ø 16	5/metro
11 (beam 9)	30 x 50	6 Ø 16	6/metro	30 x 30	4 Ø 16	5/metro
12 (beam 10)	30 x 50	6 Ø 16	6/metro	30 x 30	4 Ø 16	5/metro
13 (beam 11)	30 x 30	4 Ø 12	5/metro	30 x 30	4 Ø 12	5/metro
15 (beam 14)	30 x 30	4 Ø 16	6/metro	30 x 30	4 Ø 16	5/metro
16 (beam 16)	30 x 30	4 Ø 16	6/metro	30 x 30	4 Ø 16	5/metro
17 (beam 17)	30 x 30	4 Ø 16	6/metro	30 x 30	4 Ø 16	5/metro
18 (beam 19)	30 x 30	4 Ø 16	6/metro	30 x 30	4 Ø 16	5/metro
19 (beam 20)	30 x 30	4 Ø 16	6/metro	30 x 30	4 Ø 16	5/metro
20 (beam 21)	30 x 30	4 Ø 12	5/metro	30 x 30	4 Ø 12	5/metro
21 (beam 22)	30 x 30	4 Ø 12	5/metro	30 x 30	4 Ø 12	5/metro
22 (beam 24)	30 x 30	4 Ø 12	5/metro	30 x 30	4 Ø 12	5/metro
23 (beam 25)	30 x 30	4 Ø 12	5/metro	30 x 30	4 Ø 12	5/metro
24 (beam 26)	30 x 30	4 Ø 12	5/metro	30 x 30	4 Ø 12	5/metro

Le verifiche dei pilastri sono inserite in allegato salvo riportare in tabella il quadro riassuntivo. (La verifica è stata omessa, perché inutile, per i pilastri inseriti nei nuovi setti).

Tab. 31– Tabella riassuntiva verifiche pilastri del Piano Terra a pressoflessione (SLU).

PIANO TERRA									
Pilastro n.	Comb.	N _{sdu} [kN]	M _{yd} [kNm]	M _{zd} [kNm]	N _u [kN]	M _{yu} [kNm]	M _{zu} [kNm]	Coefficiente di sicurezza	VERIFICA
1 (beam 23)	35 (SLU)	-410,22	54,36	-29,98	-410,22	28,03	-15,91	0.52	NO
3 (beam 35)	35 (SLU)	-288,07	20,07	1668,07	-288,07	24,81	21,04	1.25	SI
6 (beam 2)	1 (SLV)	-491,25	-11,40	18,59	-491,26	-44,75	66,26	3.64	SI
7 (beam 3)	2 (SLV)	-5,63	0,92	14,89	-5,63	2,57	49,72	3.34	SI
9 (beam 7)	1 (SLV)	-283,46	-15,42	-14,14	-283,46	-61,08	-54,74	3.90	SI
10 (beam 8)	33 (SLV)	-897,50	68,92	-1,87	-897,50	118,42	-3,18	1.72	SI
11 (beam 9)	35 (SLU)	-1163,61	18,31	3,15	-1163,61	85,47	13,64	4.62	SI
13 (beam 11)	35 (SLU)	-278,12	-19,92	28,22	-278,12	-19,40	26,10	0.94	NO
15 (beam 14)	33 (SLU)	-255,23	10,61	4,46	-255,24	39,85	17,14	3.78	SI
16 (beam 16)	17 (SLV)	-410,69	-6,29	-2,92	-410,69	-39,09	-18,04	6.20	SI
17 (beam 17)	1 (SLV)	-805,33	4,26	-0,63	-805,33	20,88	-2,78	4.88	SI
18 (beam 19)	35 (SLU)	-816,69	16,51	1,17	-816,69	20,08	1,20	1.22	SI
19 (beam 20)	35 (SLU)	-412,34	-35,87	-9,25	-412,34	-44,03	-11,73	1.23	SI
20 (beam 21)	9 (SLV)	-179,28	1,33	-7,61	-179,28	5,95	-32,33	4.26	SI
21 (beam 22)	1 (SLV)	-201,09	-2,24	6,28	-201,09	-13,32	36,41	5.82	SI
22 (beam 24)	33 (SLU)	-402,53	-44,91	-6,11	-402,53	-35,84	-4,97	0,80	NO
23 (beam 25)	1 (SLV)	-92,57	-8,04	4,98	-92,57	-26,65	16,54	3,32	SI

PIANO TERRA									
Pilastro n.	Comb.	N_{sdu} [kN]	M_{yd} [kNm]	M_{zd} [kNm]	N_u [kN]	M_{yu} [kNm]	M_{zu} [kNm]	Coefficiente di sicurezza	VERIFICA
24 (beam 28)	35 (SLU)	-203,67	13,40	13,55	-203,67	25,64	25,64	1,90	SI

N_{sdu} = Sforzo normale di calcolo

M_{zd} = Momento flettente intorno all'asse Z

M_{yd} = Momento flettente intorno all'asse Y

N_u = Sforzo normale ultimo

M_{yu} = Momento ultimo intorno all'asse Y

M_{zu} = Momento ultimo intorno all'asse Z

Sic. = Sicurezza a rottura

Tab. 32– Tabella riassuntiva verifiche a taglio dei pilastri del Piano Terra

PIANO TERRA					
Pilastro n.	Comb.	V_{sdu} [kN]	V_{Rdu} [kN]	Sic.	$V_{sdu} \leq V_{Rdu}$
1 (beam 23)	35 (SLU)	25,99	49,20	1,89	SI
3 (beam 35)	35 (SLU)	10,62	50,92	4,79	SI
6 (beam 2)	1 (SLV)	11,61	32,00	2,76	SI
7 (beam 3)	17 (SLV)	11,39	26,91	2,36	SI
9 (beam 7)	1 (SLV)	8,28	28,08	3,39	SI
10 (beam 8)	35 (SLV)	34,85	42,68	1,23	SI
11 (beam 9)	2 (SLV)	15,03	46,12	3,07	SI
13 (beam 11)	35 (SLU)	13,56	40,22	2,97	SI
15 (beam 14)	1 (SLV)	4,78	27,59	5,77	SI
16 (beam 16)	1 (SLV)	3,90	27,59	7,07	SI
17 (beam 17)	1 (SLV)	1,00	26,49	26,49	SI
18 (beam 19)	35 (SLU)	9,47	31,95	3,37	SI
19 (beam 20)	35 (SLU)	18,34	42,52	2,32	SI
20 (beam 21)	9 (SLV)	3,71	22,24	5,99	SI
21 (beam 22)	1 (SLV)	3,95	22,24	5,63	SI
22 (beam 24)	33 (SLU)	18,78	35,54	1,89	SI
23 (beam 25)	1 (SLV)	6,50	35,54	5,47	SI
24 (beam 28)	35 (SLU)	18,07	40,87	2,26	SI

Tab. 33– Tabella riassuntiva verifiche pilastri del Piano Primo a pressoflessione (SLU).

PIANO PRIMO									
Pilastro n.	Comb.	N _{sdu} [kN]	M _{yd} [kNm]	M _{zd} [kNm]	N _u [kN]	M _{yu} [kNm]	M _{zu} [kNm]	Coefficiente di sicurezza	VERIFICA
1 (beam 23)	33 (SLU)	-172,82	-64,98	27,33	-172,83	-28,96	12,51	0,45	NO
3 (beam 35)	35 (SLU)	-167,58	7,88	35,15	-167,58	7,12	31,44	0,90	NO
6 (beam 2)	34 (SLU)	-298,88	-70,26	8,62	-298,88	-115,31	15,19	1,65	SI
7 (beam 3)	34 (SLV)	-298,62	-69,71	-7,87	-298,62	-116,44	-13,24	1,67	SI
9 (beam 7)	1 (SLV)	-125,69	0,13	-7,93	-125,69	0,52	-42,12	5,31	SI
10 (beam 8)	35 (SLU)	-436,76	-20,25	-1,94	-436,76	-46,54	-3,98	2,29	SI
11 (beam 9)	1 (SLV)	-3,35	-7,92	0,29	-336,74	-51,11	1,58	6,44	SI
13 (beam 11)	46 (SLU)	-114,07	-0,051	43,26	-114,07	0,00	28,43	0,66	NO
15 (beam 14)	1 (SLV)	-53,65	12,99	6,05	-53,660	35,44	15,45	2,71	SI
16 (beam 16)	1 (SLV)	-185,91	-7,29	-0,26	-185,91	-46,20	-2,27	6,33	SI
17 (beam 17)	34 (SLU)	-434,83	12,03	-0,77	-434,83	47,01	-2,71	3,90	SI
18 (beam 19)	1 (SLV)	-211,38	-8,29	-9,25	-211,38	-27,24	-30,34	3,28	SI
19 (beam 20)	33 (SLU)	-169,06	27,87	16,96	-169,06	34,3	22,08	1,26	SI
20 (beam 21)	34 (SLU)	-21,72	-0,95	9,22	-21,72	-2,26	21,90	2,37	SI
21 (beam 22)	9 (SLV)	-36,38	1,89	6,86	-36,38	6,37	23,48	3,42	SI
22 (beam 24)	33 (SLU)	-203,85	52,99	2,92	-203,85	34,36	2,35	0,65	NO
23 (beam 25)	1 (SLV)	-80,10	-7,42	-4,50	-80,10	-25,91	-15,71	3,49	SI
24	9 (SLV)	-46,36	-4,62	13,30	-46,36	-8,52	24,44	1,84	SI

PIANO PRIMO									
Pilastro n.	Comb.	N_{sdu} [kN]	M_{yd} [kNm]	M_{zd} [kNm]	N_u [kN]	M_{yu} [kNm]	M_{zu} [kNm]	Coefficiente di sicurezza	VERIFICA
(beam 28)									

N_{sdu} = Sforzo normale di calcolo

M_{zd} = Momento flettente intorno all'asse Z

M_{yd} = Momento flettente intorno all'asse Y

N_u = Sforzo normale ultimo

M_{yu} = Momento ultimo intorno all'asse Y

M_{zu} = Momento ultimo intorno all'asse Z

Sic. = Sicurezza a rottura

Tab. 34– Tabella riassuntiva verifiche a taglio dei pilastri del Piano Primo

PIANO PRIMO					
Pilastro n.	Comb.	V_{sdu} [kN]	V_{Rdu} [kN]	Sic.	$V_{sdu} \leq V_{Rdu}$
1 (beam 23)	33 (SLU)	24,66	33,32	1,35	SI
3 (beam 35)	35 (SLU)	16,29	20,68	1,27	SI
6 (beam 2)	2 (SLV)	12,89	20,53	1,59	SI
7 (beam 3)	17 (SLV)	12,43	21,84	1,76	SI
9 (beam 7)	1 (SLV)	4,47	21,63	4,84	SI
10 (beam 8)	34 (SLU)	12,17	22,95	1,89	SI
11 (beam 9)	1 (SLV)	4,57	23,83	5,21	SI
13 (beam 11)	46 (SLU)	21,62	20,90	0,97	NO
15 (beam 14)	1 (SLV)	7,00	22,07	3,15	SI
16 (beam 16)	1 (SLV)	4,07	22,07	5,42	SI
17 (beam 17)	1 (SLV)	6,74	22,07	3,27	SI
18 (beam 19)	1 (SLV)	5,93	22,07	3,72	SI
19 (beam 20)	33 (SLU)	14,12	39,53	2,80	SI
20 (beam 21)	34 (SLU)	4,55	28,70	6,31	SI
21 (beam 22)	9 (SLV)	4,08	28,70	7,03	SI
22 (beam 24)	33 (SLU)	2,82	20,85	7,39	SI
23 (beam 25)	1 (SLV)	6,32	20,85	3,30	SI
24 (beam 28)	1 (SLV)	8,25	22,46	2,72	SI

Dalle tabelle si evincono carenze strutturali per i soli pilastri n.1 e 13 dovute alle basse caratteristiche meccaniche del calcestruzzo (Rck 200) e alla bassa percentuale di armatura che li rendono non in grado di resistere a sollecitazioni di presso flessione deviata per le azioni gravitazionali. Pertanto, per essi si è reso necessario un placcaggio.

6.10.2 Placcaggio dei pilastri n. 1, 13 e 22

Il progetto prevede l'inserimento di una "camicia" in calcestruzzo di spessore pari a **5 cm** per tutta l'altezza del pilastro, armata con 4 ϕ 12 per ogni lato e staffe ϕ 8/ 15.

Tale provvedimento sortisce il benefico effetto di "confinare" il pilastro esistente ed aumentarne la capacità portante riportandola entro i limiti richiesti dall'analisi.

Ai fini della valutazione della resistenza dell' elemento incamiciato sono state introdotte le seguenti ipotesi secondo quanto suggerito dalla nuova Normativa (Circolare esplicativa n. 617, Allegato 8A.7):

- L'elemento incamiciato si comporta "monoliticamente", con piena aderenza tra il calcestruzzo vecchio e il nuovo;
- si trascura il fatto che il carico assiale è applicato alla sola porzione preesistente dell'elemento, e si considera che esso agisca sull'intera sezione incamiciata;
- le proprietà meccaniche del calcestruzzo della camicia si considerano estese all'intera sezione se le differenze fra i due materiali non sono eccessive.

Cautelativamente si è inoltre trascurata la presenza dell'armatura esistente nel nucleo originario.

Le verifiche sono state condotte nei riguardi dello stato limite ultimo.

I parametri considerati nelle verifiche sono i seguenti:

Calcestruzzo camicia:

Si è considerato nel calcolo un calcestruzzo di classe C25/30:

- resistenza cubica caratteristica: $R_{ck} = 30 \cdot MPa$
- resistenza di calcolo allo stato limite ultimo: $f_{cd} = 0.83 \cdot 0.85 \cdot R_{ck} / (\gamma_{Rc}) = 14.11 \cdot MPa$
- coefficiente del materiale: $\gamma_c = 1.5$

Acciaio camicia:

Si è considerato nel calcolo un acciaio B450C:

- tensione di snervamento caratteristica: $f_{yk} = 450 \cdot MPa$
- resistenza di calcolo allo stato limite ultimo: $f_{yd} = f_{yk} / (\gamma_s) = 391 \cdot MPa$
- coefficiente del materiale: $\gamma_s = 1.15$

Per il calcolo dei momenti resistenti delle sezioni è stata presa in conto, a favore di sicurezza, la sola armatura aggiunta nel ringrosso.

I risultati della verifica sono contenuti in tabella.

Tab. 35– Verifiche dei pilastri "placcati" al PT

Pilastro n.	Comb.	N_E [kN]	M_{Ey} [kN m]	M_{Ez} [kN m]	N_R [kN]	M_{Rx} [kN m]	M_{Rz} [kN m]	Sic.

1	35 (SLU)	-428,96	95,45	-40,68	-428,96	108,71	-46,30	1.14
13	35 (SLU)	-306,31	-48,63	40,22	-306,31	-83,73	70,77	1.74
22	33 (SLU)	-422,96	-75,11	-9,52	-422,97	-132,04	-16,94	1.76

Tab. 36– Verifiche dei pilastri “placcati” al Piano Primo

Pilastro n.	Comb.	N _E [kN]	M _{Ey} [kN m]	M _{Ez} [kN m]	N _R [kN]	M _{Rx} [kN m]	M _{Rz} [kN m]	Sic.
1	35 (SLU)	-184,83	-102,45	27,23	-184,83	-102,62	26,42	1.00
13	46 (SLU)	-118,49	-2,97	57,01	-118,50	-5,48	98,28	1.72
22	33 (SLU)	-216,51	83,73	1,61	-216,51	112,54	1,82	1.34

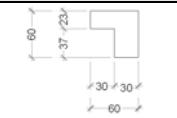
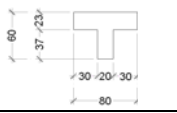
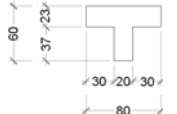
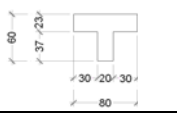
Naturalmente si prevede la continuità dei ferri della camicia, continuità da ottenersi per mezzo di fori da praticarsi nei solai e ferri di attesa inghisati.

6.11. Verifiche delle travi in elevazione esistenti

6.11.1 Verifica nella situazione di progetto, in assenza dei rinforzi locali

I due impalcati dell'edificio risultano caratterizzati da solai identici, nel seguito si riporta la carpenteria e l'armatura nelle sezioni “critiche” delle travi tipo.

Tab. 37– Carpenteria ed armature travi, come da progetto

Trave*	Sezione	Mezzeria		Estremità	
		Ferri inferiori [cm ²]	Ferri superiori [cm ²]	Ferri inferiori [cm ²]	Ferri superiori [cm ²]
1 – 22 (beam 1008)		2 Ø 10 + 3 Ø 20 = <u>3 Ø 20 =</u> 20.41	<u>2 Ø 10 =</u> 1.57	2 Ø 10 + <u>3 Ø 20 =</u> 10.99	2 Ø 10 + <u>3 Ø 20 =</u> 10.99
15 - 16		2 Ø 10 + 2 Ø 18 + <u>2 Ø 18 =</u> 11.75	<u>2 Ø 10 =</u> 1.57	2 Ø 10 + <u>2 Ø 18 =</u> 6.66	2 Ø 10 + <u>2 Ø 18 =</u> 6.66
16 - 17		2 Ø 10 + 2 Ø 20 + <u>3 Ø 20 =</u> 17.27	<u>2 Ø 10 =</u> 1.57	2 Ø 10 + <u>2 Ø 20 =</u> 7.85	2 Ø 10 + <u>3 Ø 20 =</u> 10.99
17 – 18		2 Ø 10 + 4 Ø 18 + <u>4 Ø 18 =</u> 21.93	<u>2 Ø 10 =</u> 1.57	2 Ø 10 + <u>4 Ø 18 =</u> 11.75	2 Ø 10 + <u>4 Ø 18 =</u> 11.75

Trave*	Sezione	Mezzeria		Estremità	
		Ferri inferiori [cm ²]	Ferri superiori [cm ²]	Ferri inferiori [cm ²]	Ferri superiori [cm ²]
18 - 19		2 Ø 10 + 2 Ø 20 + <u>2 Ø 20 =</u> 14.14	<u>2 Ø 10 =</u> 1.57	2 Ø 10 + <u>2 Ø 20 =</u> 7.85	2 Ø 10 + <u>2 Ø 20 =</u> 7.85
3 - 4		2 Ø 10 + 2 Ø 16 + <u>2 Ø 16 =</u> 9.61	<u>2 Ø 10 =</u> 1.57	2 Ø 10 + <u>2 Ø 16 =</u> 5.59	2 Ø 10 + <u>2 Ø 16 =</u> 5.59
4 - 9		2 Ø 10 + 2 Ø 16 + <u>2 Ø 16 =</u> 9.61	<u>2 Ø 10 =</u> 1.57	2 Ø 10 + <u>2 Ø 16 =</u> 5.59	2 Ø 10 + <u>2 Ø 16 =</u> 5.59
9 - 10		2 Ø 10 + 2 Ø 16 + <u>2 Ø 16 =</u> 9.61	<u>2 Ø 10 =</u> 1.57	2 Ø 10 + <u>2 Ø 16 =</u> 5.59	2 Ø 10 + <u>2 Ø 16 =</u> 5.59
10 - 11		2 Ø 10 + 3 Ø 22 + <u>3 Ø 22 =</u> 24.37	<u>2 Ø 10 =</u> 1.57	2 Ø 10 + <u>3 Ø 22 =</u> 12.97	2 Ø 10 + <u>3 Ø 22 =</u> 12.97
11 - 12		2 Ø 10 + 3 Ø 22 + <u>3 Ø 22 =</u> 24.37	<u>2 Ø 10 =</u> 1.57	2 Ø 10 + <u>3 Ø 22 =</u> 12.97	2 Ø 10 + <u>3 Ø 22 =</u> 12.97
12 - 13		2 Ø 10 + 2 Ø 16 + <u>2 Ø 16 =</u> 9.61	<u>2 Ø 10 =</u> 1.57	2 Ø 10 + <u>2 Ø 16 =</u> 5.59	2 Ø 10 + <u>2 Ø 16 =</u> 5.59
5 - 6		2 Ø 10 + 3 Ø 16 + <u>3 Ø 16 =</u> 13.63	<u>2 Ø 10 =</u> 1.57	2 Ø 10 + <u>3 Ø 16 =</u> 7.60	2 Ø 10 + 4 Ø 24 + <u>3 Ø 16 =</u> 25.69
6 - 7		2 Ø 10 + 3 Ø 16 + <u>3 Ø 16 =</u> 13.63	<u>2 Ø 10 =</u> 1.57	2 Ø 10 + 4 Ø 24 + <u>3 Ø 16 =</u> 25.69	2 Ø 10 + 4 Ø 24 + <u>3 Ø 16 =</u> 25.69
7 - 8		2 Ø 10 + 3 Ø 16 + <u>3 Ø 16 =</u> 13.63	<u>2 Ø 10 =</u> 1.57	2 Ø 10 + 4 Ø 24 + <u>3 Ø 16 =</u> 25.69	2 Ø 10 + 4 Ø 24 + <u>3 Ø 16 =</u> 7.60

* Sono state inoltre predisposte staffe Ø 8/20cm

Tab. 38– Verifica a flessione (SLU) delle travi Primo Piano- Sezione di mezzeria- Azioni sismiche + statiche .

PRIMO IMPALCATO						
Trave*	Sezione di mezzeria		M _{sdu} [kNm]	M _{Rdu} [kNm]	sic	VERIFICA
	Ferri inferiori [cm ²]	Ferri superiori [cm ²]				
1 - 22 (beam 1008)	20,41	1,57	280,04 (COMB.33)	353,49	1,26	SI

PRIMO IMPALCATO						
Trave*	Sezione di mezzzeria		M _{sdu} [kNm]	M _{Rdu} [kNm]	sic	VERIFICA
	Ferri inferiori [cm ²]	Ferri superiori [cm ²]				
15 – 16 (beam 1006)	11,75	1,57	59,93 (COMB.33)	185,08	3,09	SI
16 – 17 (beam 1006)	17,27	1,57	101,44 (COMB.33)	355,77	3,51	SI
17 – 18 (beam 1006)	21,93	1,57	150,21 (COMB.33)	383,18	2,55	SI
18 – 19 (beam 1006)	14,14	1,57	121,62 (COMB.33)	239,02	1,96	SI
3 – 4 (beam 1002)	9,61	1,57	44,78 (COMB.33)	165,85	3,70	SI
4 – 9 (beam 1002)	9,61	1,57	55,57 (COMB.33)	166,28	2,99	SI
9 – 10 (beam 1002)	9,61	1,57	-21,80 (COMB.33)	-29,12	1,34	SI
10 – 11 (beam 1002)	24,37	1,57	221,00 (COMB.33)	418,45	1,89	SI
11 – 12 (beam 1002)	24,37	1,57	219,89 (COMB.33)	420,17	1,91	SI
12 – 13 (beam 1002)	9,61	1,57	47,39 (COMB.33)	152,11	3,21	SI
5 – 6 (1001)	13,63	1,57	143,33 (COMB.33)	236,47	1,65	SI
6 – 7 (1001)	13,63	1,57	144,05 (COMB.33)	244,43	1,70	SI
7 – 8 (1001)	13,63	1,57	143,85 (COMB.33)	242,04	1,68	SI
1 – 2 (beam 1009)	6,28	6,28	27,59 (COMB.33)	39,81	1,44	SI
2 – 3 (beam 1009)	6,28	6,28	34,06 (COMB.33)	39,78	1,17	SI
14 – 15 (beam 1011)	6,28	6,28	8,23 (COMB.1)	38,03	4,62	SI
15 – 20 (beam 1011)	6,28	6,28	5,90 (COMB.33)	39,63	6,72	SI
20 – 22 (beam 1011)	6,28	6,28	14,12 (COMB.3)	38,66	2,74	SI
18 – 21 (beam 1018)	6,28	6,28	-25,76 (COMB.9)	-114,68	4,45	SI
21 – 23 (beam 1018)	6,28	6,28	16,31 (COMB.25)	106,27	6,51	SI
13 – 19 (beam 1022)	6,28	6,28	48,19 (COMB.33)	59,12	1,23	SI
19 – 24 (beam 1022)	6,28	6,28	22,04 (COMB.33)	107,81	4,89	SI

Tab. 39– Verifica a flessione (SLU) delle travi Primo Piano- Sezione di estremità- Azioni sismiche + statiche .

PRIMO IMPALCATO					
Trave*	Sezione di estremità	M _{sdu}	M _{Rdu}	sic	VERIFICA

	Ferri inferiori [cm2]	Ferri superiori [cm2]	[kNm]	[kNm]		
1 – 22 (beam 1008)	10,99	10,99	-198,19 (COMB.33-sx)	-210,81	1,06	SI
15 – 16 (beam 1006)	6,66	6,66	-99,36 (COMB.33-dx)	-148,99	1,50	SI
16 – 17 (beam 1006)	7,85	10,99	-165,59 (COMB.33 dx)	-227,36	1,37	SI
17 – 18 (beam 1006)	11,75	11,75	-210,26 (COMB.33- dx)	-346,83	1,65	SI
18 – 19 (beam 1006)	7,85	7,85	-138,99 (COMB.33- dx)	-140,48	1,01	SI
3 – 4 (beam 1002)	5,59	5,59	-78,30 (COMB.33- dx)	-101,31	1,294	SI
4 – 9 (beam 1002)	5,59	5,59	-79,16 (COMB.33- dx)	-99,93	1,26	SI
9 – 10 (beam 1002)	5,59	5,59	-56,68 (COMB.33 dx)	-101,82	1,80	SI
10 – 11 (beam 1002)	12,97	12,97	-252,57 (COMB.33 sx)	-333,97	1,32	SI
11 – 12 (beam 1002)	12,97	12,97	-251,30 (COMB.33 sx)	-343,82	1,37	SI
12 – 13 (beam 1002)	5,59	5,59	-54,17 (COMB.25- dx)	-101,56	1,88	SI
5 – 6 (beam 1001)	7,60	25,69	-163,81 (COMB.33)	-137,98	0,84	NO
6 – 7 (beam 1001)	25,69	25,69	-201,14 (COMB.25)	-442,66	2,20	SI
7 – 8 (beam 1001)	25,69	7,60	-163,81 (COMB.33)	-137,94	0,84	NO
1 – 2 (beam 1009)	6,28	6,28	-34,13 (COMB.35)	-40,10	1,17	SI
2 – 3 (beam 1009)	6,28	6,28	-40,58 (COMB.33)	-40,09	1,00	SI
14 – 15 (beam 1011)	6,28	6,28	-12,35 (COMB.1)	-40,11	3,25	SI
15 – 20 (beam 1011)	6,28	6,28	-9,53 (COMB.1)	-40,11	4,21	SI
20 – 22 (beam 1011)	6,28	6,28	-14,21 (COMB.34)	-40,11	2,82	SI
18 – 21 (beam 1018)	6,28	6,28	-16,86 (COMB.25)	-114,74	6,80	SI
21 – 23 (beam 1018)	6,28	6,28	-23,91 (COMB.25)	-114,70	4,80	SI
13 – 19 (beam 1022)	6,28	6,28	-59,52 (COMB.35)	-59,23	1,00	SI
19 – 24 (beam 1022)	6,28	6,28	-27,79 (COMB.9)	-114,70	4,13	SI

Tab. 40– Tabella riassuntiva verifiche a taglio delle travi del Primo impalcato - Sezione di estremità

PRIMO IMPALCATO

Pilastro n.	Comb.	V_{sdu} [kN]	V_{Rdu} [kN]	Sic.	$V_{sdu} \leq V_{Rdu}$
1 – 22 (beam 1008)	33 (SLU)	201,13	451,66	2,25	SI
15 – 16 (beam 1006)	33 (SLU)	158,80	394,94	2,49	SI
16 – 17 (beam 1006)	33 (SLU)	214,99	481,66	2,24	SI
17 – 18 (beam 1006)	33 (SLU)	228,84	493,80	2,16	SI
18 – 19 (beam 1006)	33 (SLU)	240,48	412,91	1,72	SI
3 – 4 (beam 1002)	33 (SLU)	105,52	358,05	3,39	SI
4 – 9 (beam 1002)	33 (SLU)	148,86	363,84	2,44	SI
9 – 10 (beam 1002)	33 (SLU)	148,86	392,77	2,64	SI
10 – 11 (beam 1002)	33 (SLU)	299,86	478,27	1,59	SI
11 – 12 (beam 1002)	33 (SLU)	295,27	478,27	1,62	SI
12 – 13 (beam 1002)	33 (SLU))	141,61	358,05	2,53	SI
5 – 6 (beam 1001)	33 (SLU)	208,84	356,22	1,71	SI
6 – 7 (beam 1001)	33 (SLU)	192,40	356,22	1,85	SI
7 – 8 (beam 1001)	33 (SLU)	209,33	356,22	1,70	SI
1 – 2 (beam 1009)	46 (SLU)	37,50	84,60	2,26	SI
2 – 3 (beam 1009)	46 (SLU)	41,84	84,60	2,02	SI
14 – 15 (beam 1011)	9 (SLV)	19,74	84,60	4,28	SI
15 – 20 (beam 1011)	34 (SLU)	18,22	84,60	4,64	SI
20 – 22 (beam 1011)	34 (SLU)	25,84	84,60	3,27	SI
18 – 21 (beam 1018)	9 (SLV))	21,96	84,60	3,85	SI
21 – 23 (beam 1018)	25 (SLU)	33,13	84,60	2,55	SI
13 – 19 (beam 1022)	46 (SLU)	49,09	84,60	1,72	SI
19 – 24 (beam 1022)	46 (SLU)	44,86	84,60	1,89	SI

Nel seguito si riporta in forma sinottica la verifica nelle sezioni “critiche”, delle travi del secondo impalcato:

Tab. 41– Verifica a flessione (SLU) delle travi Primo Copertura- Sezione di mezzeria- Azioni sismiche + statiche .

SECONDO IMPALCATO						
Trave*	Sezione di mezzeria		M _{sdu} [kNm]	M _{Rdu} [kNm]	sic	VERIFICA
	Ferri inferiori [cm ²]	Ferri superiori [cm ²]				
1 – 22 (beam 2008)	20,41	1,57	121,27 (COMB.34)	352,25	2,905	SI
15 – 16 (beam 2006)	11,75	1,57	72,99 (COMB.34)	211,17	2,89	SI
16 – 17 (beam 2006)	17,27	1,57	68,37 (COMB.34)	301,80	4,41	SI
17 – 18 (beam 2006)	21,93	1,57	117,58 (COMB.34)	383,71	3,26	SI
18 – 19 (beam 2006)	14,14	1,57	70,11 (COMB.34)	135,72	1,94	SI
3 – 4 (beam 2002)	9,61	1,57	40,62 (COMB.34)	164,93	4,06	SI
4 – 9 (beam 2002)	9,61	1,57	32,63 (COMB.35)	162,63	4,98	SI
9 – 10 (beam 2002)	9,61	1,57	-30,58 (COMB.35)	-101,78	3,33	SI
10 – 11 (beam 2002)	24,37	1,57	136,69 (COMB.34)	419,76	3,07	SI
11 – 12 (beam 2002)	24,37	1,57	136,00 (COMB.34)	419,64	3,09	SI
12 – 13 (beam 2002)	9,61	1,57	30,86 (COMB.34)	157,06	5,09	SI
5 – 6 (beam 2001)	13,63	1,57	85,60 (COMB.34)	243,32	2,84	SI
6 – 7 (beam 2001)	13,63	1,57	77,24 (COMB.34)	245,69	3,18	SI
7 – 8 (beam 2001)	13,63	1,57	86,65 (COMB.34)	243,49	2,81	SI
1 – 2 (beam 2009)	6,28	6,28	17,08 (COMB.33)	39,81	2,33	SI
2 – 3 (beam 2009)	6,28	6,28	26,24 (COMB.33)	39,60	1,51	SI
14 – 15 (beam 2011)	6,28	6,28	10,55 (COMB.1)	38,52	3,65	SI
15 – 20 (beam 2011)	6,28	6,28	10,55 (COMB.1)	38,52	3,65	SI
20 – 22 (beam 2011)	6,28	6,28	15,31 (COMB.34)	37,84	2,47	SI
18 – 21 (beam 2018)	6,28	6,28	-10,40 (COMB.34)	-114,75	11,04	SI
21 – 23 (beam 2018)	6,28	6,28	76,5 (COMB.25)	106,43	13,90	SI
13 – 19 (beam 2022)	6,28	6,28	48,19 (COMB.33)	590,1	1,22	SI
19 – 24 (beam 2022)	6,28	6,28	13,47 (COMB.33)	108,93	8,09	SI

Tab. 42– Verifica a flessione (SLU) delle travi Primo Copertura - Sezione di estremità- Azioni statiche

SECONDO IMPALCATO						
Trave*	Sezione di estremità		M _{sdu} [kNm]	M _{Rdu} [kNm]	sic	VERIFICA
	Ferri inferiori [cm ²]	Ferri superiori [cm ²]				
1 – 22 (beam 2008)	10,99	10,99	-100,77 (COMB.34)	-199,28	1,98	SI
15 – 16 (beam 2006)	6,66	6,66	-63,19 (COMB.34)	-120,99	1,92	SI
16 – 17 (beam 2006)	7,85	10,99	-153,27 (COMB.33)	-227,31	1,48	SI
17 – 18 (beam 2006)	11,75	11,75	-147,92 (COMB.34)	-351,52	2,38	SI
18 – 19 (beam 2006)	7,85	7,85	-133,95 (COMB.34)	-142,54	1,06	SI
3 – 4 (beam 2002)	5,59	5,59	-80,54 (COMB.34)	-167,66	2,08	SI
4 – 9 (beam 2002)	5,59	5,59	-48,15 (COMB.34)	-101,39	2,11	SI
9 – 10 (beam 2002)	5,59	5,59	-49,24 (COMB.35)	-101,68	2,06	SI
10 – 11 (beam 2002)	12,97	12,97	-196,85 (COMB. 34)	-263,11	1,34	SI
11 – 12 (beam 2002)	12,97	12,97	-195,87 (COMB. 34)	-263,19	1,34	SI
12 – 13 (beam 2002)	5,59	5,59	-113,61 (COMB.34)	-306,91	2,70	SI
5 – 6 (beam 2001)	7,60	25,69	-118,01 (COMB.34)	-163,44	1,38	SI
6 – 7 (beam 2001)	25,69	25,69	-109,90 (COMB.34)	-164,06	1,49	SI
7 – 8 (beam 2001)	25,69	7,60	-117,80 (COMB.34)	-166,35	1,41	SI
1 – 2 (beam 2009)	6,28	6,28	-19,52 (COMB.33)	-40,11	2,05	SI
2 – 3 (beam 2009)	6,28	6,28	-29,99 (COMB.33)	-40,10	1,34	SI
14 – 15 (beam 2011)	6,28	6,28	-11,24 (COMB.1)	-40,11	3,57	SI
15 – 20 (beam 2011)	6,28	6,28	-4,06 (COMB.25)	-40,11	9,88	SI
20 – 22 (beam 2011)	6,28	6,28	-10,72 (COMB.34)	-40,11	3,74	SI
18 – 21 (beam 2018)	6,28	6,28	-32,94 (COMB.34)	-114,68	3,48	SI
21 – 23 (beam 2018)	6,28	6,28	-31,54 (COMB.34)	-114,75	3,64	SI
13 – 19 (beam 2022)	6,28	6,28	-55,07 (COMB.33)	-59,24	1,08	SI
19 – 24 (beam 2022)	6,28	6,28	-54,72 (COMB.34)	-272,67	4,984	SI

Tab. 43– Tabella riassuntiva verifiche a taglio delle travi del Secondo impalcato- Sezione di estremità

SECONDO IMPALCATO

Pilastro n.	Comb.	V _{sdu} [kN]	V _{Rdu} [kN]	Sic.	V _{sdu} ≤ V _{Rdu}
1 – 22 (beam 2008)	34 (SLU)	110,37	451,66	4,09	SI
15 – 16 (beam 2006)	34 (SLU)	192,27	394,94	2,05	SI
16 – 17 (beam 2006)	34 (SLU)	140,66	481,66	3,42	SI
17 – 18 (beam 2006)	34 (SLU)	275,84	493,80	1,79	SI
18 – 19 (beam 2006)	33 (SLU)	158,81	412,91	2,60	SI
3 – 4 (beam 2002)	34 (SLU)	78,68	358,05	4,55	SI
4 – 9 (beam 2002)	35 (SLU)	90,55	363,84	4,02	SI
9 – 10 (beam 2002)	34 (SLU)	102,52	392,77	3,83	SI
10 – 11 (beam 2002)	34 (SLU)	193,97	478,27	2,47	SI
11 – 12 (beam 2002)	34 (SLU)	192,22	478,27	2,49	SI
12 – 13 (beam 2002)	34 (SLU))	103,68	358,05	3,45	SI
5 – 6 (beam 2001)	34 (SLU))	115,95	356,22	3,07	SI
6 – 7 (beam 2001)	34 (SLU))	103,11	356,22	3,45	SI
7 – 8 (beam 2001)	34 (SLU))	116,17	356,22	3,07	SI
1 – 2 (beam 2009)	46 (SLU)	21,83	84,60	3,88	SI
2 – 3 (beam 2009)	34 (SLU)	38,53	84,60	2,20	SI
14 – 15 (beam 2011)	1 (SLV)	16,53	84,60	5,12	SI
15 – 20 (beam 2011)	25 (SLU)	4,71	84,60	17,96	SI
20 – 22 (beam 2011)	34 (SLU)	16,75	84,60	5,05	SI
18 – 21 (beam 2018)	33 (SLU)	15,19	84,60	5,57	SI
21 – 23 (beam 2018)	34 (SLU)	25,52	84,60	3,31	SI
13 – 19 (beam 1022)	35 (SLU)	49,89	84,60	1,70	SI
19 – 24 (beam 1022)	34 (SLU)	32,34	219,18	6,78	SI

L'inserimento dei setti di fatto "scarica" i telai dell'azione sismica. Anche le travi come i pilastri, risultano quindi perciò sostanzialmente verificate per le sollecitazioni di normativa. Fa eccezione la sola travata 5-6/6-7/7-8 per la quale si prevede un rinforzo intradosale come riportato nel seguito.

6.11.2 Verifica del rinforzo per le travi n. 5-6/ 6-7/ 7-8

Dalle tabelle precedenti, si evince una sostanziale buona attitudine delle travi a resistere ai carichi previsti dalla nuova Normativa; fanno eccezione le sole travi 5-6/ 6-7/ 7-8, appartenenti alla travata del primo allineamento longitudinale al livello del primo impalcato (ved.Fig.7).

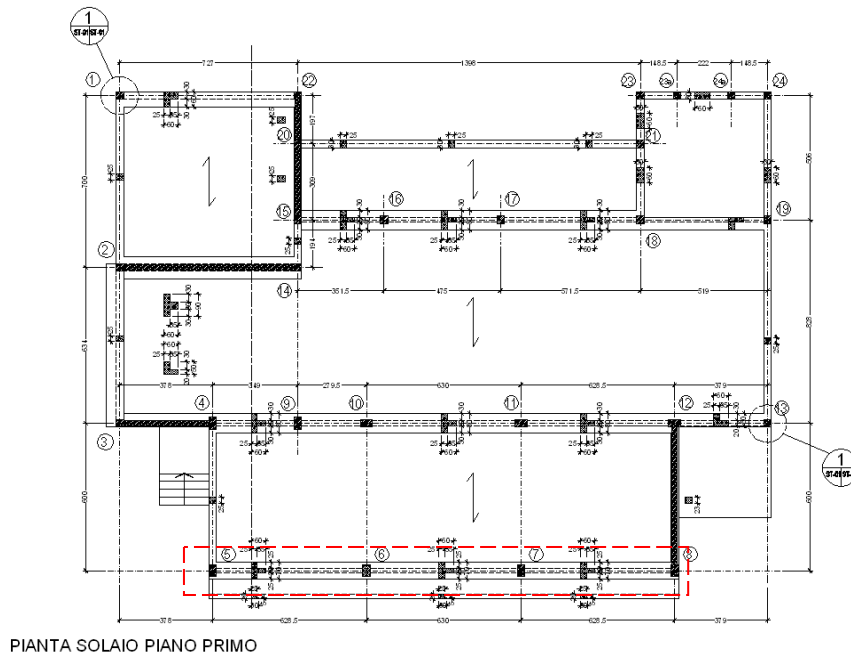


Fig 7– Travi che necessitano di rinforzo

Per essa il problema è la carenza di armatura a momento negativo in corrispondenza degli appoggi. Si sarebbe potuto intervenire all'estradosso integrando l'armatura esistente. Tale soluzione comporta però interventi invasivi sulla pavimentazione e nei tramezzi e può interferire con gli impianti esistenti. In realtà le strutture in c.a. con nodi ben confinati e ben armati posseggono buone capacità di redistribuzione dei momenti dopo la degenerazione del grado di vincolo. E' possibile perciò ottenere sufficienti risorse posizionando un opportuno rinforzo all'intradosso in grado di conferire sufficiente resistenza alla trave nell'ipotesi di degradazione del vincolo in trave in semplice appoggio. In particolare si prevede un'incamiciatura di acciaio (beton-plaquè) realizzata con una piastra spessa 5 cm fissata al supporto in c.a. con ancoraggio chimico e meccanico (tasselli).

Più nel dettaglio ai fini del calcolo si dovrà fare in modo che la sezione di mezzeria sia in grado di assorbire il massimo momento nell'ipotesi di traslazione della fondamentale dei momenti relativi ai carichi di normativa:

$$M_{CMax} = M_C + \max[|M_A|, |M_B|]$$

Con:

M_C momento flettente di calcolo nella sezione di mezzeria

M_A, M_B momento flettente di calcolo nelle sezioni di estremità

Tab. 44– Massimi momenti flettenti nelle sezioni critiche delle travi da rinforzare

Trave n.	Comb.	M_C [kN m]	$\max[M_A , M_B]$ [kN m]	M_{CMax} [kN m]
5-6	33	143,33	-163,81	307,14
6-7	33	144,05	-201,14	345,19
7-8	33	143,85	-163,81	307,66

Si è deciso di rinforzare le travi per mezzo di lamiera in acciaio S355 spesse 6 mm, incollate con resina epossidica all'intradosso delle nervature e fissate meccanicamente mediante tasselli posto a quinconce, a interasse 50 cm.

Nel seguito si riportano in tabella, in forma sinottica, le verifiche delle travi "rinforzate", verifiche che saranno disponibili in forma estesa nel fascicolo di calcolo allegato:


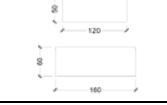
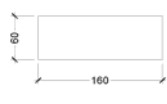
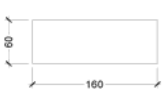
Tab. 45– Verifiche nella sezione di mezzeria delle travi soggette a rinforzo intradossale

Trave n.	M_{CMax} [kN m]	M_{Rdu} [kN m]	Sic.
5-6	307	432	1,41
6-7	345	432	1,25
7-8	308	432	1,40

6.12. Verifiche delle travi di fondazione

Come per le travi in elevazione, si riportano anche qui, in tabella la carpenteria e le armature delle sezioni "critiche" delle travi di fondazione.

Tab. 46– Carpenteria ed armature travi di fondazione, come da progetto

Trave*	Sezione	Mezzeria		Estremità			
		Ferri inferiori [cm ²]	Ferri superiori [cm ²]	Ferri inferiori [cm ²]		Ferri superiori [cm ²]	
1 – 22 (beam 5008)		$5 \varnothing 16 +$ $4 \varnothing 12 =$ 14.57	$6 \varnothing 16 +$ $5 \varnothing 12 =$ 17.71	$11 \varnothing 16 =$ 22.11		$6 \varnothing 16 =$ 12.06	
15 – 16 (beam 5006)		$3 \varnothing 16 +$ $5 \varnothing 16 =$ 16.08	$5 \varnothing 16 +$ $7 \varnothing 16 =$ 24.12	$3 \varnothing 16 +$ $1 \varnothing 16 =$ 8.04	$3 \varnothing 16 +$ $5 \varnothing 16 =$ 26.13	$5 \varnothing 16 =$ 10.05	$7 \varnothing 16 =$ 14.07
16 – 17 (beam 5006)		$3 \varnothing 16 +$ $3 \varnothing 24 =$ 19.59	$7 \varnothing 16 +$ $6 \varnothing 24 =$ 41.19	$3 \varnothing 16 +$ $5 \varnothing 16 +$ $5 \varnothing 16 =$ 26.13	$3 \varnothing 24 +$ $5 \varnothing 16 +$ $5 \varnothing 16 =$ 33.66	$7 \varnothing 16 =$ 14.07	$6 \varnothing 24 =$ 27.12
17 – 18 (beam 5006)		$3 \varnothing 24 =$ 13.56	$6 \varnothing 24 =$ 27.12	$3 \varnothing 24 +$ $5 \varnothing 16 +$ $5 \varnothing 16 =$ 33.66		$6 \varnothing 24 =$ 27.12	

Trave*	Sezione	Mezzeria		Estremità			
		Ferri inferiori [cm ²]	Ferri superiori [cm ²]	Ferri inferiori [cm ²]		Ferri superiori [cm ²]	
18 – 19 (beam 5006)		3 Ø 24 + 4 Ø 16 = 21.60	7 Ø 16 + 6 Ø 24 = 41.19	7 Ø 16 = 14.07	6 Ø 24 = 27.12	3 Ø 24 + 5 Ø 16 + 5 Ø 16 = 33.66	4 Ø 16 + 4 Ø 16 + 4 Ø 16 = 14.12
3 – 4 (beam 5002)		4 Ø 16 + 3 Ø 12 = 11.43	5 Ø 16 + 5 Ø 12 = 15.70	4 Ø 12 + 3 Ø 12 = 7.91	4 Ø 16 + 5 Ø 16 = 18.09	5 Ø 12 = 5.65	5 Ø 16 = 10.05
4 – 9 (beam 5002)		4 Ø 16 + 7 Ø 12 = 15.95	5 Ø 16 + 8 Ø 12 = 19.09	4 Ø 16 + 5 Ø 16 = 18.09	7 Ø 12 + 8 Ø 12 = 16.95	5 Ø 16 = 10.05	8 Ø 12 = 9.04
9 – 10 (beam 5002)		7 Ø 12 + 8 Ø 12 = 16.95	8 Ø 12 + 12 Ø 12 = 22.60	7 Ø 12 + 8 Ø 12 = 16.95	8 Ø 12 + 6 Ø 12 + 6 Ø 12 = 22.60	8 Ø 12 = 9.04	12 Ø 12 = 13.56
10 – 11 (beam 5002)		8 Ø 12 = 9.04	12 Ø 12 = 13.56	8 Ø 12 + 6 Ø 12 + 6 Ø 12 = 22.60	12 Ø 12 = 13.56		
11 – 12 (beam 5002)		8 Ø 12 + 5 Ø 22 = 28.04	12 Ø 12 + 7 Ø 22 = 40.16	8 Ø 12 + 6 Ø 12 + 6 Ø 12 = 22.60	5 Ø 22 + 6 Ø 22 + 4 Ø 22 = 57.00	12 Ø 12 = 13.56	7 Ø 22 = 26.60
12 – 13 (beam 5002)		4 Ø 12 + 5 Ø 22 = 23.52	5 Ø 12 + 7 Ø 22 = 32.25	5 Ø 22 + 6 Ø 22 + 4 Ø 22 = 57.00	4 Ø 12 + 5 Ø 12 = 10.17	7 Ø 22 = 26.60	5 Ø 12 = 5.65
5 – 6 (beam 5001)		2 Ø 22 + 2 Ø 22 = 15.20	4 Ø 22 + 6 Ø 22 = 38.00	2 Ø 22 + 4 Ø 22 = 22.80	2 Ø 22 + 3 Ø 22 + 3 Ø 22 = 30.40	4 Ø 22 = 15.20	6 Ø 22 = 22.80
6 – 7 (beam 5001)		2 Ø 22 = 7.60	6 Ø 22 = 22.80	2 Ø 22 + 3 Ø 22 + 3 Ø 22 = 30.40	6 Ø 22 = 22.80		
7 – 8 (beam 5001)		2 Ø 22 + 2 Ø 22 = 15.20	4 Ø 22 + 6 Ø 22 = 38.00	2 Ø 22 + 3 Ø 22 + 3 Ø 22 = 30.40	2 Ø 22 + 4 Ø 22 = 22.80	6 Ø 22 = 22.80	4 Ø 22 = 15.20
23 – 24 (beam 5077)		2 Ø 16 = 4.02	4 Ø 10 + 4 Ø 16 = 11.18	2 Ø 16 + 2 Ø 10 + 2 Ø 10 = 7.16	2 Ø 16 + 2 Ø 16 + 2 Ø 16 = 12.06	4 Ø 10 = 3.14	4 Ø 16 = 8.04

* Sono state inoltre predisposte staffe Ø 8/20cm

Tutti i cordoli di collegamento risultano armati con ferri longitudinali 4 Ø 20 e staffe Ø 8/20.

Nelle tabelle seguenti si riporta in forma sinottica la verifica delle travi di fondazione:

Tab. 47– Verifica a flessione (SLU) delle travi di Fondazione- Sezione di mezzeria- Azioni sismiche + statiche .

TRAVI DI FONDAZIONE						
Trave*	Sezione di mezzeria		M_{sdu} [daNm]	M_{Rdu} [daNm]	sic	VERIFICA
	Ferri inferiori [cm ²]	Ferri superiori [cm ²]				
1 – 22 (beam 5008)	14,57	17,71	-290,31 (COMB.34)	-322,84	1,11	SI
15 – 16 (beam 5006)	12,06	24, 12	-73,57 (COMB. 33)	-306,35	4,16	SI
16 – 17 (beam 2006)	19,59	41,19	-195,33 (COMB. 33)	-734,96	3,76	SI
17 – 18 (beam 5006)	13,56	27,12	-278,75 (COMB. 33)	-466,33	1,67	SI
18 – 19 (beam 5006)	21.60	41.19	-197,12 (COMB.33)	-720,78	3.656	SI
3 – 4 (beam 5002)	11,34	15,70	-103,46 (COMB.33)	-233,40	2,26	SI
4 – 9 (beam 5002)	15.95	22.60	-95,78 (COMB.34)	-271,65	2,83	SI
9 – 10 (beam 5002)	16,95	22,60	-65,20 (COMB.33)	-361,41	5,54	SI
10 – 11 (beam 5002)	9,04	13,56	-373,67 (COMB.33)	-872,87	2,33	SI
11 – 12 (beam 5002)	28,04	40,16	-331,88 (COMB.33)	-447,26	1,35	SI
12 – 13 (beam 5002)	23,52	32,25	-36,66 (COMB.33)	-42,06	1,15	SI
5 – 6 (beam 5001)	15,20	38,00	-218,72 (COMB.33)	-570,89	2,61	SI
6 – 7 (beam 5001)	7,60	22,80	-263,85 (COMB.33)	-565,63	2,14	SI
7 – 8 (beam 5001)	15,20	38,00	-191,65 (COMB.34)	-557,01	2,90	SI
23 – 24 (beam 5077)	4,02	11,18	-10,82 (COMB.35)	-40,64	3,76	SI

Tab. 48– Verifica a flessione (SLU) delle travi di Fondazione- Sezione di estremità- Azioni statiche

TRAVI DI FONDAZIONE						
Trave*	Sezione di estremità		M_{sdu} [daNm]	M_{Rdu} [daNm]	sic	VERIFICA
	Ferri inferiori [cm ²]	Ferri superiori [cm ²]				
1 – 22 (beam 5009)	22,11	12,06	358,23 (COMB.34)	390,50	1,09	SI
15 – 16 (beam 5006)	8,04	10,05	84,08 (COMB.33)	93,17	1,11	SI
16 – 17 (beam 5006)	14,07	27,12	246,30 (COMB.34)	477,35	1,94	SI
17 – 18 (beam 5006)	33,66	27,12	554,92 (COMB.34)	787,51	1,42	SI
18 – 19 (beam 5006)	14,07	33,66	463,59 (COMB.33)	613,30	1,32	SI

TRAVI DI FONDAZIONE						
Trave*	Sezione di estremità		M _{sdu} [daNm]	M _{Rdu} [daNm]	sic	VERIFICA
	Ferri inferiori [cm ²]	Ferri superiori [cm ²]				
3 – 4 (beam 5002)	18,09	10,05	105,03 (COMB.33)	121,33	1,16	SI
4 – 9 (beam 5002)	16,95	9,04	197,69 (COMB.33)	315,73	1,60	SI
9 – 10 (beam 5002)	22,60	13,56	267,24 (COMB.33)	539,92	2,02	SI
10 – 11 (beam 5002)	22,60	13,56	432,76 (COMB. 33)	539,59	1,25	SI
11 – 12 (beam 5002)	22,60	13,56	666,47 (COMB. 33)	758,84	1,14	SI
12 – 13 (beam 5002)	10,17	5,65	349,41 (COMB.33)	963,87	2,76	SI
5 – 6 (beam 5001)	22,80	15,20	234,67 (COMB.33)	407,51	1,74	SI
6 – 7 (beam 5001)	30,40	22,80	312,92 (COMB.33)	663,84	2,12	SI
7 – 8 (beam 5001)	22,80	15,20	219,03 (COMB.34)	408,80	1,87	SI
23 – 24 (beam 5077)	7,16	3,14	48,28 (COMB.33)	61,82	1,280	SI

Tab. 49– Tabella riassuntiva verifiche a taglio delle travi di fondazione - Sezione di estremità

TRAVI DI FONDAZIONE					
Pilastro n.	Comb.	V _{sdu} [kN]	V _{Rdu} [kN]	Sic.	V _{sdu} ≤ V _{Rdu}
1 – 22 (beam 5008)	34 (SLU)	371,37	713,97	1,92	SI
15 – 16 (beam 5006)	34 (SLU)	348,40	761,63	2,19	SI
16 – 17 (beam 5006)	34 (SLU)	479,54	965,21	2,01	SI
17 – 18 (beam 5006)	34 (SLU)	443,81	965,21	2,17	SI
18 – 19 (beam 5006)	33 (SLU)	345,49	965,21	2,79	SI
3 – 4 (beam 2002)	33 (SLU)	283,04	858,24	3,03	SI
4 – 9 (beam 2002)	33 (SLU)	308,48	965,21	3,13	SI
9 – 10 (beam 2002)	33 (SLU)	324,13	1340,00	4,13	SI
10 – 11 (beam 2002)	33 (SLU)	539,51	1340,00	2,48	SI
11 – 12 (beam 2002)	33 (SLU)	574,36	3380,00	5,88	SI
12 – 13 (beam 2002)	34 (SLU)	512,81	3380,00	6,59	SI

TRAVI DI FONDAZIONE					
Pilastro n.	Comb.	V_{sdu} [kN]	V_{Rdu} [kN]	Sic.	$V_{sdu} \leq V_{Rdu}$
5-6 (beam 2001)	34 (SLU))	344,55	1580,00	4,59	SI
6-7 (beam 2001)	34 (SLU))	355,47	1580,00	4,44	SI
7-8 (beam 2001)	34 (SLU))	335,48	1580,00	4,71	SI
23-24 (beam 5077)	33 (SLU)	133,74	466,99	3,49	SI

Le verifiche delle travi di fondazione risultano tutte soddisfatte.

6.13. Verifiche delle nuove pareti controventanti

6.13.1 Sollecitazioni di calcolo

Le sollecitazioni di calcolo nelle pareti sono state determinate mediante la seguente procedura semplificata:

il diagramma dei momenti flettenti lungo l'altezza della parete è ottenuto per traslazione verso l'alto dell'involuppo del diagramma dei momenti derivante dall'analisi. L'involuppo può essere assunto lineare, se la struttura non presenta significative discontinuità in termini di massa, rigidità e resistenza lungo l'altezza. La traslazione deve essere in accordo con l'inclinazione degli elementi compressi nel meccanismo resistente a taglio e può essere assunta pari ad h_{cr} (altezza della zona inelastica di base).

$$h_{cr} = \max(l_w, h_w / 6) \leq H_{PT} \leq 2 \cdot l_w \quad \text{per edifici fino a n. 6 piani}$$

$$h_{cr} = \max(l_w, h_w / 6) \leq 2 \cdot H_{PT} \leq 2 \cdot l_w \quad \text{per edifici con più di 6 piani}$$

Con:

l_w altezza della sezione di base della parete

h_w altezza della parete

H_{PT} altezza del piano terra

Per strutture sia in CD "B" che in CD "A" si deve tener conto del possibile incremento delle forze di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete. Per le strutture in CD "B" questo requisito si ritiene soddisfatto se si incrementa del 50% il taglio derivante dall'analisi.

6.13.2 Verifiche a pressoflessione

Per tutte le pareti, la forza normale di compressione non deve eccedere rispettivamente il 40% in CD”B” della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

Le verifiche devono essere condotte tenendo conto, nella determinazione della resistenza, di tutte le armature longitudinali presenti nella parete.

Per le pareti estese debolmente armate occorre limitare le tensioni di compressione nel calcestruzzo per prevenire l’instabilità fuori dal piano, secondo quanto indicato per i pilastri singoli.

Nel seguito si riporta in forma sinottica l’esito delle verifiche relative ai nuovi setti.

Tab. 50– Tabella riassuntiva verifiche dei setti allo SLU.

Setto n.	Comb.	N _{sdu} [kN]	M _{sdu} [kNm]	N _u [kN]	M _u [kNm]	Coefficiente di sicurezza	VERIFICA
1 (nucleo 1/2)	2 (SLV)	5,95	-5569,85	6,24	-13117,60	2,36	SI
2 (nucleo 3/4)	25 (SLV)	-268,57	-3319,83	-268,57	-961,36	2,90	SI
3 (nucleo 5/6)	9 (SLV)	-313,70	4030,68	-313,70	9704,48	2,41	SI

N_{sdu} = Sforzo normale di calcolo

M_{zd} = Momento flettente intorno all'asse Z

M_{yd} = Momento flettente intorno all'asse Y

N_u = Sforzo normale ultimo

M_{yu} = Momento ultimo intorno all'asse Y

M_{zu} = Momento ultimo intorno all'asse Z

Sic. = Sicurezza a rottura

6.13.3 Verifiche a taglio

Per le strutture in CD”B” le verifiche devono essere condotte nel modo indicato nel seguito:

Verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell’anima

La determinazione della resistenza è condotta come per gli elementi monodimensionali, assumendo un braccio delle forze interne z pari all’80% dell’altezza della sezione ed un’inclinazione delle diagonali compresse pari a 45°. Nelle zone critiche tale resistenza va moltiplicata per un fattore riduttivo 0,4.

Verifica a taglio trazione dell’armatura dell’anima

Il calcolo dell’armatura d’anima deve tener conto del rapporto di taglio $\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} \cdot l_w)$ in cui l_w è l’altezza della sezione. Per la verifica va considerato, ad ogni piano, il massimo valore di α_s .

Se $\alpha_s \geq 2$, la determinazione della resistenza è condotta assumendo un braccio delle forze interne z pari all’80% dell’altezza della sezione ed un’inclinazione delle diagonali compresse pari a 45°. Altrimenti si utilizzano le seguenti espressioni:

$$V_{Ed} \leq V_{Rdc} + 0.75 \cdot \rho_h \cdot f_{ydh} \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w$$

$$\rho_h \cdot f_{ydh} \cdot b_{w0} \cdot z \leq \rho_v \cdot f_{ydv} \cdot b_w \cdot z + \min N_{Ed}$$

in cui:

$\rho_h = A_{sh} / A_c$	rapporto geometrico di armatura orizzontale
$\rho_v = A_{sv} / A_c$	rapporto geometrico di armatura verticale
$f_{ydh} = f_{ydv} = f_{yd}$	resistenza di calcolo delle armature (orizzontali e verticali)
b_w	spessore dell'anima
N_{Ed}	forza assiale di progetto (positiva se di compressione)
V_{Rdc}	resistenza a taglio degli elementi non armati (da assumersi nulla nelle zone critiche quando N_{Ed} è di trazione)

Verifica a scorrimento nelle zone critiche

Sui possibili piani di scorrimento (per esempio le riprese di getto o i giunti costruttivi) posti all'interno delle zone critiche deve risultare:

$$V_{Ed} \leq V_{Rds}$$

dove :

$$V_{Rds} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} \quad \text{valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento}$$

$$V_{dd} = \min \begin{cases} 1.3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd}} \cdot f_{yd} \\ 0.25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{cases} \quad \text{contributo dell'effetto "spinotto" delle armature verticali}$$

$$V_{id} = f_{yd} \cdot \sum A_{si} \cdot \cos \phi_i \quad \text{contributo delle armature inclinate presenti alla base}$$

$$V_{fd} = \min \begin{cases} \mu_f \cdot \left[\left(\sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \xi + M_{Ed} / z \right] \\ 0.5 \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{w0} \end{cases} \quad \text{contributo della resistenza per attrito}$$

Con:

$$\eta = \alpha_j \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$$

$$\alpha_j = 0.60$$

$$\mu_f = 0.60 \quad \text{coefficiente d'attrito calcestruzzo-calcestruzzo}$$

$$\sum A_{sj} \quad \text{somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento}$$

$$\xi \quad \text{altezza della parte compressa della sezione normalizzata all'altezza della sezione}$$

$$A_{sj} \quad \text{area di ciascuna armatura inclinata che attraversa il piano detto formando con esso un angolo } \phi_i$$

Per le pareti tozze deve risultare $V_{id} > V_{Ed} / 2$.

La presenza di armature inclinare comporta un incremento della resistenza a flessione alla base della parete che deve essere considerato quando si determina il taglio di calcolo V_{Ed} . Nel seguito si riportano in forma sinottica le verifiche a taglio.

Tab. 51– Tabella riassuntiva verifiche a taglio dei setti

SETTO n.	Comb.	V_{sdu} [kN]	V_{Rdu} [kN]	Coefficiente di sicurezza	$V_{sdu} \leq V_{Rdu}$
1 (nuclei 1/2)	17 (SLV)	2232,40	2755,14	1,23	SI
2 (nuclei 3/4)	9 (SLV)	1180,63	1470,84	1,25	SI
3 (nuclei 5/6)	25 (SLV)	1292,24	1379,66	1,07	SI

6.13.4 Verifiche dei connettori a taglio

Affinchè le azioni orizzontali provocate dal sisma vengano assorbite dai setti e trasferite alle fondazioni, sono stati previsti una serie di connettori a taglio ($\varnothing 14$), opportunamente inghisati alle travi e ai pilastri esistenti.

Per il calcolo della connessione dei nuovi setti alle strutture esistenti si è fatto riferimento a procedure consolidate che fanno riferimento al metodo ETAG Annex C.

In particolare la resistenza di progetto a taglio di un singolo ancoraggio è stata assunta pari alla minore tra i valori seguenti (ved. *Manuale di tecnologia del fissaggio, Edizione 2007, HILTI, pag.228 e seg.*):

$$V_{Rd,c} = n_b \cdot V_{Rd,c}^0 \cdot f_{B,V} \cdot f_{AR,V} \cdot f_{\beta,V} \quad \text{resistenza rispetto al bordo del calcestruzzo}$$

$$V_{Rd,s} = 0.6 \cdot A_s \cdot f_{uk} / \gamma_{Ms,V} \quad \text{resistenza dell'acciaio}$$

Con:

$$n_b = 2 \quad \text{n. di bracci per ciascun connettore}$$

$$V_{Rd,c}^0 = 7.1 \cdot kN \quad \text{resistenza del singolo braccio rispetto al bordo del calcestruzzo per barre } \varnothing 14$$

$$f_{B,V} = \sqrt{\frac{R_{ck}}{25}} = 0.89 \quad \text{per } R_{ck}=20 \text{ MPa}$$

$$f_{AR,V} = \frac{3 \cdot c + s}{6 \cdot c_{\min}} \cdot \sqrt{\frac{c}{c_{\min}}}$$

$$c = 7.5 \cdot cm \quad \text{distanza minima dal bordo}$$

$$c_{\min} = 6.5 \cdot cm \quad \text{distanza minima ammissibile per barre del diametro } \varnothing 14$$

$$s = \text{var.} < 3 \cdot c \quad \text{interasse tra i connettori}$$

$$f_{\beta,V} = 2 \quad \text{per } \beta = 90^\circ$$

$$A_s = 3.08 \cdot cm^2 \quad \text{sezione del connettore a due braccia}$$

$$f_{uk} = 540 \cdot MPa \quad \text{tensione a rottura delle barre in acciaio B450C}$$

$$\gamma_{Ms,V} = 1.26$$

Il taglio resistente di ciascun connettore è pari a:

$$V_{Rconn} = \min(V_{Rd,c}, V_{Rd,s})$$

Nelle tabelle si riporta il taglio resistente della connessione

Tab. 52 – Taglio massimo nei setti al piano terra

Parete n.	Nucleo n.	T_1 [kN]	$V_{sdu} = 1.1 \cdot T_1$ [kN]*	$n_{connettori}$	passo	V_{Rsconn} [kN]	V_{Rdu} [kN]	Sic.
1	1	1476,76 (Comb. 17 SLV)	1624,44	57	12	33.90	1932.3	1.19
2	3	-1506,45 (Comb. 25 SLV)	1657,10	55	10	32,30	1776,50	1,07
3	5-1	-861,50 (Comb. 25 SLV)	947,65	30	10	32.30	969,00	1,02
	5-2	-536,64 (Comb. 25 SLV)	590,30	20	10	32.30	646,00	1,09

*Il taglio di calcolo è stato incrementato del fattore di “sovra resistenza” (1.1)

Tab. 53 – Taglio massimo nei setti al piano primo

Parete n.	Nucleo n.	T_1 [kN]	$V_{sdu} = 1.1 \cdot T_1$ [kN]*	$n_{connettori}$	passo	V_{Rsconn} [kN]	V_{Rdu} [kN]	Sic.
1	2	857,59 (Comb. 17 SLV)	943,35	29	24	43.60	1264,4	1,34
2	4	876,54 (Comb. 9 SLV)	964,19	27	20	40,40	1111,0	1,15
3	6	-837,14 (Comb. 25 SLV)	920,85	28	20	40,40	1131,2	1,23

*Il taglio di calcolo è stato incrementato del fattore di “sovra resistenza” (1.1)

6.14. Verifiche a collasso della fondazione esistente per schiacciamento e scorrimento sul piano di posa [NTC- § 6.4.2.1]

L'edificio a seguito dell'intervento di adeguamento risulterà dotato di fondazioni “miste”, tipologia peraltro prevista dal nuovo D.M 14 gennaio 2008 [NTC-§ 6.4.3.3].

Sulle fondazioni esistenti continueranno a gravare tutte le azioni gravitazionali, mentre sui micropali fluiranno le azioni dei nuovi setti controventanti, Questa circostanza rende possibile lo sviluppo di importanti forze di attrito all'interfaccia terreno- fondazione esistente.

E' per questo che il soddisfacimento della sicurezza allo scorrimento sarà garantito dalla sola struttura di fondazione esistente.

Del resto risulta più ragionevole pensare che le forze d'inerzia provocate dal movimento del terreno in fase di sisma, siano assorbite per attrito tra terreno e strutture di fondazione esistente piuttosto che dalle nuove fondazioni profonde troppo discrete nel numero e non in grado di assorbire sollecitazioni taglienti.

Le verifiche geotecniche a schiacciamento e scorrimento delle fondazioni esistenti sono state in particolare condotte utilizzando l'approccio 2 che prevede l'utilizzo delle stesse sollecitazioni utilizzate per le verifiche strutturali.

$$A_1 + M_1 + R_3$$

Tab. 54 Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali [Tab. 6.4.I NTC, § 6.4.2.1]

Resistenza	Simbolo	Pali trivellati (R3)
Capacità portante	γ_R	2.3
Scorrimento	γ_R	1.1

6.14.1 Verifica a collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno

Parametri geotecnici per la modellazione strutturale

Per la definizione del modello ad elementi finiti delle strutture si è modellato il terreno come un suolo "alla Winkler", cioè come un letto di molle uniformemente distribuite, caratterizzato da una costante di sottofondo $k = 1 \text{ daN/cm}^3$ (valore cautelativo mutuato dalla letteratura di settore).

Determinazione della capacità portante

La capacità portante delle fondazioni esistenti (travi rovesce) è stata calcolata con la formula del carico limite di Terzaghi:

$$p_{\text{lim}} = \xi_q \cdot \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q + \xi_c \cdot c_u \cdot N_c + \xi_\gamma \cdot \gamma_1 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma$$

dove il significato dei simboli è il seguente:

N_q, N_c, N_γ	coefficienti di capacità portante del terreno, funzione solo dell'angolo di attrito interno del terreno
ξ_q, ξ_c, ξ_γ	coefficienti di forma
ϕ	angolo di attrito interno del terreno
c_u	coesione non drenata del terreno
D_f	profondità del piano di posa della fondazione
γ_1	peso di volume del terreno sopra e sotto il piano di posa della fondazione
B, L	dimensioni della fondazione

Verifica della pressione sul terreno

Le tensioni esercitate sul terreno sono state desunte dal modello di calcolo ad elementi finiti della struttura (SCUOL 2). Tale modello comprende, infatti, anche le travi di fondazione, modellate utilizzando opportuni elementi beam, vincolati verticalmente mediante un letto di molle continuo "alla Winkler".

Le tensioni sul terreno, calcolate per le diverse condizioni di carico, risultano sempre inferiori alla capacità portante divisa per i coefficienti di sicurezza di normativa

($\gamma_R=2.3$). In tabella si riporta la sintesi della verifica fatta per la trave più sollecitata (trave 23-24), che è quella sulla quale grava la scala.

(La tensione di calcolo è stata inoltre incrementata del fattore di sovra resistenza γ_{Rd} che, per le struttura in classe di duttilità “B” è pari a 1,1. [NTC. § 7.2.5])

Verifica terreno di posa trave 23-24	
Verifica delle tensioni sul terreno	
φ	26 °
c	0 daN/cm ²
D_f	2 m
B	1 m
γ_1	1700 daN/m ³
γ_2	2300 daN/m ³
N_q	11.85
N_γ	12.54
N_c	22.25
ξ_{qd}	1.00
ξ_{γ}	1.00
ξ_c	1.00
P_{ult}	5.47 daN/cm ²
γ_R	2.3 coefficiente di sicurezza
P_{sdu}	2.38 daN/cm²
$P_{calcolo}$	2.13 daN/cm²
$P_{sdu} / P_{calcolo}$	1.12 VERIFICA

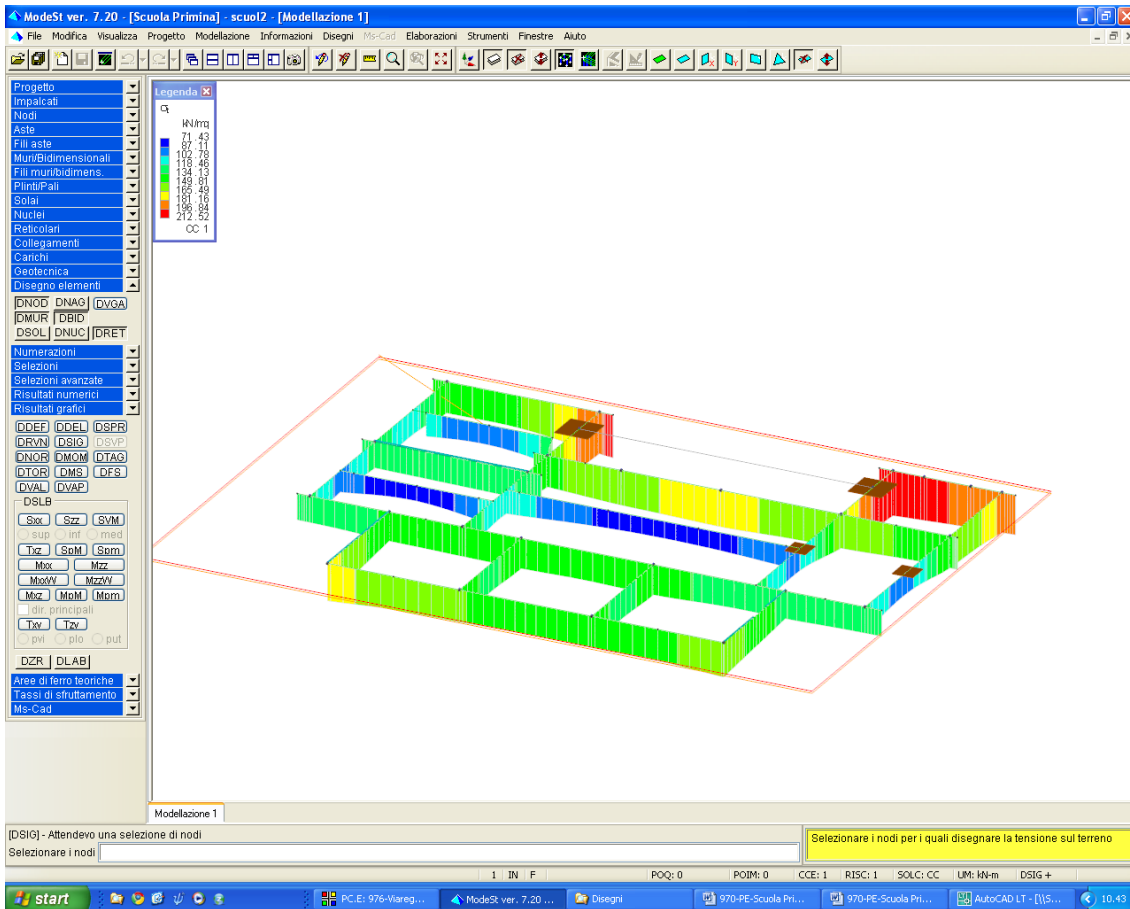


Fig. 8 Tensioni sul terreno per la combinazione di carico più gravosa (Modello: SCUOL2)

6.14.2 Verifica a collasso per scorrimento sul piano di posa

La verifica risulta soddisfatta essendo:

$$F_x = 2415 \cdot kN < f \cdot P_z / \gamma_R = 2885 \cdot kN \quad \text{VERIFICATO}$$

Con:

$$F_{sdu} = \gamma_{Rd} \cdot F_x = 2415 \cdot kN \quad \text{azione orizzontale di calcolo}$$

$$F_x = 2195.23 \cdot kN \quad \text{risultante alla base dell'edificio delle forze dovute al sisma}$$

$$\gamma_{Rd} = 1.1 \quad \text{coefficiente di sovra resistenza [NTC. § 7.2.5]}$$

$$P_z = 10168.35 \cdot kN \quad \text{risultante dei carichi gravitazionali}$$

$$\phi = 26^\circ \quad \text{angolo di attrito delle coltri superficiali}$$

$$f = \tan(2 \cdot \phi / 3) = 0.31 \quad \text{coefficiente di attrito}$$

$$\gamma_R = 1.1 \quad \text{coefficiente di sovraresistenza}$$

La struttura di fondazione esistente risulta in grado di assorbire da sola le sollecitazioni taglianti trasferite dal terreno alla struttura in caso di sisma.

6.15. Verifiche dei micropali allo stato limite ultimo [NTC- § 6.4.3.1.1]

La ripartizioni delle azioni sul singolo palo è stata valutata nell'ipotesi di testapalo infinitamente rigido.

6.15.1 Azioni sulle fondazioni

Per le strutture progettate in classe di duttilità “B” il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, la forza assiale degli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni di progetto deve essere associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio; si richiede tuttavia che tali azioni risultino non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un γ_{Rd} pari a 1,1 e comunque non maggiori di quelle derivanti da un'analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura q pari a 1.

La prima delle due limitazioni sopra esposte è risultata essere in tutti i casi in esame il valore inferiore cui attenersi, ed è per le relative sollecitazioni che sono stati quindi dimensionati tutti i micropali.

Le verifiche geotecniche sono state in particolare condotte utilizzando l'approccio 2 che prevede l'utilizzo delle stesse sollecitazioni utilizzate per le verifiche strutturali.

$$A_1 + M_1 + R_3$$

Tab. 55 Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche [Tab. 6.4.II NTC, § 6.4.3.1]

Resistenza	Simbolo	Pali trivellati (R3)
Base	γ_b	1.35
Laterale in compressione	γ_s	1.15
Laterale in trazione	γ_{st}	1.25

6.15.2 Verifica del carico limite del terreno

Le resistenze caratteristiche del palo singolo ($R_{c,k}$ e $R_{t,k}$) sono state dedotte con metodi di calcolo analitici sulla base dei valori medi forniti dal geologo e “corretti” per mezzo del fattore ξ che tiene conto del numero di “verticali indagate” (n. 3 sondaggi).

$$\xi = 1.6$$

Caratteristiche geometriche del micropalo

$$L = 12 \cdot m$$

lunghezza

$$d = 140 \cdot mm$$

diametro di perforazione

$$W_c = \gamma_c \cdot \pi \cdot d^2 \cdot L / 4 = 4.62 \cdot kN \quad \text{peso del palo}$$

Caratteristiche meccaniche del terreno

$\varphi_1 = 26^\circ$	angolo di attrito dello strato "1"
$c_{u1} = 0$	coesione dello strato "1"
$H_1 = 4 \cdot m$	spessore dello strato "1"
$\gamma_{t1} = 1700 \cdot daN / m^3$	peso per unità di volume del terreno dello strato "1"
$\varphi_2 = 41^\circ$	angolo di attrito dello strato "2"
$c_{u2} = 0$	coesione dello strato "2"
$H_2 = L - H_1 = 8 \cdot m$	spessore dello strato "2"
$\gamma_{t2} = 2300 \cdot daN / m^3$	peso per unità di volume del terreno dello strato "2"
$H_w = 1 \cdot m$	profondità della falda dal p.c.
$\gamma_w = 1000 \cdot daN / m^3$	peso per unità di volume dell'acqua

Calcolo del carico limite a compressione del micropalo: R_c

La portata dei micropali può essere valutata sulla base di prove di carico. Tuttavia, in fase progettuale è necessario avere una previsione dei valori di portata utile da controllare eventualmente in seguito attraverso la sperimentazione. Si è fatto riferimento in particolare alla Teoria di **Bustamante e Doix** [BUSTAMANTE M., DOIX B. (1985) *Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés. Bull.Liaison Lab. Ponts et Chaussées, 140, pp 75-95*] che ipotizza il carico limite somma di due contributi: una resistenza di punta ed una quota dovuta all'attrito laterale palo-terreno. In linea generale, per i micropali tubfix viene ordinariamente ritenuto che la portata di punta sia trascurabile rispetto a quella laterale.

$$Q_{lim} = \frac{Q_p}{\gamma_b} + \frac{Q_l}{\gamma_s} = 1553 \cdot kN \quad 1)$$

Resistenza laterale:

$$Q_l = \pi \cdot d_b \cdot H_b \cdot q_s = 1583 \cdot kN$$

$d_b = \alpha \cdot d = 250 \cdot mm$	diametro efficace del palo (diametro del bulbo)
$\alpha = 1.8$	valore tabellare (ved. Fig.8) valido per calcari marnosi alterati o fratturati micropali con sistema di iniezione IRS (iniezione ripetuta e selettiva) ovvero micropali TUBFIX
$d = 140 \cdot mm$	diametro di perforazione
$H_b = 4 \cdot m$	altezza del bulbo (cautelativa, perché di solito l'altezza di calcolo viene assunta pari alla lunghezza del palo – i primi cinque m)

Tutto il bulbo "di calcolo" ricade nel secondo strato costituito da *flysch marnoso*, caratterizzato da livelli prevalentemente marnosi più o meno fratturati:

$q_s = 0.5 \cdot MPa$ resistenza laterale ricavata dall'abaco (Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés. Bull.Liaison Lab. Ponts et Chaussées, 140, fig.18) per SPT 100 e malta MC1

$\gamma_s = 1.15$ coefficiente di sicurezza relativo alla resistenza laterale (pali trivellati), tabella 6.4.II NTC, § 6.4.3.1

Terreno	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	1,5 V_S
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	1,5 V_S
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	1,5 V_S
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V_S
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V_S
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V_S
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: (1,5 - 2) V_S ; IGU: 1,5 V_S
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: 2 V_S ; IGU: 1,5 V_S
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: (2,5 - 3) V_S ; IGU: (1,5-2) V_S
Marne	1,8	1,1 - 1,2	(1,5 - 2) V_S per strati compatti
Calcari marnosi	1,8	1,1 - 1,2	(2 - 6) V_S o più per strati fratturati
Calcari alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(1,1-1,5) V_S per strati poco fratturati 2 V_S o più per strati fratturati

Fig 9- Valori di α

Resistenza di punta:

Il metodo di Bustamante-Doix prevede che la resistenza di punta sia trascurabile rispetto alla laterale e non ecceda il 15-20% di quella laterale, cautelativamente si assume pari a:

$$Q_p = 0.15 \cdot Q_l = 238 \cdot kN$$

Calcolo del carico critico del micropalo: P_{cr}

Il micropalo è un elemento strutturale di notevole snellezza destinato a sopportare carichi di compressione molto alti; appare quindi opportuno verificare la stabilità dell'elemento immerso nel terreno. Si fa l'ipotesi di palo infinitamente lungo incernierato alle estremità, il carico critico è dato dalla formula:

$$P_{cr} = \left[\frac{\pi^2 \cdot E_a \cdot J_a}{\gamma_a \cdot L_0^2} + \frac{L_0^2 \cdot \beta}{\gamma_s \cdot \pi^2} \right] = 1533 \cdot kN \quad 2)$$

con:

$$E_a = 206.000 \cdot MPa$$

modulo elastico dell'acciaio

$$D_e = 88.9 \cdot mm$$

diametro esterno del tubolare

$$D_i = 60.5 \cdot mm$$

diametro interno del tubolare

$$A_a = \pi \cdot (D_e^2 - D_i^2) / 4 = 33 \cdot cm^2$$

sezione del tubolare

$J_a = \pi \cdot (D_e^4 - D_i^4) / 64 = 241 \cdot \text{cm}^4$	momento d'inerzia del tubolare
$L_0 = (L - H_b) / \nu$	lunghezza di inflessione del palo
$\gamma_a = 1.05$	coefficiente di sicurezza per le verifiche di stabilità (Tab. 4.2.V, §. 4.2.4.1.1 NTC)
$\nu = 3.3$	n. di semionde (ved. NOTA*)
$k_{trasv} = 1 \cdot \text{daN} / \text{cm}^3$	modulo del suolo in direzione orizzontale
$\beta = k_{trasv} \cdot d = 14 \cdot \text{daN} / \text{cm}^2$	reazione del terreno su 1 cm della sua lunghezza
$d = 140 \cdot \text{mm}$	diametro di perforazione
$\gamma_s = 1.15$	coefficiente parziale per la resistenza laterale del terreno in compressione

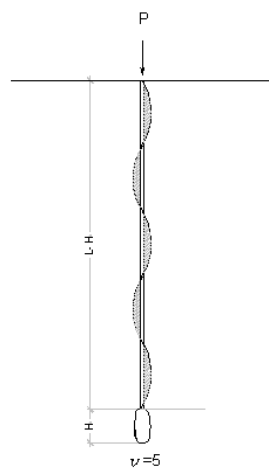


Fig 10– inflessione del micropalo sotto il carico critico

NOTA *- il numero di semionde che si formano è stato ricavato minimizzando il carico critico, ovvero facendo la derivata prima secondo la variabile “ ν ” dell’espressione 2) e ponendola uguale a “0”.

Il carico critico (P_{cr}) è maggiore del carico di punta (Q_p) che quindi non si riduce, il terreno esercita una funzione “stabilizzante”.

Calcolo della resistenza caratteristica a compressione del micropalo: R_{ck}

$$R_{ck} = r \cdot (Q_{lim} + Q_w - W_p) / \xi_3 = 970 \cdot \text{kN}$$

$$Q_w = \gamma_w \cdot \pi \cdot d^2 \cdot (L - H_w) / 4 = 1.69 \cdot \text{kN} \quad \text{sottospinta idrostatica}$$

$$W_p = 2.31 \cdot \text{kN} \quad \text{peso palo meno la spinta di Archimede}$$

Il coefficiente “ r ” tiene conto dell’interazione eventuale tra i bulbi di diffusione del carico, esso è dato dall’espressione:

$$r = 1 \quad \text{coefficiente di efficienza della palificata per terreni incoerenti}$$

Calcolo della resistenza caratteristica a trazione del micropalo: R_{tk}

$$R_{tk} = r \cdot (Q_t / \gamma_{st}) / \xi_3 = 792 \cdot \text{kN}$$

$\gamma_{st} = 1.25$ coefficiente di sicurezza relativo alla resistenza laterale per pali in trazione (pali trivellati), tabella 6.4.II NTC, § 6.4.3.1

Verifica del terreno

I valori di calcolo dei massimi sforzi nei micropali sono stati calcolati nell'ipotesi che essi non siano in grado di assorbire le sollecitazioni taglianti. Si rinuncia infatti ad inclinarli, operazione che, oltre ad essere sconsigliata dalle nuove normative [NTC. §7.2.5] comporterebbe enormi complicazioni nell'esecuzione all'interno di locali. Del resto risulta più ragionevole pensare che le forze d'inerzia provocate dal movimento del terreno in fase di sisma, siano assorbite per attrito tra terreno e strutture di fondazione esistente. A tempo zero infatti tutti i carichi gravitazionali gravano su di esse e anche a tempo infinito, anche in seguito alla redistribuzione fisiologica delle sollecitazioni, la porzione di carico verticale che fluirà sui micropali risulta di entità irrisoria. Sarà quindi sempre possibile fare affidamento su queste forze che nascono all'interfaccia terreno-fondazioni superficiali.

Nella tabella seguente si riportano i valori delle caratteristiche di sollecitazione relative alle combinazioni di carico più gravose per i micropali.

Tab. 56 – Sollecitazioni in fondazione relativi alla combinazione più gravosa (SLU)

Setto n.	Comb.	N_{sdu} [kN]	T_{sdu} [kN]	M_{sdu} [kN m]
1 (nucleo 1-2)	2 SLV	10,19	-1475,00	-5569,85
2 (nucleo 3-4)	25 SLV	-635,68	-1092,07	-3245,99
3 (nucleo 5-6)	9 SLV	-796	1414,00	3311,60

Tab. 57 – Sollecitazioni nei pali allo SLU

Setto n.	Comb.	N_{max} [kN] trazione	N_{min} [kN] compressione
1 (nuclei 1/2)	2 SLV	286	-336
2 (nuclei 3/4)	25 SLV	218	-642
3 (nucleo 5-6)	9 SLV	172	-680

Tab. 58 – Verifica dei pali allo SLU

Setto n.	N_{\max} [kN]	N_{\min} [kN]	R_{tk} [kN]	R_{ck} [kN]	$N_{\max} \leq R_{tk}$	$ N_{\min} \leq R_{ck} $
1 (nuclei 1/2)	286	-336	792	-970	SI	SI
2 (nuclei 3/4)	218	-642	792	-970	SI	SI
3 (nucleo 5-6)	172	-680	792	-970	SI	SI

6.15.3 Verifica dell'armatura del micropalo

Si esegue una verifica a trazione, sollecitazione per la quale si considera nullo il contributo del calcestruzzo:

$$f_{sd} = R_{tk} / A_a = 240 \cdot kN < f_{yk} / \gamma_{M0} = 372.75 \cdot MPa \quad \text{VERIFICA}$$

Essendo:

$$A_a = \pi \cdot (D_e^2 - D_i^2) / 4 = 33 \cdot cm^2 \quad \text{sezione del tubolare}$$

$$R_{tk} = 792 \cdot kN \quad \text{massimo sforzo di trazione sopportabile dal palo (ved. tab.57)}$$

$$f_{yk} = 355 \cdot MPa \quad \text{tensione di snervamento dell'acciaio della camicia S355}$$

$$\gamma_{M0} = 1.05 \quad \text{coefficiente di sicurezza per le verifiche di resistenza dell'acciaio [Tab. 4.2.V, NTC]}$$

6.15.4 Verifica del sistema di trasferimento del carico dai setti ai micropali

Per non danneggiare le fondazioni esistenti si è deciso di utilizzare come “testapalo” dei micropali, non la fondazione esistente ma una nuova struttura di acciaio. In caso contrario si sarebbe dovuto inserire in esse teste nervate dei pali e nuove armature in grato di assorbire le trazioni che nascono dal funzionamento a traliccio del dado di fondazione oltre alle tensioni di *frettag*e in corrispondenza dell'immissione degli sforzi. L'inserimento di tali armature avrebbe comportato la demolizione di ampie porzioni della fondazione e il rischio di danneggiamento dei ferri esistenti. Si è studiato allora un sistema realizzato mediante un grigliato di travi saldate tra loro in officina (HEB 160), solidarizzate ai pali mediante piatti saldati in opera e connessi ai setti attraverso barre ad esso saldate e opportunamente ancorate nei setti.

Nel seguito si riporta la verifica dei vari “sistemi” resistenti.

Verifica di resistenza del traverso del grigliato (sollecitato a flessione e taglio) [NTC, § 4.2.4.1.2]

Per la verifica delle travi del grigliato si è fatta una verifica di resistenza:

$$M_{Ed} = 85 \cdot kN \cdot m < M_{V,Rd} = 97.84 \cdot kN \cdot m \quad \text{VERIFICA}$$

$$V_{Ed} = 340 \cdot kN < V_{Pl,Rd} = 344 \cdot kN \quad \text{VERIFICA}$$

Con:

M_{Ed} e V_{Ed} valori di progetto del momento flettente, e del taglio provenienti dal calcolo e incrementati del fattore di sovra resistenza pari a 1.1 (ved. par. 5.14.1);

$$V_{Ed} = \frac{P_{\max}}{n_t} = 340 \cdot kN$$

$$M_{Ed} = \frac{P_{\max}}{n_t} \cdot \frac{L_t}{2} = 85 \cdot kN \cdot m$$

$$P_{\max} = 680 \cdot kN \quad \text{max sforzo nei pali (ved. Tab. 58)}$$

$$n_t = 2 \quad \text{numero di traversi}$$

$$L_t = 50 \cdot cm \quad \text{luce teorica del traverso (interasse trasversale pali)}$$

$$M_{V,Rd} = \frac{\left[W_{ply} - \frac{\rho \cdot A_v^2}{4 \cdot t_w} \right] \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} < M_{pl,Rd} = 97.84 \cdot kN \cdot m \quad \text{resistenza a momento}$$

flettente della sezione in presenza di taglio superiore a metà della resistenza di calcolo a taglio

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 119.69 \cdot kN \cdot m \quad \text{resistenza plastica a momento flettente}$$

$W_{pl} = 2 \cdot S_x = 354 \cdot cm^2$ modulo di resistenza plastico della sezione nella direzione di massima inerzia

$$S_x = 177 \cdot cm^2 \quad \text{momento statico di metà sezione nella direzione di massima inerzia}$$

$$f_{yk} = 355 \cdot MPa \quad \text{tensione di snervamento dell'acciaio S355}$$

$$\gamma_{M0} = 1.05 \quad \text{coefficienti di sicurezza per le verifiche di resistenza (per sezioni di classi 1-2-3-4)}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0} = 344 \cdot kN \quad \text{resistenza plastica a taglio}$$

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 17.64 \cdot cm^2 \quad \text{area resistente a taglio max per le sezioni}$$

a doppia T;

$$A = 54.3 \cdot cm^2 \quad \text{area lorda della sezione del profilo HEB 160}$$

$$b = 160 \cdot mm \quad \text{larghezza delle ali}$$

$$h_w = 160 \cdot mm \quad \text{altezza dell'anima}$$

$$r = 15 \cdot mm \quad \text{raggio di raccordo tra anima ed ala}$$

$$t_f = 13 \cdot mm \quad \text{spessore delle ali}$$

$$t_w = 8 \cdot mm \quad \text{spessore dell'anima}$$

Verifica di resistenza del piatto saldato [NTC , § 4.2.4.1.2]

Lo sforzo nei pali passa al grigliato attraverso l'”inflessione” del piatto saldato in opera. Esso sarà costituito da un piatto in acciaio S355, di dimensioni 340 mm x340 mm, spesso 30 mm. Nel seguito si riporta il suo dimensionamento:

$$M_{Ed} = 29 \cdot kN \cdot m \leq M_{pl,Rd} = 35 \cdot kN \cdot m \quad \text{VERIFICA}$$

$$V_{Ed} = 170 \cdot kN < V_{pl,Rd} = 2323 \cdot kN \quad \text{VERIFICA}$$

Con:

M_{Ed} e V_{Ed} valori di progetto del momento flettente, e del taglio provenienti dal calcolo e incrementati del fattore di sovra resistenza pari a 1.1 (ved. par. 5.14.1).

In accordo con la teoria della plasticità, ciascun piatto può essere visto come piastra incastrata sui quattro bordi in corrispondenza delle saldature. Esso si comporta, in prima approssimazione come un sistema “in parallelo” di quattro mensole ideali di larghezza b e luce pari alla distanza dal bordo del palo.

La verifica risulta soddisfatta essendo:

$$M_{Ed} \leq M_{pl,Rd} = 35 \cdot kN \cdot m$$

$$V_{Ed} = \frac{P_{max}}{n_{mensole}} = 170 \cdot kN$$

$$M_{Ed} = \frac{P_{max}}{n_{mensole}} \cdot \frac{b}{2} = 29 \cdot kN \cdot m$$

$$P_{max} = 680 \cdot kN \quad \text{max sforzo nei pali (ved. Tab. 58)}$$

$$n_{mensole} = 4 \quad \text{numero di mensola “ideali”}$$

$$b = 34 \cdot cm \quad \text{larghezza del piatto}$$

$$s = 30 \cdot mm \quad \text{spessore del piatto}$$

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 35 \cdot kN \cdot m \quad \text{resistenza plastica a momento flettente}$$

$$W_{pl} = b \cdot s^2 / 4 = 76.50 \cdot cm^2 \quad \text{modulo di resistenza plastico della sezione}$$

$$f_{yk} = 355 \cdot MPa \quad \text{tensione di snervamento dell'acciaio S355}$$

$$\gamma_{M0} = 1.05 \quad \text{coefficienti di sicurezza per le verifiche di resistenza (per sezioni di classi 1-2-3-4)}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0} = 2323 \cdot kN \quad \text{resistenza plastica a taglio}$$

$$A_v = b \cdot s = 102 \cdot cm^2 \quad \text{area resistente a taglio max del piatto}$$

Verifica delle saldature del piatto al grigliato e alla testa del palo [NTC, § 4.2.8.2.4]

Una volta installati i pali, si posizionerà il grigliato, si realizzerà il foro nel piatto (con la fiamma ossidrica), si farà passare il piatto attraverso il palo e lo si salderà in opera a quest'ultimo e al grigliato (sui bordi).

Unione piatto-grigliato

$$a_1 = 15 \cdot mm \quad \text{lato del cordone di saldatura}$$

$$a_{g1} = a_1 \cdot \cos 45 = 10.60 \cdot mm \quad \text{lato del cordone di saldatura}$$

$$l_{c1} = b = 34 \cdot cm \quad \text{lunghezza del cordone}$$

$$n_c = 4 \quad \text{n. di cordoni}$$

$$f_{yk} = 355 \cdot MPa \quad \text{tensione di snervamento dell'acciaio della camicia S355}$$

La verifica risulta soddisfatta essendo:

$$\tau_{III} = \frac{P_{max}}{n_c \cdot a_{g1} \cdot l_{c1}} = 47.17 \cdot MPa < 0.7 \cdot f_{yk} = 248.5 \cdot MPa \quad \text{VERIFICATO}$$

Unione piatto-anima di acciaio

$a_2 = 15 \cdot mm$	lato del cordone di saldatura
$a_{g2} = a_2 \cdot \cos 45 = 10.60 \cdot mm$	lato del cordone di saldatura
$l_{c2} = \pi \cdot d_{est} = 27.9 \cdot cm$	diametro esterno dell'armatura del palo
$f_{yk} = 355 \cdot MPa$	tensione di snervamento dell'acciaio della camicia S355

La verifica risulta soddisfatta essendo:

$$\tau_{ort2} = \frac{P_{max}}{a_{g2} \cdot l_{c2}} = 229.93 \cdot MPa < 0.7 \cdot f_{yk} = 248.5 \cdot MPa \quad \text{VERIFICATO}$$

Verifica delle pressioni di contatto grigliato- fondazione esistente

Si è controllato che la superficie di contatto tra il grigliato e la fondazione sia sufficiente a distribuire l'azione dei due pali da esso collegati senza superare le tensioni massime del calcestruzzo delle fondazioni esistenti:

$$\sigma_{max} = 2 \cdot P_{max} / A_{contatto} = 3.13 \cdot MPa < f_{cd} = 9.41 \cdot MPa \quad \text{VERIFICATO}$$

Con:

$R_{ck} = 20 \cdot MPa$	resistenza cubica del calcestruzzo esistente
$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 16.6 \cdot MPa$	resistenza cilindrica del calcestruzzo esistente
$\gamma_c = 1.5$	coefficiente di sicurezza per il cls allo SLU
$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 9.41 \cdot MPa$	resistenza cilindrica del calcestruzzo esistente
$A_{contatto} = 4352 \cdot cm^2$	superficie di contatto

Verifica delle armature di ancoraggio nei setti

Per ancorare i setti al sistema nuovo di fondazione si prevede di saldare al grigliato delle armature ad aderenza migliorata Fe B450C. nel seguito se ne individua il numero minimo, considerando il "completo ripristino" (massimo sforzo di trazione nel palo):

$$n_{min} = R_{tk} / A_{\phi 20} \cdot f_{yd} = 6$$

Con:

$R_{tk} = 792 \cdot kN$	massimo sforzo di trazione sopportabile dal palo (ved. tab.57)
$A_{\phi 20} = 3.14 \cdot cm^2$	sezione del ferro del diametro 20mm
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \cdot MPa$	tensione di calcolo delle armature
$f_{yk} = 450 \cdot MPa$	tensione di snervamento delle armature
$\gamma_s = 1.15$	coefficiente di sicurezza per l'acciaio allo SLU

Si prevede allora di saldare n. 6 barre per ciascun palo.

Si calcola ora la lunghezza minima di ancoraggio delle stesse:

$$L_{min} = R_{tk} / n_b \cdot \pi \cdot d_b \cdot f_{bd} = 78 \cdot cm$$

Con:

$n_b = 6$	numero di barre
$d_b = 20 \cdot mm$	diametro delle barre
$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 2.69 \cdot MPa$	resistenza tangenziale di calcolo del calcestruzzo dei setti
$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} = 4.03 \cdot MPa$	resistenza tangenziale caratteristica di aderenza
$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79 \cdot MPa$	resistenza caratteristica a trazione del cls dei setti
$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56 \cdot MPa$	resistenza media a trazione del calcestruzzo dei setti
$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.90 \cdot MPa$	resistenza cilindrica del calcestruzzo dei setti
$R_{ck} = 30 \cdot MPa$	resistenza cubica caratteristica del calcestruzzo dei setti

Si decide di adottare un ancoraggio per le barre, di 80 cm.

Verifica del piatto “di spina” cui saldare le barre

Per agevolare la realizzazione in opera della saldatura delle barre si è deciso di utilizzare come elemento di collegamento un piatto di spina di dimensioni 400x 200x 20 mm).

Verifica della sezione del piatto:

$$N_{sdu} = 1584 \cdot kN < N_{Rdu} = 2705 \cdot kN \quad \text{VERIFICATO}$$

Con:

$N_{sdu} = 2 \cdot R_{tk} = 1584 \cdot kN$	massimo sforzo di trazione trasferibile
$N_{Rdu} = f_{yk} \cdot s_p \cdot h_p / \gamma_{M0} = 2705 \cdot kN$	sforzo di trazione sopportabile dalla sezione
$f_{yk} = 355 \cdot MPa$	tensione di snervamento dell'acciaio S355
$\gamma_{M0} = 1.05$	
$s_p = 20 \cdot mm$	spessore del piatto
$h_p = 400 \cdot mm$	lunghezza del piatto

Unione saldata piatto-grigliato:

$a_1 = 15 \cdot mm$	lato del cordone di saldatura
$a_{g1} = a_1 \cdot \cos 45 = 10.60 \cdot mm$	lato del cordone di saldatura
$l_{ceff1} = 0.9 \cdot h_p = 36 \cdot cm$	lunghezza efficace del cordone
$f_{yk} = 355 \cdot MPa$	tensione di snervamento dell'acciaio della camicia S355

La verifica risulta soddisfatta essendo:

$$\tau_{ort} = \frac{R_{tk}}{a_{g1} \cdot l_{ceff1}} = 207 \cdot MPa < 0.7 \cdot f_{yk} = 248.5 \cdot MPa \quad \text{VERIFICATO}$$

Unione saldata barra- piatto:

$a_2 = 5 \cdot mm$	lato del cordone di saldatura
$a_{g2} = a_2 \cdot \cos 45 = 4 \cdot mm$	lato del cordone di saldatura
$l_{c2eff} = 0.9 \cdot 15 \cdot cm = 13.5 \cdot cm$	lunghezza efficace
$n_b = 6$	numero di barre per fila
$f_{yk} = 355 \cdot MPa$	tensione di snervamento dell'acciaio della camicia S355

La verifica risulta soddisfatta essendo:

$$\tau_{par} = \frac{R_{tk}}{2 \cdot n_b \cdot a_{g2} \cdot l_{c2eff}} = 138 \cdot MPa < 0.7 \cdot f_{yk} = 248.5 \cdot MPa \quad \text{VERIFICATO}$$

6.16. Verifiche dei micropali in esercizio

In corrispondenza di ciascun setto controventante si prevede l'inserimento di micropali posti alle due estremità di ciascun setto. In particolare saranno inseriti in corrispondenza di ciascun setto, micropali tipo *Tubfix* serie "E" di lunghezza "netta" pari a 12,0 m, generalmente con l'asse inclinato di 15° rispetto alla verticale.

In tabella si riportano i tipi più comunemente impiegati (Micropali tubfix di elevata capacità portante –Ing. Giovanni Rodio & C. S.p.A.)

Tab. 59 – Tipologie standard dei micropali tubfix

Tipo di micropalo tubfix	Perforazione Φ [mm]	Anima tubolare		Carico d'esercizio [kN]	
		Φ_e [mm]	Φ_i [mm]	Compressione*	Trazione*
A	85-90	51.0	35.0	-240	+140
B	104-115	60.3	40.3	-360	+280
C	115-120	76.1	56.1	-470	+370
D	120-140	76.1	47.7	-630	+520
E	140-160	88.9	60.5	-760	+630
F	152-160	101.6	69.6	-980	+820

*Si adotta, per coerenza con gli output del programma di calcolo, la convenzione di considerare positive le trazioni e negative le compressioni

Tab. 60 – Sollecitazioni nei pali in esercizio SLE

Setto n.	Comb.	N_{tes} [kN]	N_{ces} [kN]
1	18 SLD/ 3 SLD	+116	-317

(nuclei 1/2)			
2 (nuclei 3/4)	27 SLD	- 5	-428
3 (nucleo 5-6)	11 SLD	-195	-340

6.16.1 Prove di verifica in corso d'opera [NTC, § 6.4.3.7.2]

Sui micropali di fondazione dei nuovi setti dovranno essere eseguita prove di carico statico di verifica per controllarne la corretta esecuzione e il comportamento sotto le azioni di progetto. Tali prove dovranno essere spinte fino ad un carico assiale pari a 1.5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.

Nel caso specifico dovrà essere eseguita:

- n. 1 prova, essendo il numero complessivo di micropali pari a 16 (minore di 20)

6.17. Dettagli costruttivi [NTC, § 7.4.6]

6.17.1 Armatura travi e pilastri [Circolare n.617, § C8.4.1]

Per gli interventi di adeguamento non è necessario il soddisfacimento per gli elementi strutturali esistenti, delle prescrizioni sui dettagli costruttivi (per esempio armatura minima, passo staffe, dimensioni minime di travi e pilastri, ecc.). (Circolare n.617, §C8.4.1.).

6.17.2 Armatura nuovi setti [NTC, § 7.4.6.2.4]

Le armature, sia verticali che orizzontali, hanno diametro non superiore ad 1/10 dello spessore della parete (20 cm), sono disposte su entrambe le facce della parete, ad un passo non superiore a 30 cm, esse dovranno inoltre essere collegate da legature in ragione di almeno nove ogni metro quadrato.

Tab. 61 – Pareti

Parete n.	Nucleo n.	l_w [cm]	h_w [cm]	h_{cr} [cm]
1	1/2	700	736	389
2	3/4	560	778	389
3	5/6	560	778	389

Nella zona critica si individuano alle estremità della parete due zone confinate aventi per lati lo spessore della parete e una lunghezza “confinata” pari al 20% della lunghezza in pianta e comunque non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete.

E’ stato inoltre controllato che nelle zone confinate delle zone critiche sia rispettato il seguente rapporto geometrico di armatura dell’armatura totale verticale, riferito all’area confinata:

$$1\% \leq \rho \leq 4\%$$

Tale verifica è riportata in tabella seguente:

Tab. 62 – Pareti

Parete n.	Nucleo n.	s [cm]	l_{conf} [cm]	A_{conf}	ρ %
1	1	20	140	30 φ 14	1.65
2	3	20	115	24 φ 14	1.61
3	5	20	33	24 φ 18	2.65

Nelle zone confinate si prevedono inoltre staffe φ 8/ 10 disposte in modo da fermare una barra verticale ogni due.

6.17.3 Copriferro e interferro nuovi setti [Circolare n. 617, § C.4.1.6.1.3]

Al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell’aggressività dell’ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature.

Per consentire un omogeneo getto del calcestruzzo, il copriferro e l’interferro delle armature devono essere rapportati alla dimensione massima degli inerti impiegati.

Il copriferro e l’interferro delle armature devono essere dimensionati anche con riferimento al necessario sviluppo delle tensioni di aderenza con il calcestruzzo.

Tab. 63 – Copri ferri minimi in mm

C_{min}	C_o	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/5	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

A tali valori di tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm.

I valori della Tabella si riferiscono a costruzioni con vita nominale di 50 anni (classe II secondo la Tabella 2.4.I delle NTC). Per costruzioni con vita nominale di 100

anni (classe III secondo la citata Tabella 2.4.I) i valori della Tabella vanno inoltre aumentati di 10 mm. Per classi di resistenza inferiori a C_{\min} i valori della tabella sono da aumentare di 5 mm. Per produzioni di elementi sottoposte a controllo di qualità che preveda anche la verifica dei copriferri, i valori della tabella possono essere ridotti di 5 mm. Nel caso specifico, essendo un'opera in classe III, ambiente ordinario e classe di calcestruzzo pari a C25/30 ($C_{\min} \leq C < C_0$), si adotta un copriferro pari a 30 mm.

6.18. Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali [NTC, § 7.3.7.2]

E' stato inoltre verificato che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. Tale circostanza si ritiene soddisfatta se risultano verificate le due seguenti disequaglianze:

$$\delta_{r,SLD} = 0.000348 \cdot h < 0.005 \cdot h \quad \text{SLD- Comb n.11}$$

$$\delta_{r,SLO} = 0.000287 \cdot h < \frac{2}{3} 0.005 \cdot h = 0.0033 \cdot h \quad \text{SLO- Comb n.4}$$

Nel caso specifico l'inserimento dei setti ha ridotto sensibilmente la deformabilità della struttura, ragion per cui la verifica risulta sempre soddisfatta.

7. VERIFICA DELLA NUOVA COPERTURA LIGNEA

7.1. Descrizione

Un elemento di vulnerabilità dell'edificio nei confronti del sisma è rappresentato dalla copertura che, per quanto estremamente leggera, risulta, allo stato attuale piuttosto precaria. Si ravvisa infatti la necessità di renderla rigida nel proprio piano e scongiurare il rischio di crolli locali (crollo dei pilastri di sostegno incapaci di sopportare azioni di trazione, caduta dei singoli elementi del manto non sufficientemente fissati). Essa è una copertura a falde inclinate realizzate, come accennato, mediante travi in legno di abete tipo "Trieste" (8x20 cm) che appoggiano sulle murature e su dei pilastri in muratura sistemati "in falso" sull'estradosso del solaio che sostiene il sottotetto. L'orditura secondaria è realizzata mediante arcarecci e travicelli in legno.

Su una quarta orditura di listelli sono fissate le tegole in laterizio mono-coppo tipo "portoghese".

La soluzione proposta prevede lo smantellamento del manto, la realizzazione di una nuova struttura lignea costituita da travi in legno lamellare di dimensioni 14x35 cm, ad interasse 1.2 m. sulle quali sarà fissato un doppio tavolato (3.3 + 2 cm).

Sul tavolato sarà posata una guaina bituminosa e la doppia orditura di supporto delle tegole per il tetto ventilato, previa disposizione di pannello isolante (s=8 cm).

7.2. Resistenze di calcolo [NTC § 4.4.6]

Le verifiche degli elementi strutturali sono state effettuate con il metodo degli stati limiti.

Il valore di calcolo di X_d di una proprietà del materiale (o della resistenza di un collegamento) è stato calcolato mediante la relazione:

$$X_d = \frac{k_{mod} \cdot X_k}{\gamma_M}$$

Con:

X_k valore caratteristico della proprietà del materiale (o della resistenza del collegamento)

γ_M coefficiente parziale di sicurezza

k_{mod} coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico che dell'umidità della struttura

7.3. Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

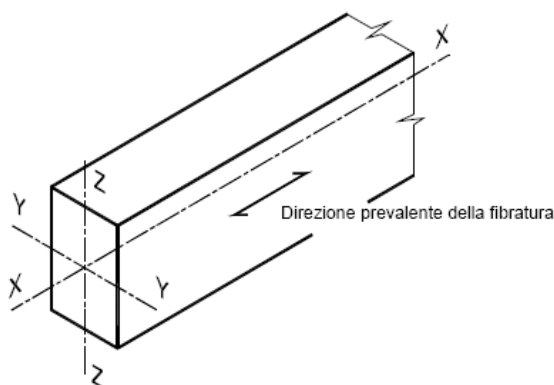
Per lo stato limite ultimo, deve essere rispettata la seguente relazione:

$$S_d \leq R_d \quad [S_d/R_d \leq 1]$$

dove:

S_d è il valore di progetto delle forze e dei momenti nella membratura o nell'elemento dovuti ai carichi, incrementati secondo i coefficienti di sicurezza, applicati sulla struttura e R_d è la corrispondente resistenza di progetto.

La resistenza di progetto R_d , è data dal rapporto R_k/γ_M dove R_k è la resistenza caratteristica e γ_M è un coefficiente parziale di sicurezza.



Verifica a flessione [NTC § 4.4.8.1.6]

Devono essere soddisfatte entrambe le condizioni seguenti:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$$

Con:

$\sigma_{m,y,d}, \sigma_{m,z,d}$	tensione di calcolo massima per flessione rispettivamente nei piani xz e xy
$f_{m,y,d}, f_{m,z,d}$	resistenze di calcolo a flessione rispettivamente nei piani xz e xy
$k_m = 0.7$	per sezioni trasversali rettangolari

Verifica a taglio [NTC § 4.4.8.1.9]

Deve essere soddisfatta la condizione:

$$\tau_d \leq f_{v,d}$$

Con:

τ_d	tensione massima tangenziale di calcolo, valutata secondo la teoria di Jourawski
$f_{v,d}$	corrispondente resistenza di calcolo a taglio

I risultati delle verifiche delle travi e del tavolato è riportata in forma estesa nel fascicolo allegato.
