



DIPARTIMENTO PER LE POLITICHE INTEGRATE DI SICUREZZA E PER LA PROTEZIONE CIVILE
P.F. RISCHIO SISMICO ED OPERE PUBBLICHE D'EMERGENZA

Esempio applicativo c.a.
Scuola "Pellico", Camerano (AN)

PRIMA PARTE

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DEGLI EDIFICI STRATEGICI O RILEVANTI

(Ord.P.C.M. n.3274 e s.m.i., D.M. 14/09/2005)

EDIFICIO IN CEMENTO ARMATO

Scuola media "Pellico" - Camerano (AN)

- PRIMA PARTE -



<http://rischiosismico.regione.marche.it> - Esempio guida applicativo



Regione Marche

DIPARTIMENTO PER LE POLITICHE INTEGRATE DI SICUREZZA E PER LA PROTEZIONE CIVILE

P.F. RISCHIO SISMICO ED OPERE PUBBLICHE D'EMERGENZA

Esempio applicativo c.a.
Scuola "Pellico", Camerano (AN)

PRIMA PARTE



- PRIMA PARTE -	2
1. Il fabbricato	2
2. Analisi della documentazione esistente	4
2.1 Aspetti geologici e geomorfologici dell'area in esame.....	4
2.2 Caratterizzazione sismica del suolo	6
2.3 Informazioni sulla sovrastruttura	6
3. Identificazione dell'organismo strutturale in fondazione	7
3.1 Generalità.....	7
3.2 Le indagini in situ	8
3.3 Considerazioni preliminari alle verifiche.....	8
4. Identificazione dell'organismo strutturale in elevazione	8
4.1 Generalità.....	8
4.2 Le indagini in situ	9
4.2.1 La geometria delle carpenterie	9
5. Disposizioni attuative: il DPCM 21 ottobre 2003.....	12
5.1 Analisi di regolarità dell'edificio	12
5.1.1 Configurazione in pianta.....	13
Nella tabella A FIANCO è possibile vedere il risultato ottenuto per il piano terra:.....	17
5.1.2 Rapporto tra i lati del rettangolo in cui la pianta è iscritta (max 4).	17
5.1.3 Massimo valore di rientri e sporgenze (max 25%).	18
5.1.4 Solai infinitamente rigidi nel loro piano	18
5.1.5 Minima estensione verticale di un elemento resistente (min 100%)	22
5.1.6 Massima variazione da un piano all'altro di massa e rigidità, espressa in percentuale della massa e della rigidità del piano contiguo con valori più elevati (max 20%)	22
5.1.7 Massimo restringimento della sezione dell'edificio, in percentuale alla dimensione corrispondente al primo piano, ed a quella corrispondente al piano immediatamente sottostante (max 30%, max 10%).....	22
5.1.8 Presenza di elementi non strutturali in grado di influire negativamente sulla risposta della struttura.	23
5.1.9 Considerazioni finali.	25
5.2 Definizione del livello di acquisizione dati da perseguire	25
5.3 Definizione della procedura di verifica da effettuare.....	27
6. Conseguimento del livello di conoscenza previsto per le verifiche.....	27
6.1 CONSEGUIMENTO DEL LIVELLO LC1	27
6.1.1 Definizione del livello di conoscenza	27
6.1.2 Rilievo delle proprietà dei materiali per arrivare ad un LC1	28
6.1.3 Rilievo dei dettagli costruttivi per arrivare ad un LC1	43
6.1.4 Il costo delle indagini	54

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLA SCUOLA MEDIA "PELLICO" DI CAMERANO (AN), secondo la OPCM n.3274/03 e s.m.i. e le Norme Tecniche per le Costruzioni DM 14/09/05

- PRIMA PARTE -

1. Il fabbricato

La scuola media "Silvio Pellico" è ubicata a Camerano in provincia di Ancona.

Il complesso scolastico è caratterizzato da più corpi di fabbrica, ma solo una parte di questi è stata scelta ai fini della valutazione della sicurezza; in particolare si è deciso di esaminare i corpi 1 e 2 adibiti all'attività scolastica e di segreteria.

Strutturalmente connessi, benché muniti di differenti altezze, essi sono di fatto separati dai corpi adiacenti mediante un giunto strutturale efficace anche dal punto di vista sismico.

Il corpo di fabbrica principale, denominato corpo 1, è munito di tre elevazioni per complessivi quattro piani: a partire dal piano seminterrato segue infatti il piano terra, il piano primo ed il piano di copertura piana.

Il secondo corpo di fabbrica, denominato corpo 2, è invece caratterizzato da sole due elevazioni, generate dal piano seminterrato, dal piano terra e dal piano di copertura piana.

La scuola è contraddistinta da tamponature esterne munite di finestre a nastro (*vedi fig. 1.1, 1.2, 1.3, 1.4*) diffuse tra l'altro a tutti i piani strettamente adibiti all'attività didattica, mentre nel piano seminterrato queste sono localizzate solo lungo il lato fruibile.

La valutazione della sicurezza sismica del fabbricato in questione viene condotta nel rispetto dei requisiti e dei procedimenti che vengono esposti nell'OPCM 3274 così come modificata dall'OPCM 3431 del 3/5/05, relativamente agli edifici in cemento armato.

Lo scopo principale di tale approfondimento è quello di stabilire se l'edificio esistente è in grado o meno di resistere alla combinazione di progetto contenuta nella norma; a tal fine l'OPCM fornisce degli strumenti per la valutazione dell'edificio. Le disposizioni attuative sono quelle contenute nel **Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri 21 ottobre 2003**.

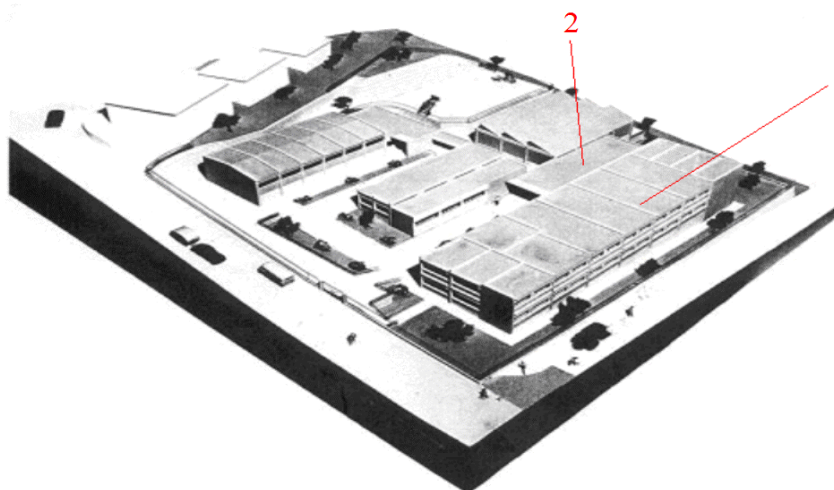


Figura 1.1 – Vista del complesso scolastico

PROSPETTO SUD - Corpo "1" - AULE

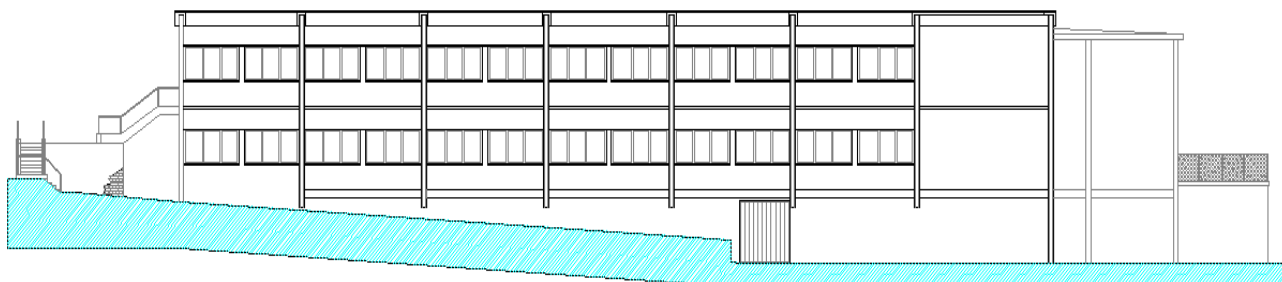


Figura 1.2 – Prospetto sud – (disegno fornito dall'ing. A. Giardi)

SEZIONE 1 - 1

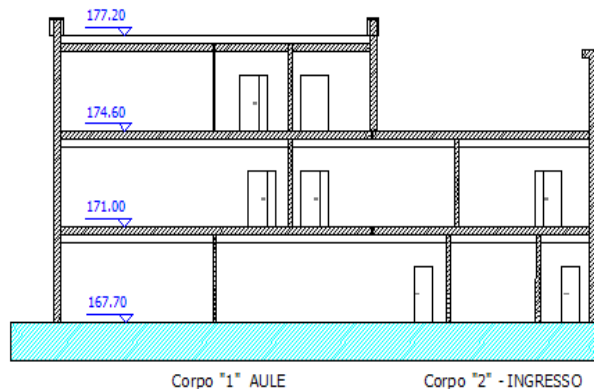
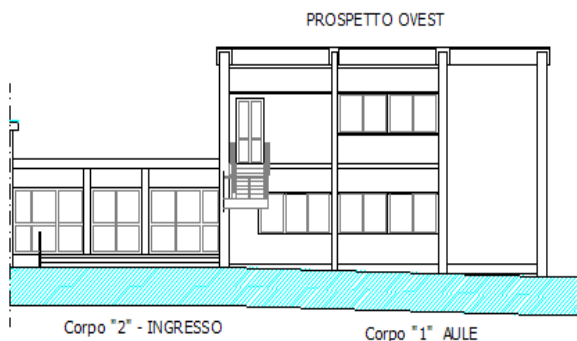
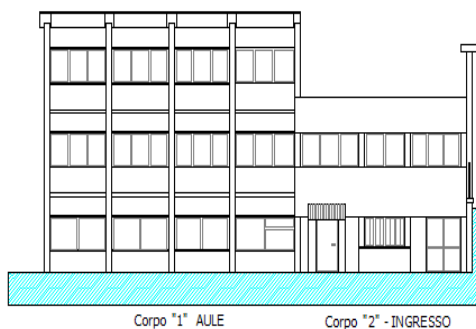


Figura 1.3 – Prospetto Ovest – Sezione 1-1 – (disegno fornito dall'ing. A. Giardi)

PROSPETTO EST



PROSPETTO NORD

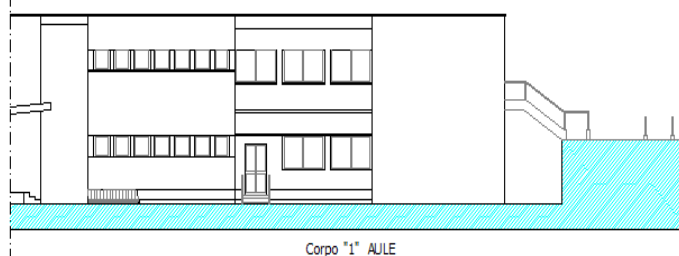


Figura 1.4 – Prospetto est e nord – (disegno fornito dall'ing. A. Giardi)

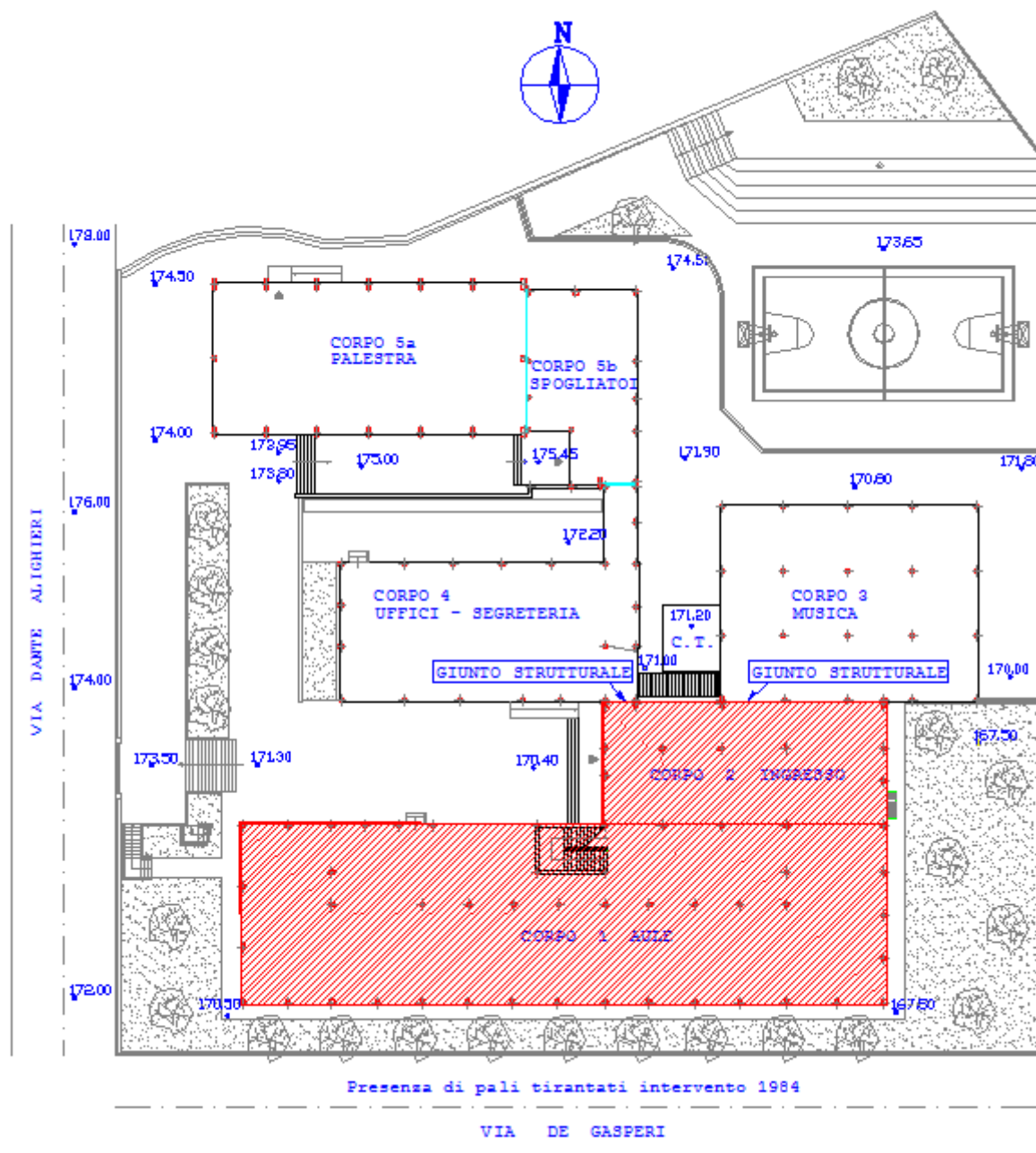


Figura 1.5 – Configurazione planimetrica – visibili il corpo 1 (rettangolo più grande) e corpo 2
(disegno fornito dall'ing. A. Giardi)

2. Analisi della documentazione esistente

L'indagine preliminare atta a ricostruire la "storia" del fabbricato, condotta mediante l'aiuto dei tecnici del comune locale, ha permesso di ricavare solo alcune notizie generali, soprattutto di carattere geologico geotecnico, non essendo disponibili i documenti del progetto strutturale originario.

2.1 Aspetti geologici e geomorfologici dell'area in esame

Il rilievo su cui sorge l'abitato di Camerano è costituito da sedimenti marini appartenenti al Ciclo Plio-Pleistocenico, depositatesi nel bacino marchigiano esterno.

Tali formazioni geologiche sono formate da una sequenza di depositi pelitici, pelitico-arenacei, arenaceo-pelitici e talora organogeni.

Al di sopra di esse, si riscontra una coltre di copertura che è costituita da terreni eluvio-colluviali, depositi alluvionali (Torrente Aspigo) e da accumuli di frana.

Nel caso specifico, in base all'esecuzione di tre sondaggi geognostici, eseguiti nell'area di pertinenza del plesso scolastico e spinti fino ad una profondità massima di circa 18 metri dal p.c., si è potuto ricostruire la seguente sequenza litostratigrafica; dal basso verso l'alto, si ha:

- "Litotipo A" : argille azzurre omogenee, consistenti, asciutte;
- "Litotipo B" : argille limose nocciola, intercalate a livelletti di sabbia ocrea, fratturate, consistenti nelle singole unità;
- "Litotipo C" : argille limose caotiche, plastiche, ricche di inclusioni carbonatiche sfatte (spalmature), allo stato colluviale.

Il "litotipo A" rappresenta il substrato e la sua parte integra inizia ad una profondità variabile di circa 12 metri (S1), 16,50 metri (S2) ed 15,50 (S3).

I litotipi "B" e "C" costituiscono la coltre detritica che ricopre il substrato e sono formati sia da terreni di origine eluvio-colluviale che da terreni di riporto.

Durante queste perforazioni, non è stata rilevata la presenza di falde idriche all'interno del sottosuolo investigato.

Relativamente alle condizioni topografiche e geomorfologiche dell'area, oggetto di studio, essa si situa lungo il versante sud-occidentale del rilievo di Camerano ed è posta ad una quota di circa 165 m sul livello del mare. Tale pendio degrada pressoché uniformemente verso il Torrente Aspigo ed è caratterizzato da un tratto iniziale, a maggior pendenza (circa 20°) e di minor estensione, e dal tratto successivo a minor pendenza (circa 10°-15°) e maggior sviluppo che va a confluire nella vallata costituita dal corso d'acqua sopra detto.

Immediatamente, a valle di tale area, è presente un esteso fenomeno gravitativo, la cui corona lambisce lo spigolo meridionale del plesso scolastico, mentre il corpo va ad interessare la zona urbanizzata, posta ad una quota inferiore, fino a chiudersi poco dopo.

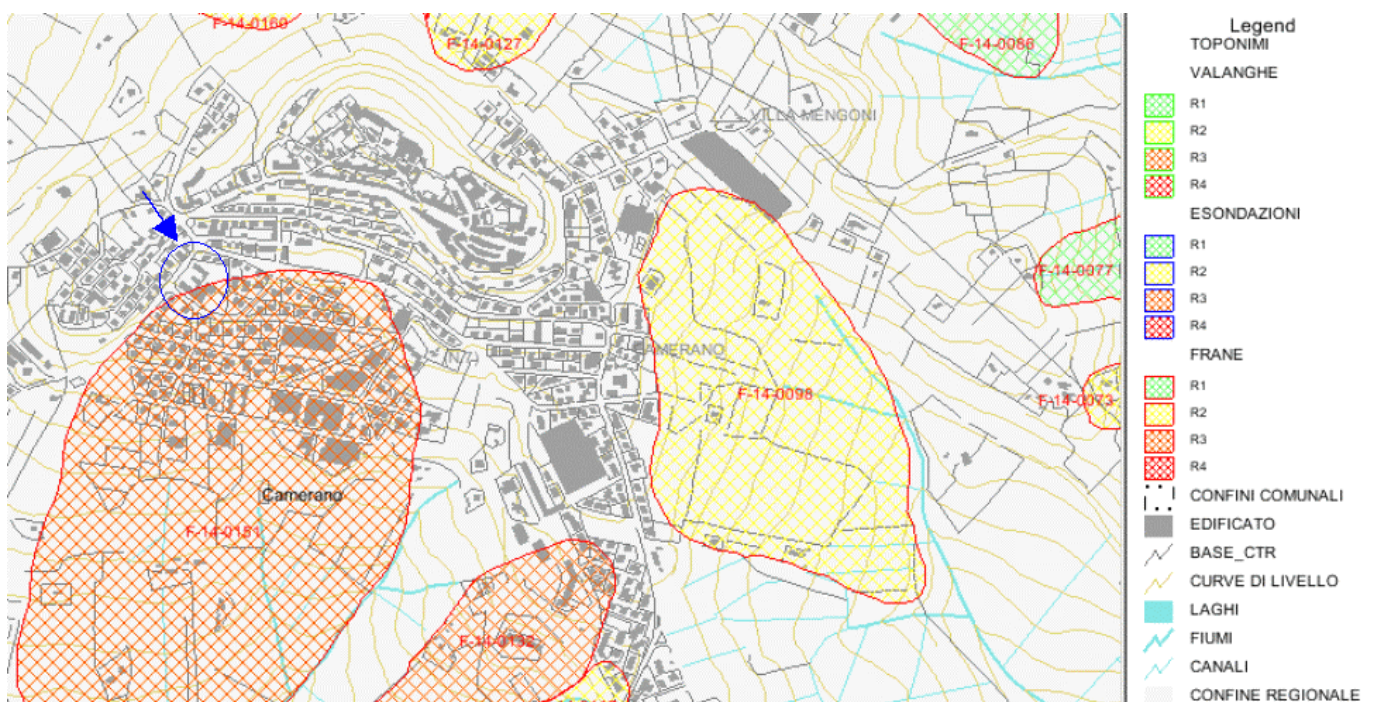


Figura 2.1.1 – Fronte gravitativo che insiste sulla scuola Pellico – Area soggetta a ripериметриzzazione

(cartografia P.A.I. – Autorità di Bacino Regionale – Regione Marche)

Per questo motivo, in passato, sono stati realizzati degli interventi di messa in sicurezza dell'edificio scolastico (opere di contenimento caratterizzate da una serie di pali tirantati la cui disposizione planimetrica è visibile nella successiva *fig. 2.3.1*) e, contemporaneamente, delle opere di drenaggio sia superficiale che profondo mirate alla stabilizzazione generale del versante in esame (opere di consolidamento).

I dati del monitoraggio geotecnico reperiti in Comune (ultima lettura ottobre 2002), indicano la presenza di deformazioni non apprezzabili; almeno per questo settore della frana ciò fa supporre che il grado di attività del movimento gravitativo si stia attenuando fino ad avere spostamenti non significativi.

2.2 Caratterizzazione sismica del suolo

Durante la campagna geognostica eseguita per il plesso scolastico, sono stati prelevati due campioni di terreno da sottoporre a specifiche prove di laboratorio: uno all'interno della coltre di copertura, l'altro all'interno del substrato integro.

Tali prove consistono nel determinare le proprietà indice e le caratteristiche meccaniche dei terreni investigati ("Limiti di Atterberg", prova edometrica, prova ELL e prova a taglio diretto).

Nel caso specifico, è stato preso in considerazione solo il parametro riferito alla coesione non drenata " C_u ", ottenuto dall'esecuzione della prova ELL sul campione proveniente dalla coltre di copertura, per un valore pari a 112 kPa.

Pertanto, dall'analisi dei valori fisico-meccanici e considerando le condizioni litostratigrafiche del sito, si è potuto classificare il suolo, secondo il D.M. 14/09/2005, come di tipo "C".

Negli anni passati (1984) il territorio è stato comunque bonificato mediante un importante intervento geotecnico – strutturale (*la cui documentazione è stata visionata*) che ha di fatto rimosso il pericolo di scivolamento dello strato in frana, consentendo così il normale utilizzo del fabbricato.

A seguito dell'analisi della documentazione relativa all'intervento di bonifica del territorio¹ è stato possibile innanzi tutto capire il tipo di intervento a suo tempo eseguito ed è stato quindi possibile prendere atto, anche in base alle informazioni ricevute dai tecnici locali circa la stabilità attuale del luogo, dell'efficacia dello stesso.

2.3 Informazioni sulla sovrastruttura

Per quanto riguarda invece la documentazione strutturale dei piani in elevazione, non è stato possibile acquisire alcuna notizia, rimandando dunque alle fasi del rilievo e delle indagini conoscitive, l'identificazione della geometria strutturale.

Nessuna informazione è stata trovata circa il sistema di fondazione.

Per quello che riguarda l'indagine materica è stato possibile sfruttare le relazioni redatte dall'ing. Maurizio Scansani di Osimo che, su incarico affidatogli dal Comune di Camerano, nel dicembre del 2002 ha condotto una corposa campagna di saggi distruttivi e non distruttivi sulle strutture del fabbricato.

I dati, ricavati non seguendo i criteri imposti dall'ordinanza, sono stati gestiti in modo tale da renderli, in modo simulato, conformi alla norma.

In definitiva la documentazione presente è la seguente:

- Elaborati dell'intervento di bonifica della frana locale (1984);
- Relazione geologica allegata agli elaborati (1984);
- Prove ed indagini diagnostiche sugli elementi strutturali in c.a. (2002).

¹ Tale passo è fondamentale. La necessità di constatare la bontà di un intervento di bonifica attuato in una zona a rischio frana, è doveroso soprattutto per le conseguenze che esso può avere nella scelta del tipo di verifica da dover condurre. Si veda per maggiori specifiche il capitolo relativo alle disposizioni attuative elencate nel DPCM 21 ottobre 2003.

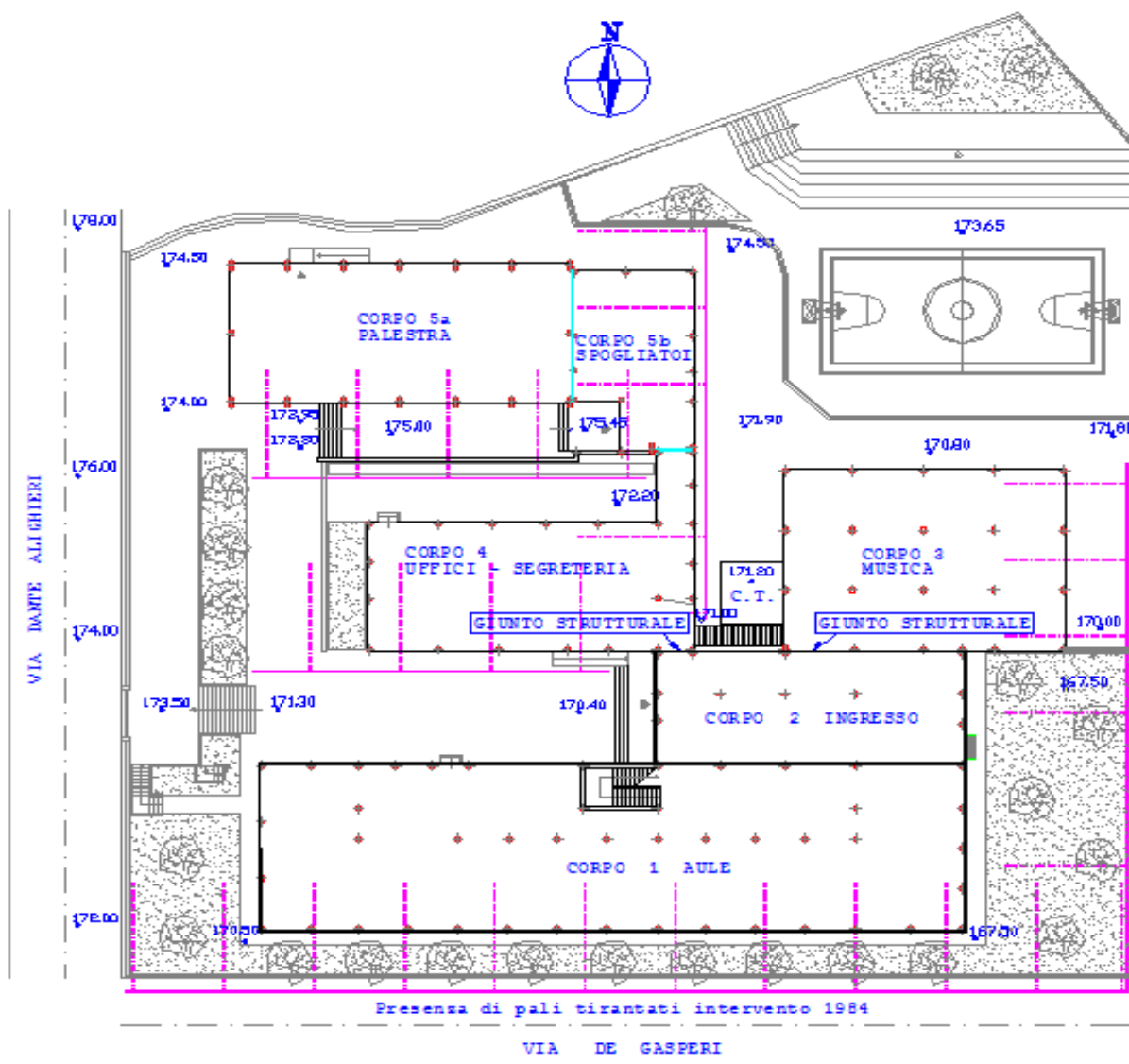


Figura 2.3.1 – Intervento di messa in sicurezza della frana
 (disegno fornito dall'ing. A. Giardi)

3. Identificazione dell'organismo strutturale in fondazione

3.1 Generalità

Le informazioni relative alla tipologia di fondazione effettivamente presente in loco sono di fondamentale importanza per avere una idea completa delle effettive capacità resistenti del complesso terreno fondazione, e servono per stabilire con certezza il grado di vincolo esterno da assegnare ai pilastri della prima elevazione qualora si voglia studiare la struttura in elevazione separatamente da quella fondale.

Il problema più rilevante si è rivelato però la vera e propria identificazione del sistema fondale; nel caso della scuola in esame, stante la totale assenza di tavole progettuali, si è reso necessario effettuare dei saggi molto estesi e comunque, laddove per ragioni tecniche non si è potuti giungere direttamente, la decisione è stata quella di "ipotizzare" la conformazione delle strutture di fondazione.

3.2 Le indagini in situ

A seguito delle indagini svolte è emerso che la struttura insiste sul terreno tramite due piani di fondazione, sfalsati di circa 1,15 metri, muniti di plinti collegati da cordoli, anche se il collegamento non è né uniforme né diffuso in modo omogeneo su tutti i plinti.

L'esame visivo dello stato dei getti dei pilastri e dei plinti direttamente esaminati, ha mostrato alcune singolarità tipiche dei getti mal eseguiti; si sono riscontrati ad esempio pezzi di laterizio annegati dentro i pilastri, nidi di ghiaia, plinti visibilmente sottodimensionati a tal punto da far pensare che un ruolo statico fondamentale sia svolto anche dal magrone, in alcuni casi di consistenza paragonabile, se non migliore, a quella degli stessi plinti.

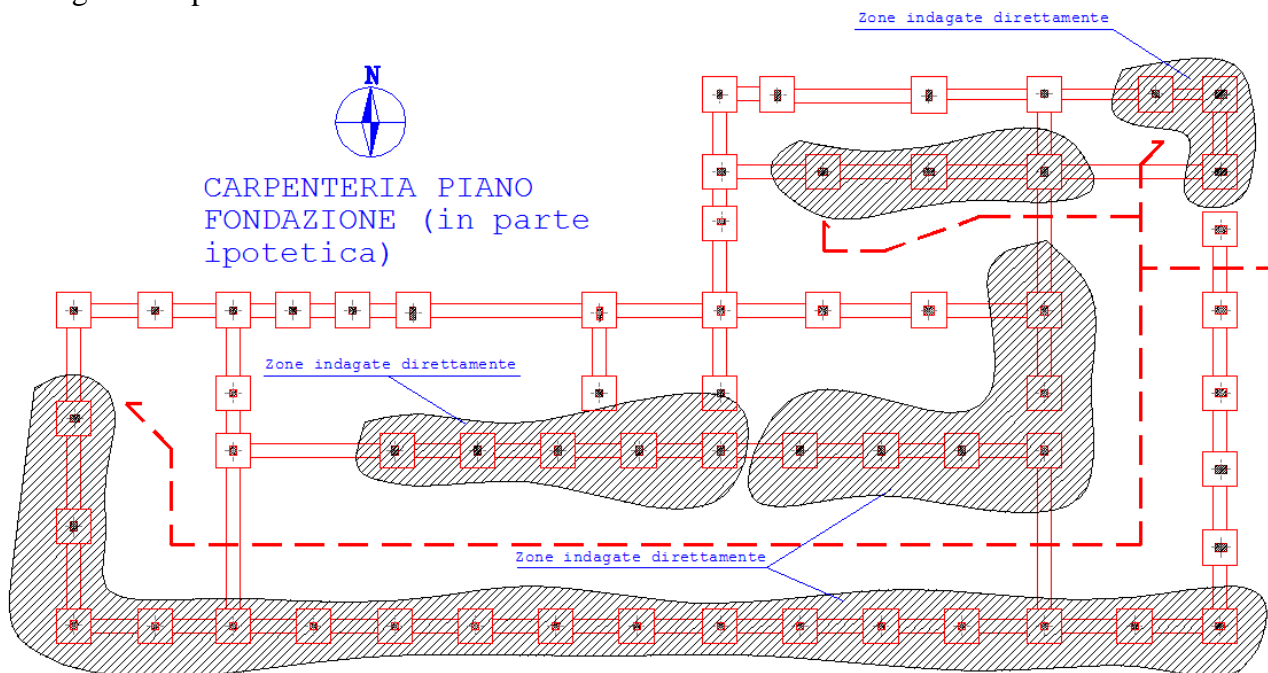


Figura 3.2.1 – Carpenteria del piano di fondazione - Zone indagate e percorso di ispezione

3.3 Considerazioni preliminari alle verifiche

Pur avendo constatato la necessità di programmare degli interventi sulle strutture di fondazione in fase di modellazione i pilastri del piano terra sono stati comunque considerati incastrati e aventi due altezze differenti a seconda che essi si trovino nell'uno o nell'altro piano; si è voluto in tal modo superare le difficoltà connesse alla rappresentazione dei plinti bypassando così le problematiche legate alla reale "consistenza" del piano di fondazione, rimandando a futuri documenti l'approfondimento su queste tematiche.

4. Identificazione dell'organismo strutturale in elevazione

4.1 Generalità

L'identificazione della geometria strutturale, sia essa fatta in base ad un rilievo a campione oppure a partire da zero (come nel nostro caso), è un passo fondamentale ed obbligatorio, senza il quale non è possibile portare avanti la fase di valutazione della sicurezza.

A seguito di ripetuti sopralluoghi presso i plessi scolastici è stato possibile identificare la geometria della struttura, la stratigrafia dei solai, la stratigrafia delle tamponature esterne e dei tramezzi interni.

4.2 Le indagini in situ

Tale fase è stata condotta con l'intento di produrre una modellazione corretta dell'organismo resistente, nonché con la finalità di acquisire notizie per la successiva analisi dei carichi e per affrontare le problematiche legate alla definizione dei livelli di conoscenza.

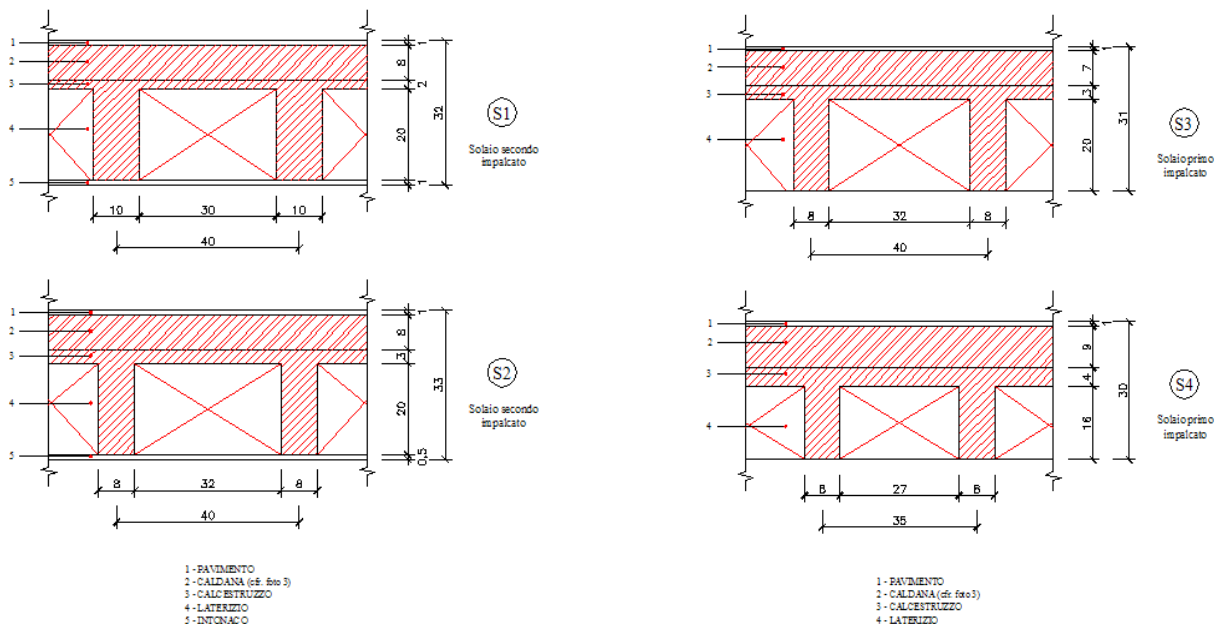
4.2.1 La geometria delle carpenterie

Come già anticipato l'edificio scolastico, caratterizzato in pianta da una forma ad L, è composto dalla connessione di due corpi di fabbrica, caratterizzati il primo da tre elevazioni ($h_{tot}=9,60m$) ed il secondo da due elevazioni ($h_{tot}=6,30m$).

All'interno dei telai perimetrali della prima elevazione è stata rilevata in alcune specchiature la presenza di tamponature costituite da una parete di mattoni pieni posti ad una testa; [la presenza di tale tamponatura, stante la rigidezza non trascurabile in essa insita, non dovrebbe essere trascurata a livello di modellazione; d'altronde la sezione dei pilastri rilevata in loco (molti 30×30) non può non risentire della presenza di tali pareti].

L'ossatura portante è costituita da 59 pilastri e 71 travi per le due prime elevazioni, mentre per la terza ed ultima elevazione si hanno 46 pilastri e 56 travi.

I solai sono caratterizzati da luci rilevanti (dell'ordine dei 7 metri), ma non sembrano muniti di spessore né di consistenza adeguata; infatti, da alcuni saggi stratigrafici, è emerso che il solaio del primo impalcato ha uno spessore variabile da $16+4$ (su una specchiatura di luce netta circa 7,20 metri) a $20+3$ (su una specchiatura di luce netta circa 6,50 metri), mentre il secondo solaio ha uno spessore variabile da $20+2$ (su una specchiatura di luce netta circa 7,20 metri) a $20+3$ (su una specchiatura di luce netta circa 6,50 metri).



(disegni forniti dall'ing. M. Scansani)

Sono stati identificati ed analizzati anche due travetti di solaio per impalcato; è emerso in particolare che nel secondo impalcato, le nervature variano da 80 a 100 mm e sono poste ad un interasse di 400 mm, mentre nel primo impalcato risultano sempre di 80 mm e poste ad un interasse di 400 mm.

Sono state acquisite informazioni anche sul massetto rilevando come, in corrispondenza dei punti ove sono stati condotti i saggi stratigrafici, lo spessore vari da 70 a 90 mm e la sua consistenza risulta decisamente migliore rispetto a quella della corrispondente caldana!! Quest'ultima risulta infatti priva di



adeguata armatura metallica ed è composta da inerti di medie dimensioni poco legati dalla malta cementizia.



FOTO 3
Stratigrafia S2 (cfr. fig. 3)
Nella foto è mostrata la caldana presente nel solaio. Gli inerti risultano di medie dimensioni e poco legati dalla malta cementizia.



FOTO 4
Stratigrafia S2 (cfr. fig. 3)
Nella foto è mostrata la superficie di separazione tra massetto (parte alta della foto) e caldana (parte bassa della foto). Risulta evidente il diverso grado di compattezza e coesione dei due elementi.

(foto fornite dall'ing. M. Scansani)

A livello di verifica della struttura esistente, le informazioni sui solai devono suggerirci delle corrette scelte di modellazione dell'impalcato oltre che fornirci precise indicazioni sul comportamento statico; ciò tra l'altro è puntualmente richiesto dal DPCM 21/10/2003 ove si specifica che la rigidità del solaio è un requisito fondamentale per stabilire la regolarità del fabbricato.

Per quello che riguarda il solaio di copertura le indagini hanno messo in evidenza che lo spessore dell'impalcato si attesta sui 20 cm (16+4), sopra il quale è steso un massetto delle pendenze di spessore medio 9 cm ed uno strato di guaina a finire.

L'orditura dei solai è stata rilevata in due specchiature in corrispondenza degli impalcati principali; si è potuta così evidenziare la tessitura dei solai, acquisendo così le informazioni necessarie per procedere alla determinazione dell'andamento dei carichi verticali.

Sono state rilevate anche le tipologie delle tamponature, esterne ed interne.

I paramenti esterni sono così composti:

- fodera di mattoni pieni posti ad una testa;
- intercapedine;
- fodera di mattoni forati da 8 cm;
- strato di intonaco dello spessore medio di 2 cm.
- I divisori interni sono di spessore variabile da 15 cm a 10 cm, e sono rivestiti da uno strato di intonaco di 1 cm

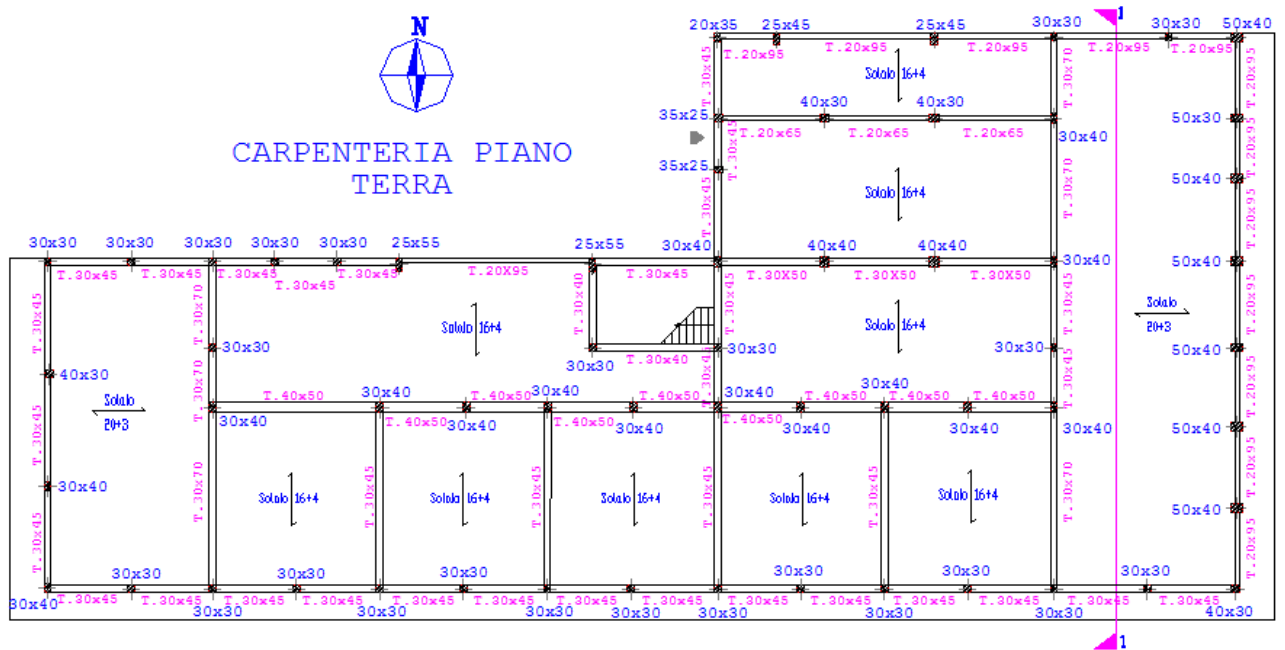


Figura 4.2.1.1 – Carpenteria del piano terra

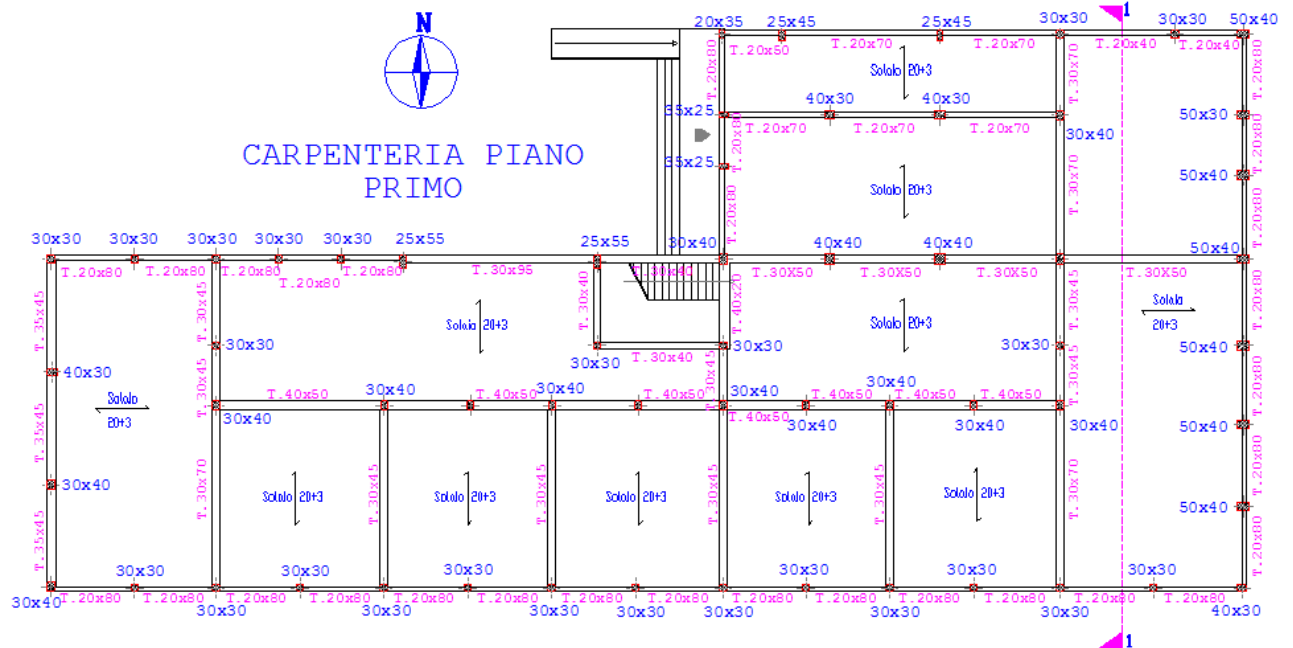


Figura 4.2.1.2 – Carpenteria del piano primo

Come già anticipato, l'analisi di regolarità del fabbricato è un passo fondamentale e va eseguita in modo completo; essa fornisce infatti delle informazioni preliminari importanti e permette sin da subito di evidenziare alcune macrocarenze strutturali e geometriche, come ad esempio la sensibilità ai fenomeni torsionali qualora centro delle masse e centro delle rigidezze fossero fortemente non coincidenti od alla potenziale presenza di piani soffici se tra un piano e l'altro si verificassero brusche variazioni di rigidezza aggravate ad esempio dall'assenza di tamponature efficaci.

Facendo riferimento alla scuola Silvio Pellico, analizziamo punto per punto i vari requisiti da controllare.

5.1.1 Configurazione in pianta

Con riferimento al giudizio da esprimere sulla compattezza della generica pianta della struttura in esame, la miglior definizione rintracciabile è quella contenuta nell'Eurocodice 8 UNI EN 1998-1:2005 al p.to 4.2.3 e più precisamente al 4.2.3.2 "Criteri per la regolarità in pianta":

".....

La configurazione planimetrica dovrà essere compatta, cioè, ogni orizzontamento dovrà essere delimitato da una linea poligonale convessa. Se esistono arretramenti (vertici rientranti o interruzioni lungo i bordi), la regolarità in pianta può ancora essere considerata come soddisfatta, dimostrando che questi arretramenti non alterino la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e che, per ogni arretramento, l'area tra il perimetro del piano e la linea poligonale convessa che racchiude l'orizzontamento stesso non ecceda il 5% dell'area del piano."

Nel caso in esame è evidente come tale requisito non sia rispettato al primo ed al secondo piano, mentre il piano di copertura, essendo rettangolare, risponde perfettamente alle indicazioni geometriche sopra riportate.

La seguente figura 5.1.1.1 mostra graficamente il controllo che viene richiesto dall'EC8.

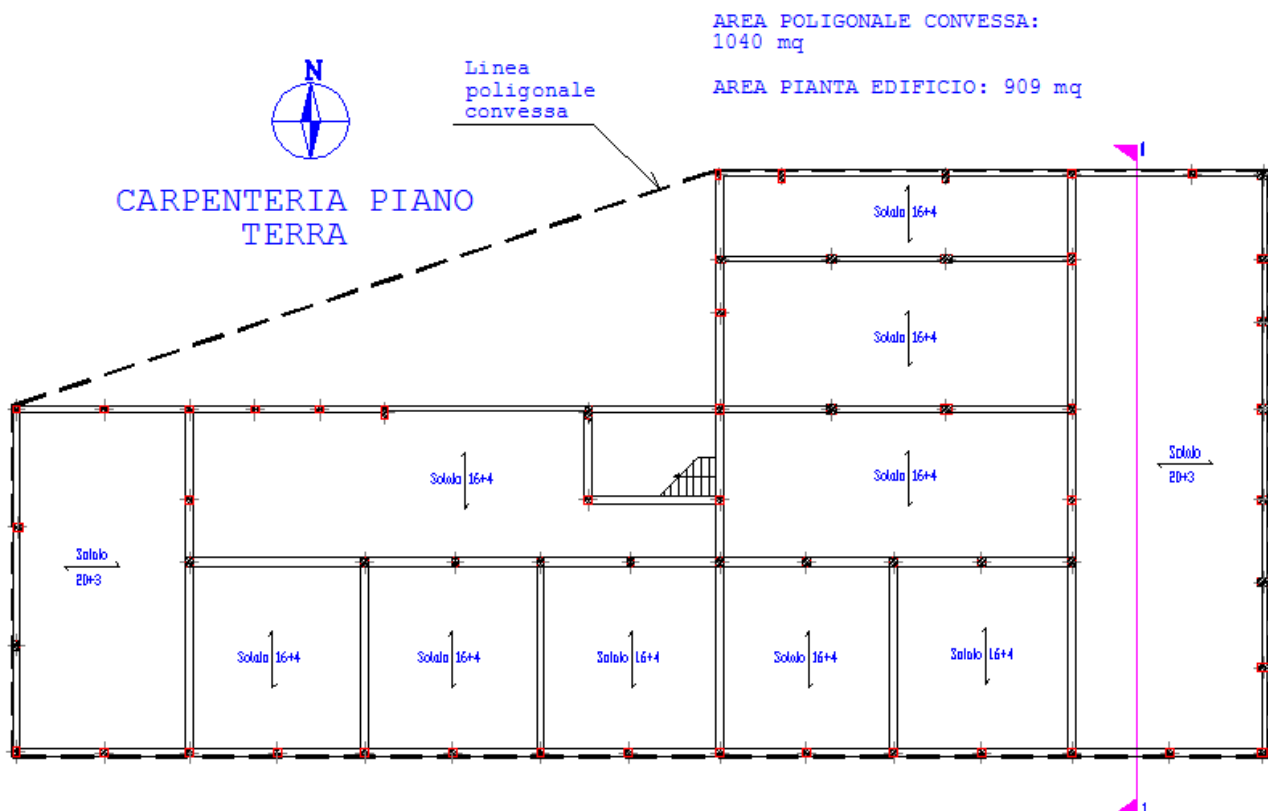


Figura 5.1.1.1 – Controllo delle aree secondo l'EC8



Il rapporto tra l'area in pianta dell'edificio e l'area poligonale convessa è di 0,874, ciò implica una differenza percentuale pari a circa il 13%, dunque ben superiore al minimo del 5% richiesto dalla norma europea.

La determinazione del centro delle masse (CM) e delle rigidezze (CR) può essere facilmente condotta con un semplicissimo foglio elettronico (vedi fig. 5.1.1.2); in particolare la definizione del centro delle masse può essere impostata considerando i soli carichi verticali permanenti, essendo quelli accidentali uniformemente distribuiti sul piano².

La combinazione di carico che viene dunque utilizzata ai presenti scopi è la seguente:

- Peso proprio elementi del telaio
- Peso proprio dei solai
- Peso delle tamponature esterne
- Peso dei tramezzi interni
- Peso della scala

La ricerca del centro delle rigidezze è invece basata sulle rigidezze dei singoli elementi resistenti calcolate tenendo in conto solo il contributo flessionale.

Nel caso fossero stati presenti ad esempio dei setti in c.a., si sarebbe dovuto tener in conto anche il contributo a taglio di questi elementi strutturali.

N° Pilastro	FORZA F(Z) Kg	MASSA (M) Kg	ASCISSA (X) cm	CAMERANO - M2			N° NODO	MASSE ROTAZIONALI		
				M * X	ORDINATA (Y) cm	M * Y		ASCISSA2 (X2) cm2	ORDINATA2 (Y2) cm2	M x D2 Kg cm2
180	4,790	4.882772681	0	0	0	0	180	6081605.641	480959.4591	32043513.59
181	3,800	3.873598369	350	1355.759429	0	0	181	4477841.824	480959.4591	19208404.56
182	9,760	9.9490316	690	6864.831804	0	0	182	3154499.831	480959.4591	36169299.36
183	9,580	9.765545362	1040	10156.16718	0	0	183	2033736.015	480959.4591	24557372.72
184	8,230	8.389398573	1390	11661.26402	0	0	184	1157972.198	480959.4591	13749650.91
185	8,370	8.532110092	1740	14845.87156	0	0	185	527208.3819	480959.4591	8601799.01
186	8,160	8.318042813	2090	17384.70948	0	0	186	141444.5654	480959.4591	5177183.323
187	9,040	9.215086646	2440	22484.81142	0	0	187	680.748962	480959.4591	4438356.25
188	7,890	8.042813456	2800	22519.87768	0	0	188	111495.1092	480959.4591	4765001.574
189	8,620	8.78895209	3150	27678.89908	0	0	189	467731.2927	480959.4591	8336100.184
190	8,070	8.226299694	3500	28792.04893	0	0	190	1068967.476	480959.4591	12750163.47
191	9,840	10.03058104	3850	38617.737	0	0	191	1915203.66	480959.4591	24034908.35
192	10,140	10.33639144	4210	43516.20795	0	0	192	3041218.02	480959.4591	36406605.14
193	4,030	4.108053007	4600	18897.04383	0	0	193	4553566.91	480959.4591	20682101.19
194	4,070	4.148827727	4970	20619.6738	0	0	194	6269559.447	480959.4591	28006740.01
195	8,890	9.062181448	4970	45039.04179	340	3081.142	195	6269559.447	124971.0221	57948395.38
197	8,190	8.348623853	4970	41492.66055	680	5677.064	197	6269559.447	182.5851517	52343717.88
213	8,960	9.133537207	4970	45393.67992	1010	9224.873	213	6269559.447	100164.3963	58178109.72
225	6,090	6.20795107	4970	30853.51682	1370	8504.893	225	6269559.447	457635.463	41762096.84
224	8,770	8.939857288	4210	37636.79918	1370	12247.6	224	3041218.02	457635.463	31279250.81
223	9,810	10	3710	37100	1370	13700	223	1547309.186	457635.463	20049446.49
222	8,910	9.082568807	3250	29518.34862	1370	12443.12	222	614513.0595	457635.463	9737862.727
221	7,250	7.390417941	2800	20693.17023	1370	10124.87	221	111495.1092	457635.463	4206112.792
220	12,790	13.03771662	2280	29725.99388	1370	17861.67	220	34629.9222	457635.463	6418016.592
219	13,240	13.49643221	1470	19839.75535	1370	18490.11	219	992197.6117	457635.463	19567573.81
218	4,070	4.148827727	1210	5020.081549	1370	5683.894	218	1577765.018	457635.463	8444625.952
217	4,810	4.903160041	950	4658.002039	1370	6717.329	217	2298532.425	457635.463	13513932.25
216	5,240	5.341488277	690	3685.626911	1370	7317.839	216	3154499.831	457635.463	19294178.33
215	3,190	3.251783894	350	1138.124363	1370	4454.944	215	4477841.824	457635.463	16049105.55
214	4,770	4.862385321	0	0	1370	6661.468	214	6081605.641	457635.463	31796309.95
208	10,300	10.49949032	0	0	900	9449.541	208	6081605.641	42637.12593	64301427.62
196	9,320	9.500509684	0	0	430	4085.219	196	6081605.641	69438.78881	58438057.17
198	22,170	22.59938838	690	15593.57798	760	17175.54	198	3154499.831	4420.59998	71389669.68
209	6,590	6.717635066	690	4635.168196	1010	6784.811	209	3154499.831	100164.3963	21863646.54
199	22,030	22.45667686	1390	31214.78084	760	17067.07	199	1157972.198	4420.59998	26103479.46
200	10,570	10.77471967	1740	18748.01223	760	8188.787	200	527208.3819	4420.59998	5728153.25
201	12,620	12.86442406	2090	26886.64628	760	9776.962	201	141444.5654	4420.59998	1876471.343
202	11,300	11.51858531	2440	28106.01427	760	8754.332	202	680.748962	4420.59998	58761.71564
203	11,370	11.59021407	2800	32452.59939	760	8808.563	203	111495.1092	4420.59998	1343487.883
204	12,830	13.07849134	3150	41197.24771	760	9939.653	204	467731.2927	4420.59998	6175034.438
205	13,030	13.28236493	3500	46488.27727	760	10094.6	205	1068967.476	4420.59998	14257132.14
206	13,750	14.01630989	3850	53962.79307	760	10652.4	206	1915203.66	4420.59998	26906048.49
207	16,760	17.08460754	4210	71926.19776	760	12984.3	207	3041218.02	4420.59998	52033540.54
209	6,590	6.717635066	690	4635.168196	1010	6784.811	209	3154499.831	100164.3963	21863646.54
210	5,410	5.514780836	2280	12573.70031	1010	5569.929	210	34629.9222	100164.3963	743361.1245
211	6,230	6.350662589	2800	17781.85525	1010	6414.169	211	111495.1092	100164.3963	1344178.103
212	7,330	7.47196738	4210	31456.98267	1010	7546.687	212	3041218.02	100164.3963	23472306.94

Figura 5.1.1.2 – parte di videata tipo del foglio elettronico per la determinazione del CM e del CR

² Questa condizione è generalmente la più comune; si deve far attenzione però che se all'interno di uno stesso piano esistono zone a differente destinazione d'uso, il contributo dei carichi accidentali può essere non trascurabile.

Per stabilire, come suggerisce nello specifico l'Ordinanza 3431, se la distribuzione delle masse e delle rigidezze è approssimativamente simmetrica, bisogna andare a confrontare se il CM ed il CR sono planimetricamente posizionati in prossimità del baricentro geometrico della sezione planare del fabbricato.

Prima di far ciò è comunque necessario individuare a priori l'organismo strutturale; l'edificio infatti non presenta una serie omogenea di telai, bensì risulta avere diversi pilastri che, rispetto ad una direzione, non fanno parte di un telaio resistente e quindi il contributo alla rigidezza globale del fabbricato che questi elementi isolati possono dare, risulta piccola.

Ciò influisce naturalmente sulla posizione effettiva del CR che, se si considerassero tutti i pilastri efficaci in ogni direzione a prescindere dal fatto che facciano parte di un telaio resistente o no, potrebbe avere coordinate differenti.

A livello pratico si ritiene più corretto un approccio che tenda a considerare solo i pilastri inseriti, lungo una direzione principale, dentro una maglia di telaio.

- Baricentro delle masse CMO (27.21,8.70)
- Baricentro geometrico della pianta XGO (28.02,9.40)
- Baricentro delle rigidezze_telai resistenti $XROtr$ (20.34,8.80)

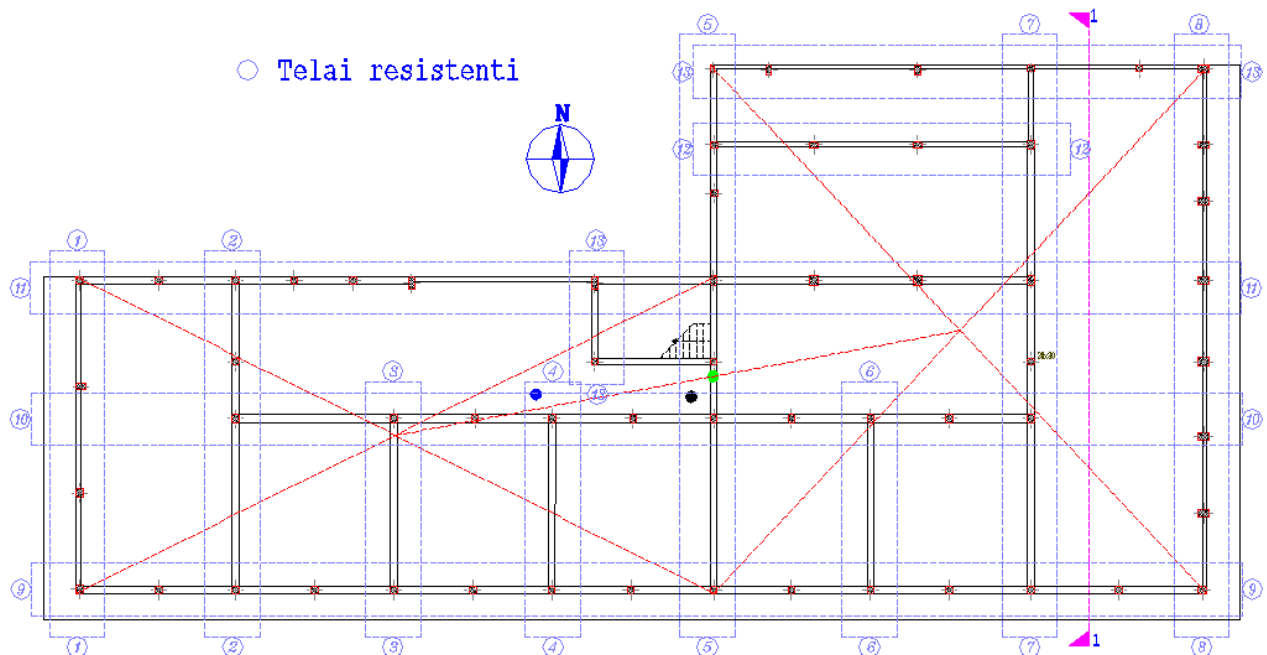


Figura 5.1.1.3 – Baricentri vari sulla carpenteria del piano terra (figura tipo)

Un criterio per definire la sostanziale coincidenza tra CM e baricentro geometrico (G), può essere quello di calcolare se la distanza tra i due punti lungo una direzione sia inferiore al 10%, della dimensione media in pianta lungo quella direzione.

Ad esempio nel nostro caso si ha che:

- Piano secondo: - $Dx = 0,11m$; $Dy = 0,16m - 10\% (x) = 5,0m$; $10\% (y) = 1,40m$
- Piano primo: - $Dx = 1,53m$; $Dy = 1,24m - 10\% (x) = 5,0m$; $10\% (y) = 0,10 \cdot (23+14)/2 = 1,85m$
- Piano terra: $Dx = 0,81m$; $Dy = 0,70m - 10\% (x) = 5,0m$; $10\% (y) = 0,10 \cdot (23+14)/2 = 1,85m$

In definitiva la simmetria sulla distribuzione delle MASSE si può considerare conseguita.

Analizziamo, con lo stesso criterio, il CR tenendo conto delle considerazioni fatte sulle rigidezze dell'organismo strutturale identificato dai telai resistenti:

- Piano secondo – **Dx = 9,20m; Dy = 1,41m** – 10% (x) = 5,0m; 10% (y) = 1,40m
- Piano primo – **Dx = 9,58m; Dy = 1,79m** -10% (x) = 5,0m; 10% (y) = 0,10*(23+14)/2 = 1,85m
- Piano terra – **Dx = 7,68m; Dy = 0,60m**-10% (x) = 5,0m; 10% (y) = 0,10*(23+14)/2 = 1,85m

E' evidente il mancato rispetto del requisito precedentemente elencato.

Nella sostanza la simmetria sulla distribuzione delle rigidezze non viene rispettata.

Per il controllo della sostanziale corrispondenza tra la posizione del CM e del CR, è opportuno rifarsi allo specifico controllo dei parametri che viene richiesto dall'EC8:

La norma europea cita testualmente:

“.....

(2) Con riferimento alla rigidezza laterale e alla distribuzione di massa, la struttura dell'edificio dovrà essere approssimativamente simmetrica in pianta in relazione a due assi ortogonali.

.....

(6) Ad ogni livello e per ogni direzione x e y di analisi, l'eccentricità strutturale e_o e il raggio torsionale r dovranno essere in accordo con le due condizioni seguenti, che sono espresse per la direzione di analisi y:

$$e_{ox} \leq 0,30 r_x$$

$$r_x \geq l_s$$

dove

e_{ox} è la distanza tra il centro di rigidezza ed il centro di massa, misurata lungo la direzione x, che è normale alla direzione di analisi considerata;

r_x è la radice quadrata del rapporto tra la rigidezza torsionale e la rigidezza laterale nella direzione y (“raggio torsionale”);

l_s è il raggio giratore della massa di piano in pianta [radice quadrata del rapporto tra (a) il momento polare d'inerzia della massa di piano in pianta riferito al centro di massa del piano, e (b) la massa di piano].

Le definizioni di centro di rigidezza e di raggio torsionale r sono riportate in (7) e (9) di questo paragrafo.

(7) Negli edifici ad un piano il centro di rigidezza è definito come il centro delle rigidezze laterali di tutte le membrature sismiche primarie. Il raggio torsionale r è definito come la radice quadrata del rapporto tra la rigidezza torsionale globale riferita al centro di rigidezza laterale, e la rigidezza laterale globale, in una direzione, mettendo in conto tutte le membrature sismiche primarie in questa direzione.

.....

(9) Nei telai e nei sistemi a pareti snelle con prevalenza di deformazioni flessionali, la posizione dei centri di rigidezza e dei raggi torsionali di tutti i piani possono essere calcolati come quelli dei momenti

d'inerzia delle sezioni trasversali degli elementi verticali. Se, in aggiunta alle deformazioni flessionali, sono anche significative le deformazioni taglianti, queste possono essere messe in conto utilizzando un equivalente momento d'inerzia della sezione trasversale.”

PIANO TERRA					
XM0=	2721	YM0=	870		
XR0=	2034	YR0=	880		
Lx	50100	Ly	23400		
e_{oX} (cm)	686.4	e_{oY} (cm)	9.5		
I_s (cm)	51.3				
r_x (cm)	1963.8	r_y (cm)	2667.8		
L_{max} / L_{min} ≤ 4	verificato	L_{max} / L_{min} =	2.14		
e_{oX} ≤ 0,30 r_x	non verificato	589	116.52%		
e_{oY} ≤ 0,30 r_y	verificato	800	1.19%		
r_x ≥ I_s	verificato				
r_y ≥ I_s	verificato				
e_{oX} ≤ 0,10 L_x	verificato	5010	13.70%		
e_{oY} ≤ 0,10 L_y	verificato	2340	0.41%		

Pur essendo accettabile il criterio in base al quale la sostanziale coincidenza tra CM e CR può essere verificata controllando che l'eccentricità tra i due punti caratteristici sia inferiore al 10% lungo le due direzioni principali, i requisiti richiesti dall'EC8 forniscono maggiori dettagli circa la distribuzione polare delle masse e delle rigidezze, centrando meglio le problematiche relative alla possibilità di innesco dei fenomeni torsionali.

Nella tabella A FIANCO è possibile vedere il risultato ottenuto per il piano terra:

In generale CR e CM non sono coincidenti per cui i requisiti di regolarità non vengono rispettati.

5.1.2 Rapporto tra i lati del rettangolo in cui la pianta è iscritta (max 4).

Rettangolo 1: $50,1 / 23,4 = 2,14$

Rettangolo 2: $50,1 / 14,0 = 3,58$

La VERIFICA è soddisfatta.

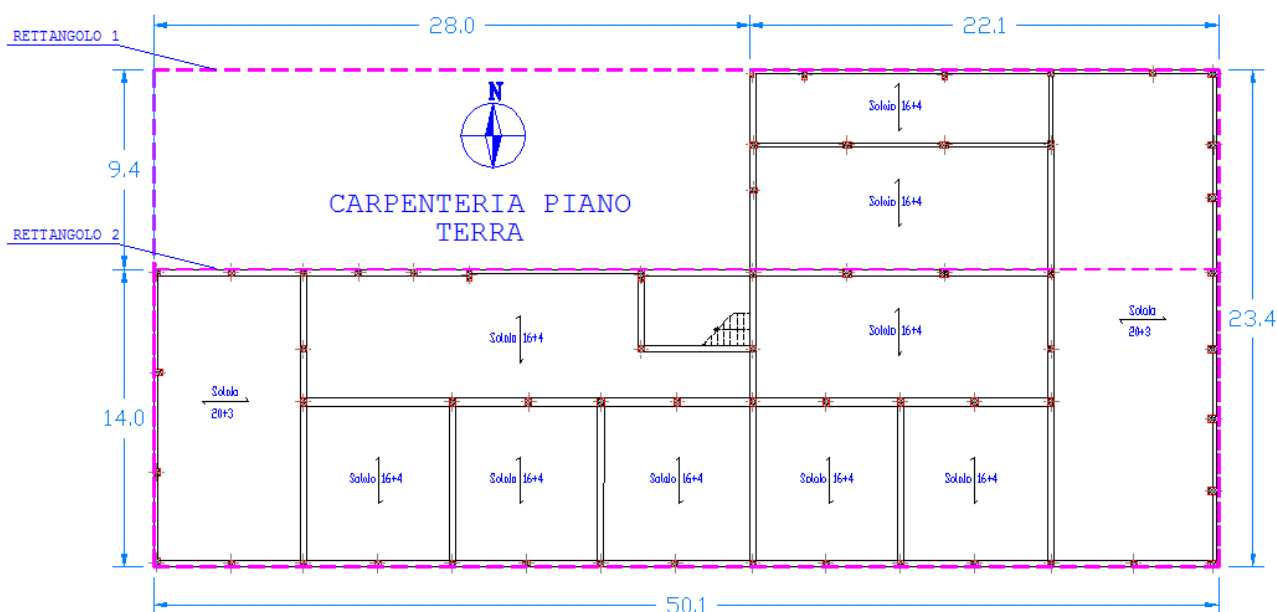


Figura 5.1.2.1 – Rappresentazione dei rettangoli necessari per lo studio di regolarità

5.1.3 Massimo valore di rientri e sporgenze (max 25%).

Per questo punto l'Eurocodice 8 risulta più chiaro; si tratta di verificare che "la dimensione totale delle rientranze in una direzione non superi il 25% di tutto lo sviluppo in pianta del perimetro esterno dell'edificio, nella direzione corrispondente".

Nel nostro caso si ha:

- Piano secondo – non vi sono rientri o sporgenze. VERIFICATO
- Piano primo – Sviluppo totale del perimetro direzione x: 100,20m – Rientri in direzione x: 28,00m – **Rapporto: 27,9%**
- Piano primo – Sviluppo totale del perimetro direzione y: 46,80m – Rientri in direzione y: 9,40m – Rapporto: 20,1%
- Piano terra – Analogo al piano primo.

La VERIFICA NON è soddisfatta.

5.1.4 Solai infinitamente rigidi nel loro piano

Al di là di opportune e necessarie considerazioni circa la consistenza dei singoli elementi componenti il solaio (pignatte, spessore delle solette, ecc...), è opinione comune considerare infinitamente rigidi gli impalcati in latero - cemento che abbiano garantite le condizioni di stabilità generale sia nel piano che fuori del piano.

Nel caso in esame, i solai presenti (misto 16+4 e 20+3 al piano terra, 20+3 nel piano primo, 16+4 in copertura) sono tutti muniti di solettina debolmente armata, (sono stati rilevati solo sporadici spezzoni del $\phi 6$ – ricordiamo che all'epoca le istruzioni indicavano la necessità di stendere solo una armatura di ripartizione trasversale di $1\phi 6 / 25''$).

La visita in situ ha inoltre messo in evidenza una certa attitudine dell'impalcato allo sfondellamento (problema fino ad oggi sottovalutato e che invece le NTC indicano come un fenomeno da tenere in debita considerazione – p.to 5.1.9.1.1.7), con conseguente perdita del contributo delle pignatte alla rigidità complessiva dell'impalcato (peraltro difficilmente valutabile); tra l'altro gli elementi in laterizio sono caratterizzati da un esiguo spessore delle pareti e dei setti interni e da una percentuale di foratura decisamente superiore a quella minima prevista dalle ultime versioni delle normative tecniche.



Figura 5.1.4.1 – Pignatte presenti nel solaio



Figura 5.1.4.2 – Particolare travetti solaio

Piuttosto, gli spessori non sono commisurati alle dimensioni minime previste per esempio dal DM96 (ad esempio il solaio 16+4 insiste su una luce netta di 7,25 metri), per cui si rende necessaria una preliminare verifica di stabilità ai carichi di norma del solaio.

Con la finalità di verificare preliminarmente lo stato di sicurezza del solaio sottoposto alle normali condizioni di esercizio e di controllarne la stabilità strutturale, sono state condotte delle prove di carico localizzate su due specchiature di solaio, una al primo impalcato, una al secondo.

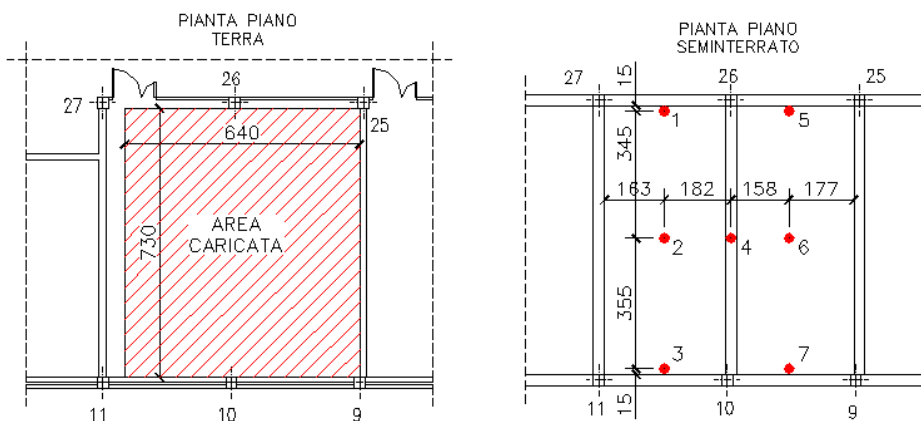


Figura 5.1.4.3 – Area di carico e punti di misura (flessimetri) sul primo impalcato
Disegni forniti dall'ing. M. Scansani



FOTO 10

SCUOLA MEDIA "S. PELLICO" – CAMERANO (AN)

Prova di carico sul solaio del Primo Impalcato (cfr. fig. 6)
 Nella foto sono visibili i due sacchi ad acqua utilizzati per realizzare il carico di prova.

Figura 5.1.4.4
Foto fornita dall'ing. M. Scansani

La descrizione presente nel report di prova riporta, tra le altre, le seguenti osservazioni fatte durante l'esecuzione della prova:



[Il campo degli spostamenti è stato accompagnato, per effetto dell'elevata snellezza del solaio, da significativi scricchiolii dei laterizi, con caduta di spezzoni di laterizi.....

..Gli spostamenti, in particolare quelli dei punti di misura nella mezzeria, non si accrescono in modo proporzionale al carico. Il fenomeno risulta più evidente dopo i 250 daN/m², denunciando quindi un significativo comportamento non lineare della struttura al superamento di tale livello di carico;

Il valore della freccia residua risulta inferiore al 30% (limite superiore normalmente accettato nella pratica professionale), tranne che in alcuni punti di misura (nn 2 e 5) dove possono essere intervenuti fenomeni anelastici e/o di plasticizzazione, anche locali. Il comportamento poco omogeneo dei punti di misura nella mezzeria può essere ricondotto alla particolare tipologia del solaio che non garantisce una significativa collaborazione tra i diversi travetti, nel sopportare i carichi.]

Nel caso in cui la verifica di stabilità ai carichi verticali fosse soddisfatta, un criterio che può essere utilizzato per esaminare la rigidità a lastra di un impalcato (cioè per poter assumere o meno per il modello di calcolo l'ipotesi di piano infinitamente rigido) può essere quello di controllare che gli spostamenti ottenuti sotto forze orizzontali convenzionali, per un modello in cui il solaio è modellato con la rigidità nel piano che gli è propria e per un modello con un diaframma infinitamente rigido, non differiscano in nessun punto per più del 10%.

Se così non fosse, sarebbe opportuno utilizzare uno schema di calcolo in cui il solaio sia modellato con elementi che mettano in gioco la reale deformabilità del piano.

Il controllo di cui sopra, basato sulla definizione dell'Eurocodice 8 UNI EN 1998-1:2005 p.to 4.3.1 nella nota al comma (4), deve essere accompagnato da una verifica a priori (per il caso di utilizzo della rigidità "infinita") o successiva (nel caso di utilizzo della rigidità "reale") di instabilità per il carico assiale massimo a lastra rispettivamente atteso o determinato per il modulo di base del solaio oggetto di indagine.

Si riporta un estratto da "Criteri di Progettazione Antisismica degli Edifici – L. Petrini, R. Pinho, G.M. Calvi – IUSS Press", riguardante una metodologia di approccio per la stima e l'inserimento di diaframmi orizzontali con rigidità "finita" nei modelli di calcolo:

"La valutazione della rigidità dei solai può essere fatta in modo accurato utilizzando analisi con il metodo degli elementi finiti in cui il solaio viene modellato tramite elementi a stato di sforzo piano (di tipo membrana). Per definire le caratteristiche dell'elemento in funzione del tipo di solaio generalmente si può procedere nel seguente modo:

- *si definisce l'area del solaio di interesse e vi si fa corrispondere l'area dell'elemento finito (o più di un elemento, per un'analisi più raffinata);*
- *si calcola il volume omogeneizzato (volume cls + volume acciaio amplificato del fattore di omogeneizzazione n) del solaio;*
- *si impone che il volume omogeneizzato del solaio uguagli il volume dell'elemento membrana, stimando così lo spessore della membrana;*
- *si definisce il modello del cls per il solaio.*

Una volta stabilite le caratteristiche meccaniche e geometriche dell'elemento membrana si può procedere alla verifica della sua rigidità.

Oltre ad utilizzare gli elementi finiti secondo la procedura descritta, è possibile, per la stima della rigidità, ricorrere a metodi semplificati in cui il solaio viene sostituito da bielle equivalenti come mostrato in fig. 4.17. Per definire le caratteristiche delle bielle si calcola la rigidità elastica laterale K_{sol} del solaio con la seguente formula approssimata:

$$K_{sol} = \frac{1}{\frac{(L')^3}{12E_c J} + \frac{L'}{A_s G_c}}$$

dove con L' si è indicata la dimensione del solaio in direzione ortogonale al sisma, con J il momento d'inerzia della sezione, con A_s l'area di taglio, con E_c il modulo elastico del cls e con G_c il modulo elastico a taglio. Quindi si eguaglia K_{sol} alla rigidezza assiale elastica della biella equivalente K_b (nel caso di solai approssimativamente quadrati), supposta vincolata al solaio con cerniere al fine di evitare la trasmissione di momenti:

$$K_b = \frac{E_b A_b}{L_b}$$

dove A_b è l'area della sezione della biella, E_b è il modulo elastico del materiale della biella e L_b è la lunghezza della biella. Si ottiene quindi un'equazione lineare nell'incognita A_b che viene facilmente risolta. In fig. 4.18 sono visualizzati i due modi descritti per modellare solai flessibili; altri esempi sono riportati nella sez. 4.8.1."

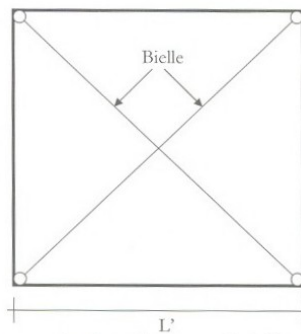


Fig. 4.17 Bielle equivalenti per solai flessibili nel piano

Dal libro "Criteri di Progettazione antisismica degli edifici" – IUSS Press

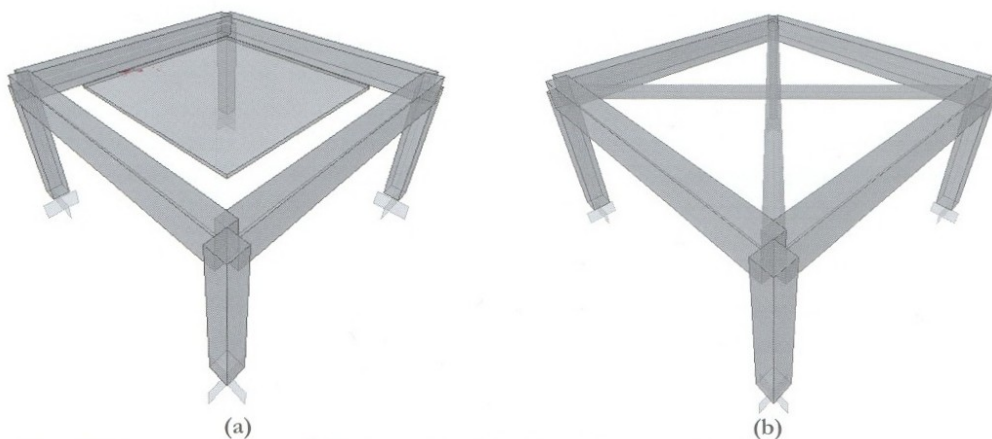


Fig. 4.18 Esempio di modellazione di solaio flessibile con: (a) elemento membrana; (b) elemento biella

Dal libro "Criteri di Progettazione antisismica degli edifici" – IUSS Press

Nel nostro caso la verifica di stabilità del solaio ai carichi verticali ha portato alla conclusione che il solaio deve essere necessariamente adeguato, per cui il controllo della rigidezza dell'impalcato andrà condotto in modo contemporaneo al calcolo del nuovo solaio.

Dal punto di vista dell'esempio in pubblicazione, anticipando il risultato progettuale, si considera che l'impalcato possa garantire un comportamento rigido a lastra di cui si terrà conto in fase di modellazione.

5.1.5 Minima estensione verticale di un elemento resistente (min 100%)

Si tratta di verificare, e l'Eurocodice 8 anche qui è più chiaro, che tutte le strutture di controventamento quali i telai resistenti si sviluppino, a partire dalle fondazioni e senza interruzioni, per tutta l'altezza dell'edificio, o fino alla sommità della rispettiva parte allorché fossero presenti arretramenti a differenti altezze.

La VERIFICA è soddisfatta.

5.1.6 Massima variazione da un piano all'altro di massa e rigidezza, espressa in percentuale della massa e della rigidezza del piano contiguo con valori più elevati (max 20%)

Per verificare tale requisito è sufficiente utilizzare i risultati ottenuti con il foglio elettronico impiegato per la determinazione del CM e CR (con telai resistenti).

In ordine abbiamo i seguenti valori:

Piano	Massa (Kg*s ² /cm)	Kx (Kg/cm)	Ky (Kg/cm)
Terra	1920,97-1168,31=752,66	229.075.000	319.770.060
Δ%	1,01%	0%	0%
Primo	1168,31-421,72=746,59	229.075.000	319.770.060
Δ%	43,51%	27,35%	20,47%
Secondo	421,72	166.430.000	254.320.060

La VERIFICA NON è soddisfatta.

5.1.7 Massimo restringimento della sezione dell'edificio, in percentuale alla dimensione corrispondente al primo piano, ed a quella corrispondente al piano immediatamente sottostante (max 30%, max 10%)

Si riportano le indicazioni dell'Eurocodice 8, anche in questo caso più chiaro delle indicazioni dell'Ordinanza.

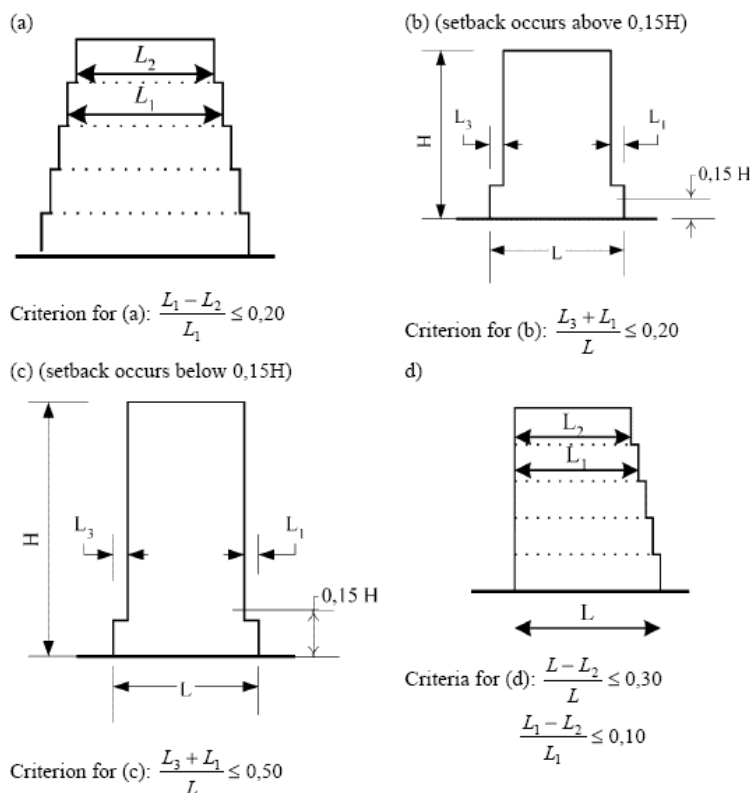


Figura 5.1.7.1 – Criteri di regolarità per edifici con rientri – fonte EC8

Allorché fossero presenti degli arretramenti, si devono applicare le seguenti disposizioni:

- nel caso di arretramenti graduali che conservino la simmetria assiale, l'arretramento ad un certo piano in una data direzione non deve essere maggiore del 20% della dimensione in pianta del piano precedente nella medesima direzione [vedere figura 2.1 a) e 2.1 b)];
- nel caso di un unico arretramento entro il 15%, partendo dal basso, dell'altezza totale del sistema strutturale principale, esso non deve essere maggiore del 50% della dimensione in pianta del piano precedente [vedere figura 2.1 c)]. In tal caso, la prima parte della struttura che cade nel perimetro descritto dagli impalcati dopo l'arretramento deve essere progettata in modo da sopportare almeno il 75% delle forze orizzontali di taglio che si svilupperebbero in tale zona in un analogo edificio senza la base allargata.
- nel caso in cui gli arretramenti non conservassero la simmetria, la somma degli arretramenti di tutti i piani in una data direzione non deve essere maggiore del 30% della corrispondente dimensione in pianta del primo piano ed i singoli arretramenti non devono essere maggiori del 10% della dimensione in pianta del piano precedente [vedere figura 2.1 d)].

Nel nostro caso l'arretramento strutturale non mantiene la simmetria strutturale, per cui bisogna rispettare i requisiti previsti dalla figura d). Basta verificare:

$$(24,30 - 14,00) / 24,30 = \mathbf{0,42}$$

La VERIFICA NON è soddisfatta.

5.1.8 Presenza di elementi non strutturali in grado di influire negativamente sulla risposta della struttura.

In questa categoria possono rientrare le tamponature di una certa consistenza che, se dislocate in modo eccentrico o se inserite nel telaio in modo non corretto, possono influire negativamente sulla risposta strutturale globale.

Le fasi di rilievo hanno permesso di identificare la presenza di alcuni pannelli di muratura ad una testa inseriti nel telaio di cemento armato; queste murature in alcune specchiature d'angolo si estendono per tutta l'altezza (vedi foto 5.1.8.1), mentre nel piano seminterrato sono diffuse praticamente in tutto il perimetro. (vedi foto 5.1.8.2).



Figura 5.1.8.1 – foto del setto murario



Figura 5.1.8.2 – murature nel piano s.interrato

Particolare attenzione andrebbe rivolta anche all'interferenza telaio-tamponatura esterna laddove il pannello costituisce il sottofinestra delle aperture a nastro, diffuse con continuità su tutte le elevazioni del fabbricato in corrispondenza degli impalcati principali dell'edificio.



Figura 5.1.8.3 – La tamponatura esterna



Figura 5.1.8.4 – Particolare del sottofinestra

Nonostante le precedenti considerazioni la struttura in c.a., per ragioni di pubblicazione, verrà analizzata senza tener conto dell'influenza delle tamponature, fermo restando l'obiettivo di approfondire le conoscenze in ulteriori documenti applicativi.

Si assume dunque pertanto che :

La VERIFICA è soddisfatta.

5.1.9 Considerazioni finali.

Lo studio sulla regolarità strutturale di un edificio esistente è un passo decisamente importante perché vincola in modo determinante la scelta del livello di verifica da conseguire (vedi capitoli successivi).

D'altronde, il rispetto dei requisiti richiesti dall'OPCM, se rigoroso, difficilmente potrebbe far sì che una struttura possa essere considerata regolare a meno che essa non sia identificabile come una sorta di "scatolone strutturale". È necessario dunque valutare in maniera critica i vari punti, cercando di far pesare in maniera più importante i requisiti sismicamente più rilevanti (per esempio quelli legati alla distribuzione delle rigidezze rispetto alle masse), ed interpretando in maniera meno meticolosa gli altri.

Con questa considerazione non si vogliono certamente "sfuggire" le indicazioni normative, dettate da motivate regole di corretta progettazione antisismica, ma si vuol lasciare facoltà al singolo professionista di pesare in maniera ingegneristica i vari aspetti dell'analisi.

Ad esempio, nel caso della scuola media Silvio Pellico la non regolarità strutturale è strettamente sancita dal mancato rispetto della idonea distribuzione delle rigidezze, mentre gli altri requisiti, pur se non rispettati, non si discostano in maniera significativa dall'essere considerati positivi.

5.2 Definizione del livello di acquisizione dati da perseguire

Le disposizioni attuative contenute nel DPCM 21 ottobre 2003 definiscono i livelli in questo modo:

- LIVELLO 1:
 - ✓ In questo caso l'obiettivo minimo da perseguire è la definizione dei tre livelli di accelerazione al suolo, corrispondente ai tre stati limite definiti al punto 11.2 dell'OPCM 3274 e s.m.i., e dei loro rapporti con le accelerazioni attese con probabilità 2%, 10% e 50% in 50 anni.
 - ✓ È necessaria l'attribuzione del fabbricato ad una delle categorie di suolo descritte nelle norme tecniche.
 - ✓ È consentito un livello di conoscenza limitato (LC1).

Notazione importante !!!

Il livello 1 si applica agli edifici che possano essere definiti regolari, che non siano stati attribuiti a categorie di suolo S1 e S2 e che non siano realizzati in prossimità di dirupi o creste o corpi franosi.

Per gli **edifici in cemento armato** si deve procedere alle verifiche ricorrendo al livello di conoscenza LC1, che dovrà essere raggiunto in base a determinate prove e verifiche in situ.

Si ricorre all'analisi statica lineare o a quella dinamica lineare.

È consentito l'uso di modelli piani, considerando l'eccentricità accidentale, ai sensi di quanto indicato nella norma al capitolo 4.

La rigidezza da considerare deve essere valutata considerando la rigidezza secante a snervamento mentre, qualora non siano effettuate valutazioni specifiche, è consentito valutare la rigidezza flessionale degli elementi pari alla metà della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati.

Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate per ciascun elemento strutturale secondo quanto indicato ai punti 11.2.6.1 e 11.3.3 delle norme.

In particolare si procederà come segue:

- 1) si effettuerà l'analisi dell'edificio, con PGA unitaria, in entrambe le direzioni principali;
- 2) si calcoleranno per ogni elemento strutturale i valori di resistenza (a flessione e a taglio per travi, pilastri e pareti, a trazione e compressione per i nodi non confinati);
- 3) si calcoleranno per ogni piano i valori di rotazione rispetto alla corda in condizioni di collasso, di danno severo e di danno limitato (punto 11.3.3.1);

- 4) si calcolerà il moltiplicatore dell'accelerazione che provoca il primo collasso a taglio, o il collasso di un nodo o il raggiungimento della rotazione ultima ad un piano (PGACO);
- 5) si calcolerà il moltiplicatore dell'accelerazione che provoca il raggiungimento della rotazione di danno severo ad un piano (PGADS);
- 6) si calcolerà il moltiplicatore dell'accelerazione che provoca il raggiungimento della rotazione di snervamento ad un piano (PGADL).

• LIVELLO 2:

- ✓ In questo caso l'obiettivo da perseguire è la definizione di una curva di capacità forza-spostamento, con la conseguente definizione dei tre livelli di accelerazione al suolo, corrispondente ai tre stati limite definiti al punto 11.2 dell'OPCM 3274 e s.m.i., e dei loro rapporti con le accelerazioni attese con probabilità 2%, 10% e 50% in 50 anni.
- ✓ E' necessaria l'attribuzione del fabbricato ad una delle categorie di suolo descritte nelle norme tecniche mediante l'utilizzo di prove in situ (almeno SPT).
- ✓ E' richiesto in generale l'analisi statica non lineare (Pushover) secondo quanto previsto al punto 4.5.4 delle norme; il ricorso all'analisi lineare è consentito alle condizioni descritte al punto 11.2.5.4 delle norme, ovvero quando il rapporto domanda/capacità è uniforme per i diversi elementi, quando la domanda è contenuta entro limiti accettabili per ogni elemento e quando i collassi di tipo fragile sono impediti.

Notazione importante !!!

Il livello 2 si applica agli edifici in cui non è possibile limitarsi al livello 1. E' comunque necessario procedere a verifiche di livello 1, almeno per quanto riguarda l'effettuazione di analisi lineari.

Per gli **edifici in cemento armato** è consentito considerare separatamente le azioni nelle due direzioni principali, utilizzando le combinazioni previste al punto 4.6, ma il modello dell'edificio deve essere tridimensionale.

La rigidezza da considerare deve essere valutata considerando la rigidezza secante a snervamento mentre, qualora non siano effettuate valutazioni specifiche, è consentito valutare la rigidezza flessionale degli elementi pari alla metà della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati.

Si procederà secondo quanto indicato al punto 4.5.4 delle norme, utilizzando le distribuzioni alternative delle forze indicate al punto 4.5.4.2., ovvero ricorrendo ai metodi evolutivi di cui al punto 4.5.4.1.

Per ogni elemento si calcoleranno i valori di resistenza a (flessione e a taglio per travi, pilastri e pareti, a trazione e compressione per i nodi non confinati).

Per ogni piano si calcoleranno i valori di rotazione rispetto alla corda in condizioni di collasso, di danno severo e di danno limitato (punto 11.3.3.1). Sulla curva generalizzata forza-spostamento dovranno essere identificati i punti corrispondenti alle seguenti situazioni:

- 1) il primo collasso a taglio, o il collasso di un nodo o il raggiungimento della rotazione ultima ad un piano (stato limite di collasso - CO);
- 2) il raggiungimento della rotazione di danno severo ad un piano (stato limite di danno severo - DS);
- 3) il raggiungimento della rotazione di snervamento ad un piano (stato limite di danno lieve - DL). La curva di capacità dovrà essere confrontata con opportuni spettri di risposta elastica, eventualmente corretti con un valore appropriato del fattore η in funzione delle capacità dissipative corrispondenti a ciascun stato limite. L'intersezione della curva di capacità con gli spettri consentirà di calcolare i valori di accelerazione al suolo corrispondenti ai tre stati limite di interesse (PGACO, PGADS, PGADL).

5.3 Definizione della procedura di verifica da effettuare

Il fatto che la nostra struttura non abbia rispettato i requisiti di regolarità costringerebbe il progettista alla definitiva scelta del livello 2, ai sensi di quanto riportato sopra, tuttavia dato il carattere di esempio applicativo che l'analisi presentata assume, verrà eseguita anche la procedura di livello 1.

Le verifiche saranno dunque condotte nel rispetto delle specifiche valide per tali livelli di acquisizione dati.

6. Conseguimento del livello di conoscenza previsto per le verifiche

Le disposizioni attuative costringono il progettista a spingersi verso un livello 2 di acquisizione dati, ferma restando la necessità di conseguire preliminarmente un livello 1. E' dunque necessario raggiungere prima un LC1 per poi spingersi verso un LC2 ed eventualmente verso un LC3.

Nello spirito di un esempio guida come quello che pretende di il documento in lettura, si procede all'ottenimento di tutti e tre livelli di conoscenza adesso citati, cercando anche di darne una valutazione "economica".

E' bene ricordare comunque che il caso in questione rappresenta un esempio estremo, anche se comunque nella realtà ritrovabile, di un fabbricato in c.a. di cui non si conosce nulla e per il quale dunque è necessario impostare una campagna di indagini e prove la cui incidenza economica non può che essere massima.

6.1 CONSEGUIMENTO DEL LIVELLO LC1

6.1.1 Definizione del livello di conoscenza

L'OPCM, al capitolo "*Dati necessari per la valutazione*", indica quali sono in generale i dati richiesti tra i quali appunto l'identificazione dell'organismo strutturale, ecc.

La definizione del livello di conoscenza, avviene nel rispetto di una acquisizione di informazioni che, a seconda della loro qualità e completezza, guidano nella scelta del fattore di confidenza, un fattore che, come specifica la stessa norma, serve in sintesi ad un duplice scopo:

- a) definire le resistenze dei materiali;
- b) definire le sollecitazioni trasmesse agli elementi.

La guida formale per la definizione del livello di conoscenza è in sostanza la tabella 11.1, di cui si riporta una immagine.



Tabella 11.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in cemento armato, acciaio ed acciaio – calcestruzzo.

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure <i>estese</i> verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure <i>estese</i> prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure <i>esaustive</i> verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con <i>estese</i> prove in situ oppure <i>esaustive</i> prove in-situ	Tutti	1.00

OPCM 3431 DEL 3/5/2005

La tabella indica la relazione tra i livelli di conoscenza, i metodi di analisi ed i relativi fattori di confidenza FC, validi per gli edifici in c.a., acciaio e acciaio-clc.

Il raggiungimento delle specifiche relative al tipo di verifica in situ effettivamente condotta (limitata, estesa, esaustiva), si differenzia a seconda che si tratti di “dettagli strutturali” ovvero di “proprietà dei materiali”.

La tabella 11.2.a riporta schematicamente le notizie che ci interessano.

Tabella 11.2a – Definizione dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.a.

	Rilievo (dei dettagli costruttivi) ^(a)	Prove (sui materiali) ^{(b)(c)}
Per ogni tipo di elemento “primario” (trave, pilastro...)		
Verifiche limitate	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

Tabella 11.2b – Definizione dei livelli di rilievo e prove per edifici in acciaio

OPCM 3431 DEL 3/5/2005

6.1.2 Rilievo delle proprietà dei materiali per arrivare ad un LC1

In premessa al paragrafo è bene mettere in evidenza che, nell'individuazione degli elementi da indagare, si deve considerare innanzi tutto il fatto che i meccanismi di collasso di piano (shear type) con formazione di cerniere plastiche in testa ai pilastri, salvo sporadiche plasticizzazioni in alcune travi, sono i più probabili.

Di fronte dunque ad uno scenario più che probabile di “travi forti e colonne deboli”, si dovrebbero indirizzare preferibilmente su queste ultime le indagini, lasciando al minimo indispensabile le ricerche da condurre sulle travi.

I PILASTRI

Per conseguire un livello LC1 la normativa indica che bisogna eseguire almeno un carotaggio ogni 300 mq di piano e bisogna prelevare una barra d'armatura per piano dell'edificio.

Ai fini del raggiungimento della percentuale di elementi indagati si farà riferimento al criterio di ripetibilità così come indicato nelle note esplicative alla tabella 11.2.a.

Le prove distruttive sui materiali (carotaggi) saranno sostituite in una percentuale non maggiore del 50% da prove non distruttive (metodo sonreb), tenendo conto che il numero di carotaggi devono essere sostituiti da almeno un numero triplo di prove non distruttive.

Si terrà presente della ulteriore specifica normativa che consente, qualora i risultati fossero omogenei, di diminuire il numero di provini tabellato.

La scelta degli elementi da carotare viene effettuata previa verifica del tasso di lavoro per carichi verticali, controllando che esso non sia superiore al 70% della tensione ammissibile, il cui valore sarà determinato in base ad un valore presunto di R_{ck} che, non disponendo ancora di determinazioni dirette, sarà quello relativo al minimo previsto per le norme dell'epoca.

A tal fine il RD n.22/11/1939 indicava in 120 Kg/cm^2 il valore minimo della R_{ck} a cui si associa una $\sigma_c=35 \text{ Kg/cm}^2$ per elementi soggetti a pressione centrata; saranno dunque preliminarmente presi in considerazione solo quei pilastri che hanno una tensione ammissibile massima pari a $35*0,7=24,5 \text{ Kg/cm}^2$. A seconda della sezione del pilastro, si avrà un massimo valore di sforzo normale per cui la tensione risulta inferiore od al più uguale al valore di $24,5 \text{ Kg/cm}^2$.

Sezione pilastro	N_{max} (Kg)
30x30	22.050
30x40	29.400
40x40	39.200
25x55	33.688
50x40	49.000
25x35	21.438
25x45	27.563
20x35	17.150

In base all'output del calcolatore sono stati messi in evidenza nella seguente figura, una serie di pilastri su cui è possibile effettuare i carotaggi.

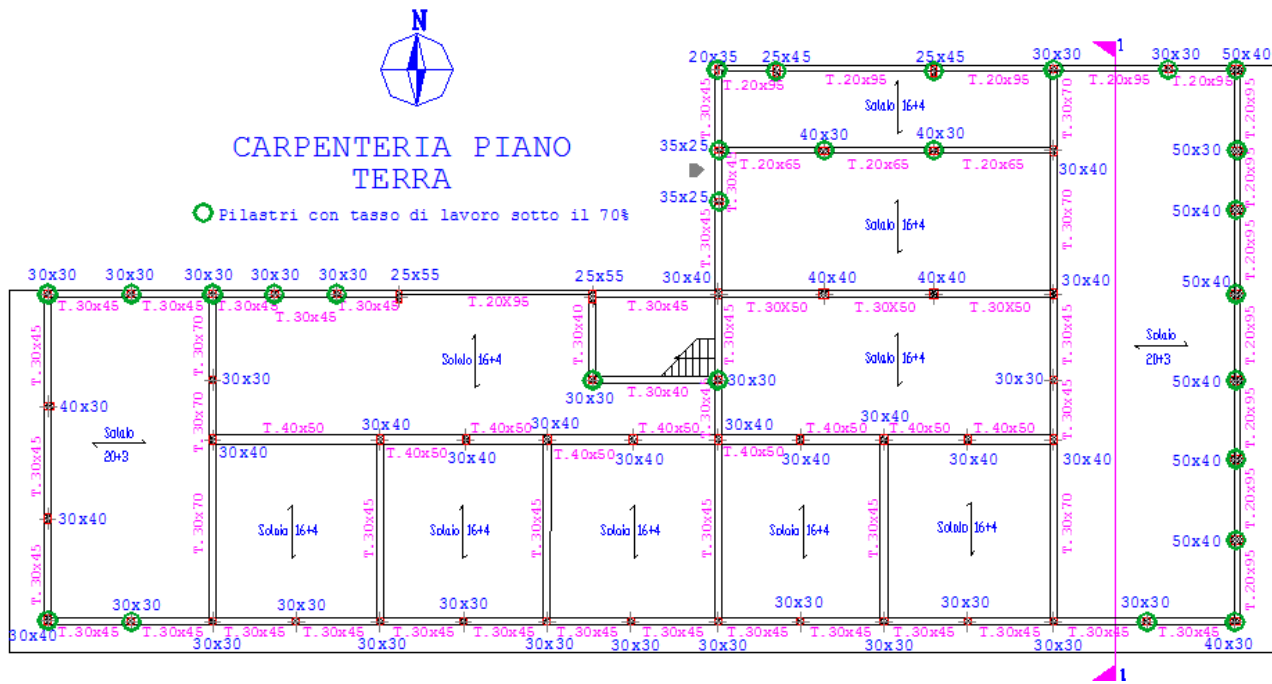


Figura 6.1.2.1 – Pilastri al piano terra con tasso di lavoro inferiore al 70%

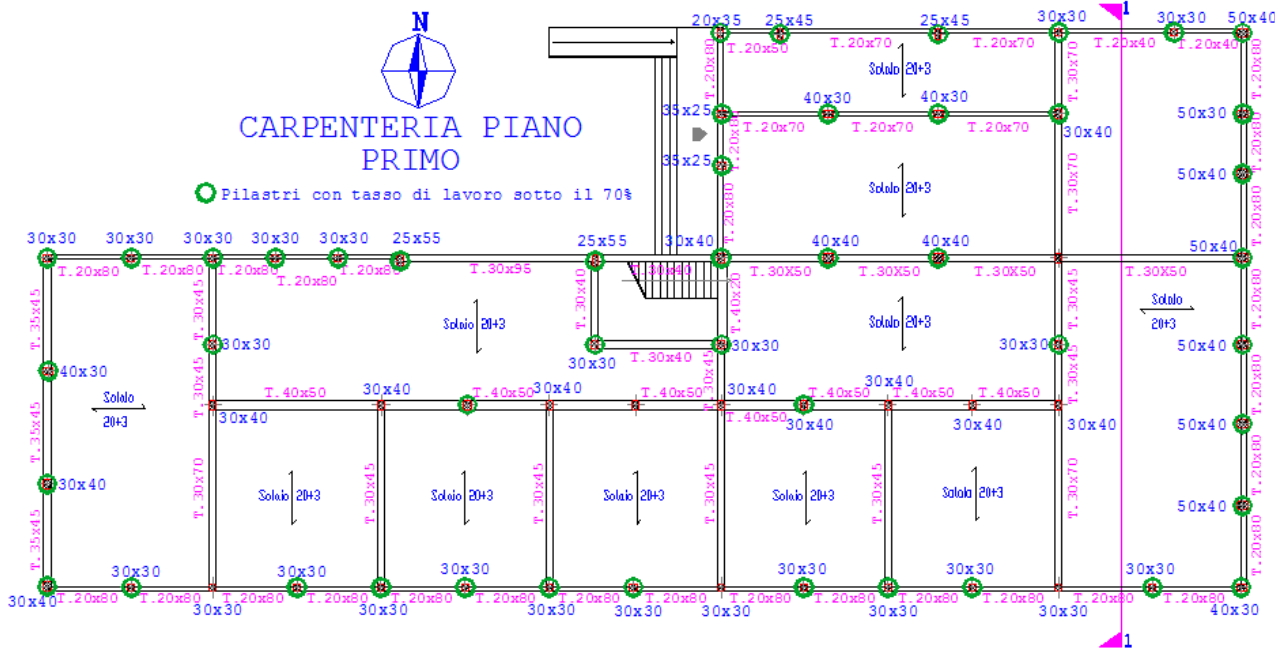


Figura 6.1.2.2 – Pilastri al piano primo con tasso di lavoro inferiore al 70%



CARPENTERIA PIANO SECONDO - Copertura piana -

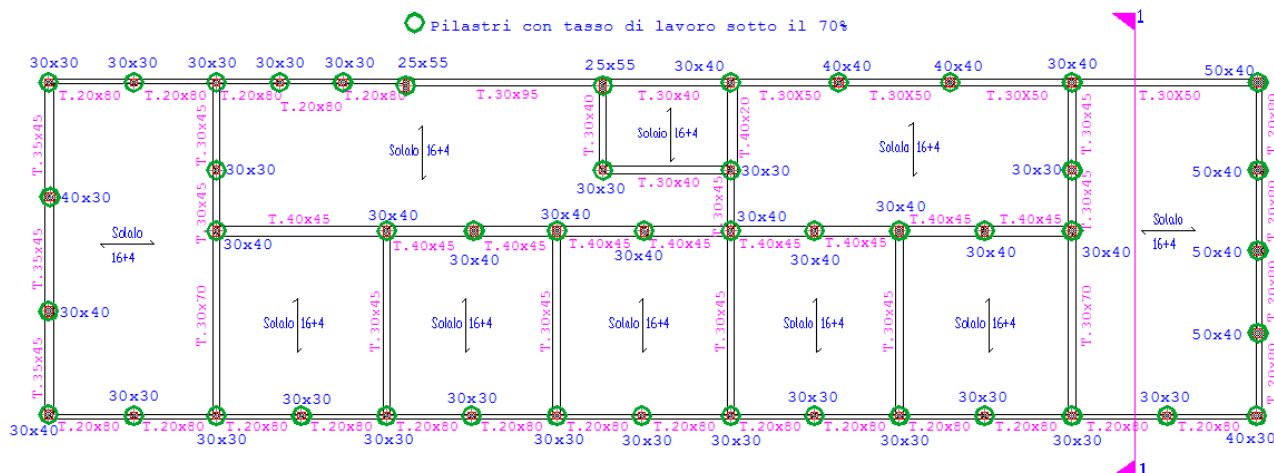


Figura 6.1.2.3 – Pilastrini al piano secondo con tasso di lavoro inferiore al 70%

In base alle indicazioni normative, essendo il piano terra e piano primo caratterizzati da una estensione in pianta di circa 910 mq ed il piano secondo di 700 mq, **sarebbero necessari almeno tre carotaggi al piano terra, tre al piano primo, due al piano secondo.**

Volendo sfruttare la possibilità che prevede la sostituzione di un numero non superiore al 50% di prove distruttive, purchè le prove non distruttive siano almeno il triplo delle distruttive rimpiazzate, si decide di eseguire due carotaggi al piano terra, due al piano primo, ed uno al secondo, integrando le ricerche con delle indagini sonreb e saggi diretti.

Essendo tuttavia il metodo sonreb un metodo che si basa sul rilievo statistico della resistenza in situ, dovremo affrontare un numero di battute tale da formare un campione statisticamente valido (*almeno trenta numeri complessivamente*), da confezionare nell'ambito della struttura in modo tale da coinvolgere il più possibile elementi rappresentativi dell'intelaiatura in cemento armato.

Per quello che riguarda l'estrazione di barre d'armatura ci possiamo limitare ad uno spezzone per piano, per un totale di tre spezzoni.

L'Ordinanza, per quello che riguarda il rilievo dei dettagli costruttivi, indica in una percentuale compresa tra il 15% ed il 35%, la soglia minima e massima per entrare nell'ambito delle verifiche limitate.

Nella nostra scuola sono presenti:

- 59 pilastrini del piano seminterrato
- 59 pilastrini del piano terra
- 46 pilastrini del piano primo

A rigore dunque il numero di pilastrini da sottoporre ad indagine sarebbe:

Piano	Minimo	Massimo
Terra	9	20
Primo	9	20
Secondo	7	16

Localizzazione dei carotaggi

I pilastri da sottoporre a carotaggio sono da rintracciare nell'ambito di quel gruppo di colonne aventi un tasso di lavoro inferiore al 70%, ai sensi di quanto precedentemente spiegato.

Localizziamo dunque tali prove su³:

- Pilastro 102 – piano terra – CAROTAGGIO 1_PT
- Pilastro 64 – piano terra – CAROTAGGIO 2_PT
- Pilastro 161 – piano primo – CAROTAGGIO 1_P1
- Pilastro 139 – piano primo – CAROTAGGIO 2_P1
- Pilastro 199 – piano secondo – CAROTAGGIO 1_P2

I risultati ottenuti dai carotaggi sono i seguenti:

Pilastro	102	64	161	139	199
Carota	1_PT	2_PT	1_P1	2_P1	1_P2
R_c (Kg/cm ²)	170,6	125,7	176,6	129,1	44,8
R_s (Kg/cm ²)	187,7	138,2	197,3	143,1	48,2
$W_m = R_s/R_c$	1,10	1,09	1,11	1,10	1,07

Legenda:

1. Nella riga "Pilastro" è riportata la numerazione del pilastro;
2. Nella riga "Carota" è riportata la sigla identificativa del saggio;
3. " R_c " identifica il valore della resistenza caratteristica della carota;
4. " R_s " identifica il valore della resistenza misurata col metodo sonreb (vedi paragrafo successivo);
5. " W_m " identifica il rapporto R_s/R_c

Dall'esame della tabella, risulta che il valore medio W_m del rapporto R_s/R_c è pari a 1,094; questo valore consente di affermare che i valori delle resistenze a compressione R_c relative ai campioni di calcestruzzo e delle corrispondenti resistenze a compressione R_s , stimate con il metodo non distruttivo, differiscono di circa il 10% e dunque possono ritenersi sostanzialmente assimilabili.

³ Per avere riscontro sulle numerazioni degli elementi, si faccia riferimento alle carpenterie di piano scaricabili dal sito il cui indirizzo è specificato in copertina

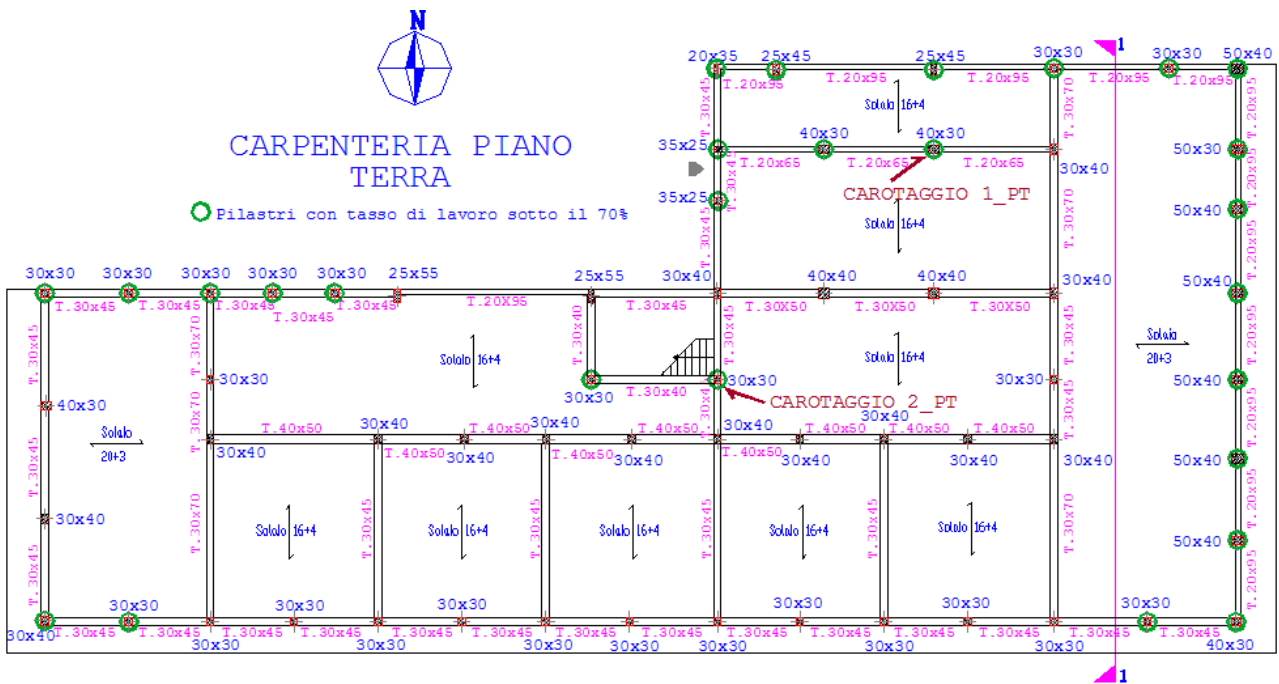


Figura 6.1.2.4 – Localizzazione dei carotaggi al piano terra

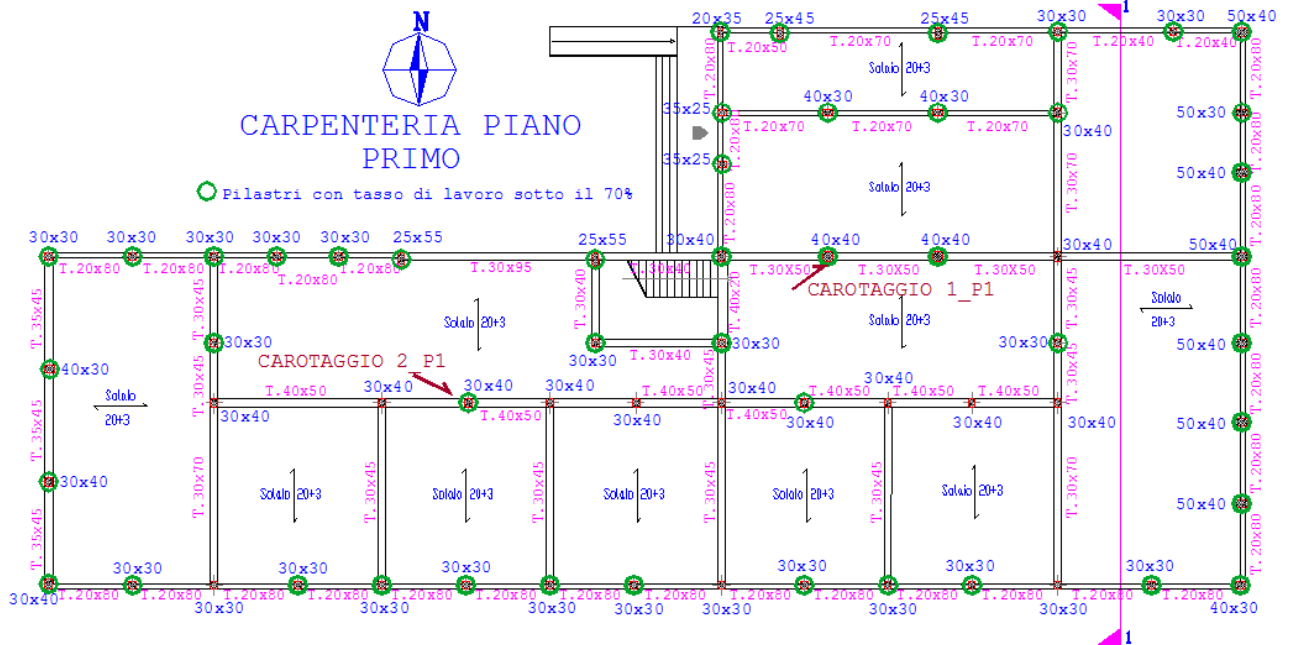


Figura 6.1.2.5 – Localizzazione dei carotaggi al piano primo



Regione Marche

DIPARTIMENTO PER LE POLITICHE INTEGRATE DI SICUREZZA E PER LA PROTEZIONE CIVILE
P.F. RISCHIO SISMICO ED OPERE PUBBLICHE D'EMERGENZA

Esempio applicativo c.a. Scuola "Pellico", Camerano (AN)

PRIMA PARTE



CARPENTERIA PIANO SECONDO - Copertura piana -

Pilastrini con tasso di lavoro sotto il 70%

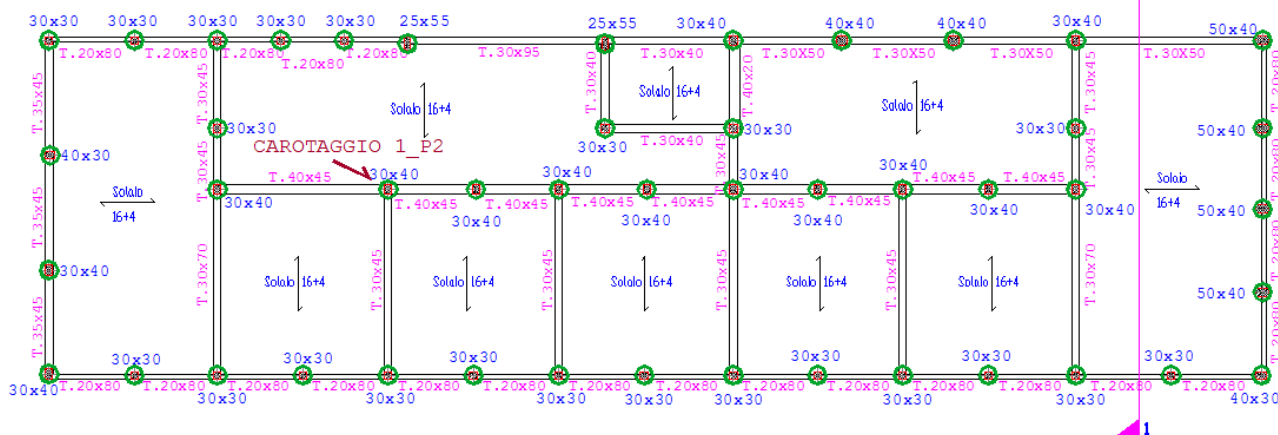


Figura 6.1.2.6 – Localizzazione dei carotaggi al piano secondo

Sulle carote estratte, per completezza di indagine, è bene condurre il test colorimetrico per identificare la presenza di carbonatazione all'interno del calcestruzzo e per stimare l'eventuale spessore dello strato degradato.

Nelle figure seguenti si possono vedere i risultati di due test alla fenolftaleina condotti su due carote estratte rispettivamente da un pilastro esterno (con presenza di carbonatazione) e da uno interno (non degradato).

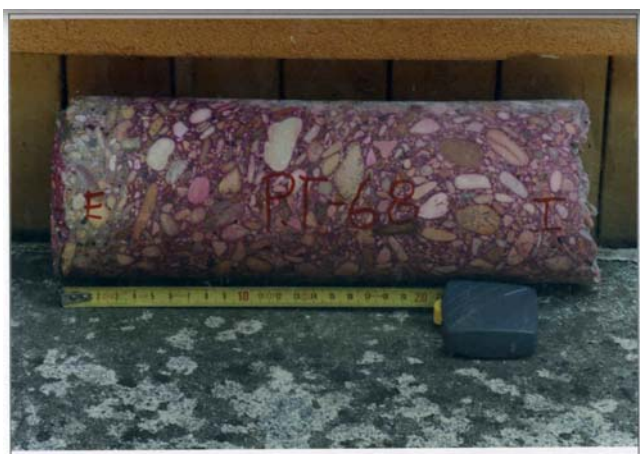


FOTO 7 Campione di calcestruzzo PT-68 Prova di carbonatazione del calcestruzzo eseguita sulla "carota" individuata con il rif. PT-68 e prelevata nel pilastro n. 68 posto al Piano Terra (cfr. fig. 2). Sull'estremità esterna (lettera "E") si può notare uno spessore di circa 3 cm di calcestruzzo che non ha assunto una colorazione violacea, manifestando dunque la presenza di carbonatazione.



FOTO 8 Campione di calcestruzzo 1P-27 Prova di carbonatazione del calcestruzzo eseguita sulla "carota" individuata con il rif. 1P-27 e prelevata nel pilastro n. 27 posto al Piano Primo (cfr. fig. 3). Tutto il campione di calcestruzzo ha assunto una colorazione violacea, manifestando dunque l'assenza di carbonatazione.

Foto fornite dall'ing. M. Scansani

Localizzazione dei sondaggi sonreb

Avendo deciso di raggiungere un numero statisticamente valido di battute sonreb (come già anticipato minimo 30) bisogna programmare un numero di sondaggi pari al minimo più circa un 10%, per tener conto della possibilità che alcuni valori siano da scartare (nel seguito tale concetto sarà più chiaro).



Pensando dunque di eseguire un totale di 35 battute, individueremo 16 saggi al piano terra, 12 al piano primo e 7 al piano secondo; si è tenuto in conto il fatto che i pilastri della prima elevazione sono più importanti di quelli dei piani soprastanti.

Tramite un foglio elettronico riportiamo i valori di tali misurazioni.

CAMERANO "SCUOLA MEDIA SILVIO PELLICO"													
PILASTRI - Letture metodo sonreb (Giacchetti-Laquaniti)													
piano	N.	prove	P	H	L	T	V	Nm	Rs	Rr	Rmed	Rmed (ord)	Var % sulla media
		rif.	n.	(cm)	(cm)	(μ s)	(m/s)		(dN/cmq)	(dN/cmq)			
seminterrato	30	PS-3	1	192	30.0	76.9	3901	33.1	220	201			
			2	175	30.3	77.8	3895	33.2	220	200	200.5	237	-59.67%
seminterrato	18	PS-7	1	241	29.8	107.0	2785	27.5	71	64		231	-55.63%
			2	223	29.8	97.8	3047	27.4	89	81	72.5	220	-48.22%
seminterrato	16	PS-8	1	210	30.4	88.9	3420	29.5	133	121		214.5	-44.51%
			2	191	30.5	82.8	3684	29.4	161	146	133.5	200.5	-35.08%
seminterrato	10	PS-19	1	121	39.7	109.5	3626	36.6	209	191		196.5	-32.39%
			2	100	40.3	111.0	3631	35.6	202	184	187.5	192.5	-29.69%
seminterrato	54	PS-20	1	109	39.7	109.5	3626	32.7	179	163		187.5	-26.32%
			2	91	39.6	111.9	3539	33.2	172	156	159.5	175	-17.90%
seminterrato	50	PS-22	1	96	29.0	90.2	3215	28.9	110	100		175	-17.90%
			2	69	29.0	93.8	3092	28.7	98	90	95	171.5	-15.54%
seminterrato	48	PS-23	1	80	29.5	93.8	3145	30.5	112	102		171	-15.21%
			2	29	29.7	90.8	3271	32.6	136	124	113	170.5	-14.87%
seminterrato	44	PS-25	1	34	29.5	84.2	3504	33.4	169	154		159.5	-7.46%
			2	20	29.6	81.8	3619	32.8	179	163	158.5	158.5	-6.79%
seminterrato	66	PS-31	1	124	29.9	66.5	3908	35.5	144	122		149.5	-0.72%
			2	98	29.7	76.9	3862	35.7	138	117	119.5	145.5	1.97%
seminterrato	64	PS-32	1	71	29.7	90.0	3300	33.3	144	131		139	6.35%
			2	50	29.6	89.0	3326	31.9	138	126	128.5	138.5	6.69%
seminterrato	70	PS-36	1	150	39.9	100.8	3958	35.9	256	233		137.5	7.36%
			2	120	39.8	101.0	3941	37.1	265	241	237	133.5	10.06%
seminterrato	88	PS-37	1	88	40.0	115.0	3478	30.3	144	131		133	10.39%
			2	52	39.9	113.5	3515	32.0	160	146	138.5	128.5	13.43%
seminterrato	86	PS-38	1	54	39.8	114.0	3491	31.5	154	140		128.5	13.43%
			2	44	39.8	115.8	3437	32.1	152	138	139	124	16.46%
seminterrato	104	PS-50	1	155	29.9	80.5	3714	36.7	224	204		122	17.81%
			2	155	29.8	83.4	3573	37.3	207	189	196.5	122	17.81%
seminterrato	102	PS-51	1	126	29.7	81.3	3653	33.6	190	173		119.5	19.49%
			2	103	29.7	81.9	3626	33.7	187	170	171.5	116	21.85%
seminterrato	100	PS-52	1	168	29.6	79.8	3709	34.6	205	187		113	23.87%
			2	139	29.9	86.3	3465	34.3	170	155	171	105	29.26%
terra	146	PT-19	1	129	29.5	78.0	3782	36.2	230	210		95	36.00%
			2	108	29.5	75.8	3892	36.7	253	230	220	72.5	51.15%
terra	144	PT-21	1	152	29.8	104.8	2844	36.6	111	101		66.5	55.20%
			2	128	30.2	104.0	2904	37.0	119	109	105	45.5	59.35%
terra	143	PT-22	1	155	29.9	82.2	3637	37.1	215	196			
			2	134	29.8	82.8	3599	36.8	207	189	192.5		
terra	141	PT-24	1	154	29.8	108.8	2739	31.5	82	75			
			2	133	29.7	117.2	2534	30.5	64	58	66.5		
terra	140	PT-25	1	161	29.5	97.6	3023	35.5	125	114			
			2	130	29.7	93.4	3180	35.6	143	130	122		



terra	138	PT-27	1	162	30.0	96.8	3099	36.9	141	128				
			2	136	30.2	95.0	3179	35.3	141	129	128.5			
terra	137	PT-28	1	156	29.9	88.5	3379	37.7	182	166				
			2	132	30.0	85.0	3529	37.5	202	184	175			
terra	150	PT-32	1	201	29.6	92.5	3200	35.5	145	132				
			2	184	29.6	98.0	3020	35.2	123	112	122			
terra	148	PT-34	1	176	29.8	99.6	3992	36.2	125	114				
			2	159	29.7	93.8	3166	36.5	147	134	124			
terra	162	PT-37	1	177	40.9	117.2	3490	37.2	194	177				
			2	160	40.9	117.4	3484	36.7	190	173	175			
terra	161	PT-38	1	175	40.2	119.5	3364	37.2	176	161				
			2	175	40.2	116.8	3442	38.6	197	180	170.5			
terra	169	PT-51	1	145	39.7	124.0	3202	38.2	161	147				
			2	123	39.8	124.8	3189	38.0	158	144	145.5			
primo	206	P1-20	1	136	29.6	91.0	3253	37.4	163	148				
			2	107	29.8	89.9	3315	36.6	166	151	149.5			
primo	205	P1-21	1	135	29.3	91.8	3192	35.5	144	131				
			2	112	29.3	89.2	3285	36.0	158	144	137.5			
primo	204	P1-22	1	142	30.0	91.0	3297	33.4	144	131				
			2	104	29.9	102.0	2931	34.6	111	101	116			
primo	202	P1-24	1	135	29.7	79.5	3736	37.8	237	216				
			2	105	29.5	80.0	3688	38.4	234	213	214.5			
primo	201	P1-25	1	134	29.3	92.8	3157	36.1	143	131				
			2	105	29.3	88.8	3300	34.1	148	135	133			
primo	200	P1-26	1	132	29.7	77.4	3837	38.7	262	239				
			2	106	29.9	79.6	3756	38.3	245	223	231			
primo	199	P1-27	1	133	28.1	118.1	2379	29.4	52	47				
			2	109	27.9	121.2	2302	29.9	48	44	45.5			
										10.390	5.195			
									media Rr	148.4	148.4	Media Rmed		
									n° letture	70	35	n° letture		
									D. st.	45.48				

I valori delle letture sonreb e la successiva conversione in R_r (valore reale) dei valori acquisiti, ha permesso il calcolo del valor medio delle resistenze e la conseguente deviazione standard dei numeri così ottenuti.

La deviazione standard è il parametro che ci permette di capire se i valori ottenuti dalle indagini sono omogenei oppure no; nel nostro caso la d.s. è molto alta a conferma di una dispersione di valori non trascurabile.

Difatti come visibile nella colonna $R_{med(ord)}$ le resistenze in situ variano da un 45.5 Kg/cm^2 (!!) ad un 237 Kg/cm^2 .

Si tenga tuttavia presente che nella logica statistica alcuni valori possono essere scartati, per cui adottando il criterio legato ai frattili del 5% e del 95%, elimineremo i valori che si differenziano dal valor medio di più del 45% (valori in rosso).

Scartando i 6 valori in base al criterio ora esposto, rimaniamo con un campione di 29 numeri di riferimento; a rigore siamo sotto il numero minimo di popolazione di valori statisticamente valido, per cui è necessario integrare le letture.

Data la notevole dispersione di valori riscontrati, indice di un calcestruzzo eterogeneo, stabiliamo di eseguire il sondaggio su 5 pilastri in più nel piano terra (dunque 21 in tutto), 5 pilastri in più al piano primo (17 in tutto), 7 in più al piano secondo (14 in tutto).

Riportiamo di nuovo il foglio elettronico.



CAMERANO "SCUOLA MEDIA SILVIO PELLICO"													
PILASTRI - Letture metodo sonreb (Giacchetti-Laquaniti)													
piano	N.	prove	punto	H	L	T	V	Nm	Rs	Rr	Rmed	Rmed (ord)	Var % sulla media
		rif.	n.	(cm)	(cm)	(μ s)	(m/s)		(dN/cm ^q)	(dN/cm ^q)			
seminterrato	30	PS-3	1	192	30.0	76.9	3901	33.1	220	201			
			2	175	30.3	77.8	3895	33.2	220	200	200.5	237	-59.29%
seminterrato	28	PS-4	1	148	29.8	75.8	3931	33.1	225	205		231	-55.25%
			2	123	29.6	74.7	3963	33.3	231	211	208	220	-47.86%
seminterrato	18	PS-7	1	241	29.8	107.0	2785	27.5	71	64		214.5	-44.16%
			2	223	29.8	97.8	3047	27.4	89	81	72.5	208	-39.80%
seminterrato	16	PS-8	1	210	30.4	88.9	3420	29.5	133	121		200.5	-34.76%
			2	191	30.5	82.8	3684	29.4	161	146	133.5	196.5	-32.07%
seminterrato	14	PS-9	1	222	29.8	105.2	2833	27.3	73	67		192.5	-29.38%
			2	190	30.2	142.5	2119	27.3	34	31	49	190.5	-28.03%
seminterrato	12	PS-10	1	229	29.6	82.8	3575	27.8	137	125		189	-27.03%
			2	196	29.7	81.8	3631	27.7	142	130	127.5	187.5	-26.02%
seminterrato	10	PS-19	1	121	39.7	109.5	3626	36.6	209	191		178	-19.63%
			2	100	40.3	111.0	3631	35.6	202	184	187.5	175.5	-17.95%
seminterrato	54	PS-20	1	109	39.7	109.5	3626	32.7	179	163		175	-17.62%
			2	91	39.6	111.9	3539	33.2	172	156	159.5	175	-17.62%
seminterrato	52	PS-21	1	122	29.1	81.4	3575	28.8	151	138		171.5	-15.26%
			2	99	29.1	86.0	3384	30.5	136	124	131	171	-14.93%
seminterrato	50	PS-22	1	96	29.0	90.2	3215	28.9	110	100		170.5	-14.59%
			2	69	29.0	93.8	3092	28.7	98	90	95	164.5	-10.56%
seminterrato	48	PS-23	1	80	29.5	93.8	3145	30.5	112	102		159.5	-7.20%
			2	29	29.7	90.8	3271	32.6	136	124	113	158.5	-6.53%
seminterrato	46	PS-24	1	36	39.8	117.2	3396	31.5	143	130		149.5	-0.48%
			2	23	39.8	116.9	3405	29.4	131	119	124.5	149	-0.14%
seminterrato	44	PS-25	1	34	29.5	84.2	3504	33.4	169	154		145.5	2.21%
			2	20	29.6	81.8	3619	32.8	179	163	158.5	145	2.55%
seminterrato	66	PS-31	1	124	29.9	66.5	3908	35.5	144	122		144.5	2.88%
			2	98	29.7	76.9	3862	35.7	138	117	119.5	143.5	3.55%
seminterrato	64	PS-32	1	71	29.7	90.0	3300	33.3	144	131		142.5	4.23%
			2	50	29.6	89.0	3326	31.9	138	126	128.5	142	4.56%
seminterrato	90	PS-36	1	150	39.9	100.8	3958	35.9	256	233		139	6.58%
			2	120	39.8	101.0	3941	37.1	265	241	237	138.5	6.91%
seminterrato	88	PS-37	1	88	40.0	115.0	3478	30.3	144	131		138	7.25%
			2	52	39.9	113.5	3515	32.0	160	146	138.5	137.5	7.59%
seminterrato	86	PS-38	1	54	39.8	114.0	3491	31.5	154	140		133.5	10.28%
			2	44	39.8	115.8	3437	32.1	152	138	139	133	10.61%
seminterrato	104	PS-50	1	155	29.9	80.5	3714	36.7	224	204		131	11.96%
			2	155	29.8	83.4	3573	37.3	207	189	196.5	128.5	13.64%
seminterrato	102	PS-51	1	126	29.7	81.3	3653	33.6	190	173		128.5	13.64%
			2	103	29.7	81.9	3626	33.7	187	170	171.5	127.5	14.31%
seminterrato	100	PS-52	1	168	29.6	79.8	3709	34.6	205	187		124.5	16.32%
			2	139	29.9	86.3	3465	34.3	170	155	171	124	16.66%
terra	146	PT-19	1	129	29.5	78.0	3782	36.2	230	210		122	18.00%
			2	108	29.5	75.8	3892	36.7	253	230	220	122	18.00%
terra	145	PT-20	1	144	30.0	82.8	3623	36.0	204	186		119.5	19.68%
			2	123	30.0	82.0	3659	36.6	214	195	190.5	116	22.04%



terra	144	PT-21	1	152	29.8	104.8	2844	36.6	111	101		113	24.05%
			2	128	30.2	104.0	2904	37.0	119	109	105	105	29.43%
terra	143	PT-22	1	155	29.9	82.2	3637	37.1	215	196		95	36.15%
			2	134	29.8	82.8	3599	36.8	207	189	192.5	72.5	51.27%
terra	142	PT-23	1	158	29.3	94.0	3117	37.7	147	134		66.5	55.31%
			2	130	29.2	88.8	3288	37.1	166	151	142.5	49	67.07%
terra	141	PT-24	1	154	29.8	108.8	2739	31.5	82	75		45.5	69.42%
			2	133	29.7	117.2	2534	30.5	64	58	66.5		
terra	140	PT-25	1	161	29.5	97.6	3023	35.5	125	114			
			2	130	29.7	93.4	3180	35.6	143	130	122		
terra	139	PT-26	1	158	30.3	95.8	3163	36.4	146	133			
			2	137	30.3	90.0	3367	35.5	166	151	142		
terra	138	PT-27	1	162	30.0	96.8	3099	36.9	141	128			
			2	136	30.2	95.0	3179	35.3	141	129	128.5		
terra	137	PT-28	1	156	29.9	88.5	3379	37.7	182	166			
			2	132	30.0	85.0	3529	37.5	202	184	175		
terra	150	PT-32	1	201	29.6	92.5	3200	35.5	145	132			
			2	184	29.6	98.0	3020	35.2	123	112	122		
terra	148	PT-34	1	176	29.8	99.6	3992	36.2	125	114			
			2	159	29.7	93.8	3166	36.5	147	134	124		
terra	162	PT-37	1	177	40.9	117.2	3490	37.2	194	177			
			2	160	40.9	117.4	3484	36.7	190	173	175		
terra	161	PT-38	1	175	40.2	119.5	3364	37.2	176	161			
			2	175	40.2	116.8	3442	38.6	197	180	170.5		
terra	165	PT-48	1	155	23.4	71.0	3296	35.9	159	145			
			2	102	23.5	71.0	3310	35.7	160	145	145		
terra	169	PT-51	1	145	39.7	124.0	3202	38.2	161	147			
			2	123	39.8	124.8	3189	38.0	158	144	145.5		
terra	175	PT-58	1	151	29.9	90.2	3615	36.9	168	153			
			2	125	30.2	87.8	3440	38.1	193	176	164.5		
primo	207	P1-19	1	159	29.5	93.5	3155	37.9	153	140			
			2	133	29.7	88.8	3345	35.7	164	149	144.5		
primo	206	P1-20	1	136	29.6	91.0	3253	37.4	163	148			
			2	107	29.8	89.9	3315	36.6	166	151	149.5		
primo	205	P1-21	1	135	29.3	91.8	3192	35.5	144	131			
			2	112	29.3	89.2	3285	36.0	158	144	137.5		
primo	204	P1-22	1	142	30.0	91.0	3297	33.4	144	131			
			2	104	29.9	102.0	2931	34.6	111	101	116		
primo	203	P1-23	1	130	31.7	98.0	3235	37.7	162	148			
			2	110	31.2	96.0	3250	35.8	153	139	143.5		
primo	202	P1-24	1	135	29.7	79.5	3736	37.8	237	216			
			2	105	29.5	80.0	3688	38.4	234	213	214.5		
primo	201	P1-25	1	134	29.3	92.8	3157	36.1	143	131			
			2	105	29.3	88.8	3300	34.1	148	135	133		
primo	200	P1-26	1	132	29.7	77.4	3837	38.7	262	239			
			2	106	29.9	79.6	3756	38.3	245	223	231		
primo	199	P1-27	1	133	28.1	118.1	2379	29.4	52	47			
			2	109	27.9	121.2	2302	29.9	48	44	45.5		
primo	198	P1-28	1	147	28.9	85.9	3364	35.2	163	149			
			2	125	28.9	88.0	3284	36.9	164	149	149		
primo	211	P1-32	1	136	29.9	89.3	3348	35.6	164	149			
			2	108	29.9	95.0	3147	35.5	139	127	138		
primo	209	P1-34	1	152	28.8	83.4	3453	37.8	193	176			



			2	127	29.0	80.6	3598	38.7	222	202	189		
primo	223	P1-37	1	158	40.1	115.5	3472	37.9	197	179			
			2	133	39.9	115.8	3446	38.1	194	177	178		
primo	222	P1-38	1	169	40.2	115.5	3481	35.9	183	167			
			2	137	39.9	110.2	3621	35.7	202	184	175.5		
										15474	7737		
									media Rr	148.78	148.78	Media Rmed	
									n° letture	104	52	n° letture	
									D. st.	42.14			

Analizzando i dati integrati dalle ulteriori letture, si può notare come la media dei valori sia rimasta inalterata pur verificandosi un modesto abbassamento della deviazione standard.

I dati da scartare sono in tutto 7 (evidenziati come al solito in rosso), mentre quelli validi sono 45; il campione risulta dunque statisticamente accettabile e su questo andremo a caratterizzare le caratteristiche del materiale da impiegare per le verifiche.

Per completezza di informazione visualizziamo graficamente i pilastri ove è stato eseguito il sonreb.

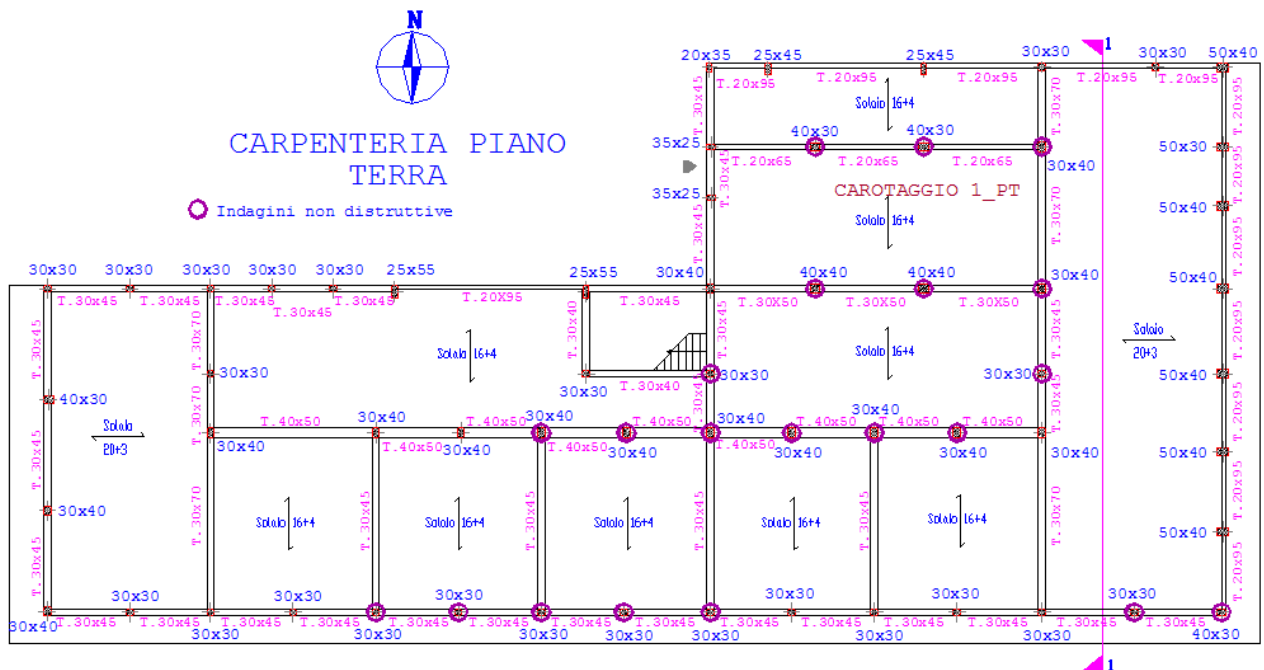


Figura 6.1.2.9 – Localizzazione dei saggi “sonreb” al piano seminterrato

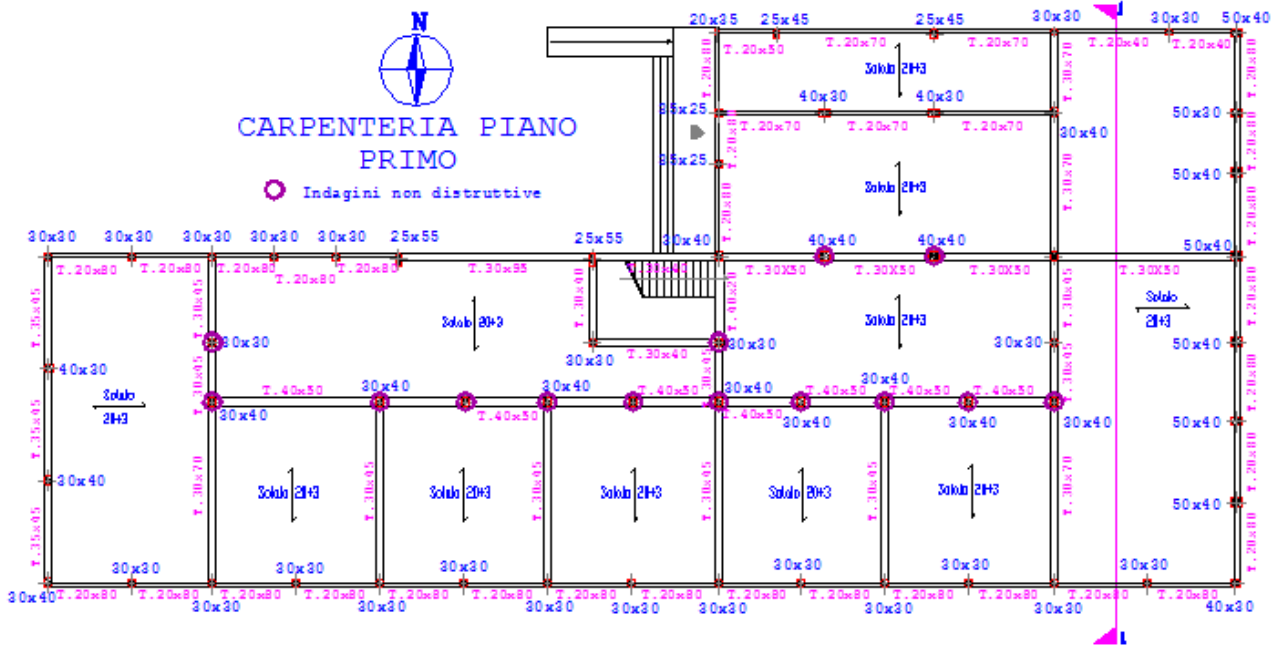


Figura 6.1.2.10 - Localizzazione dei saggi "sonreb" al piano terra

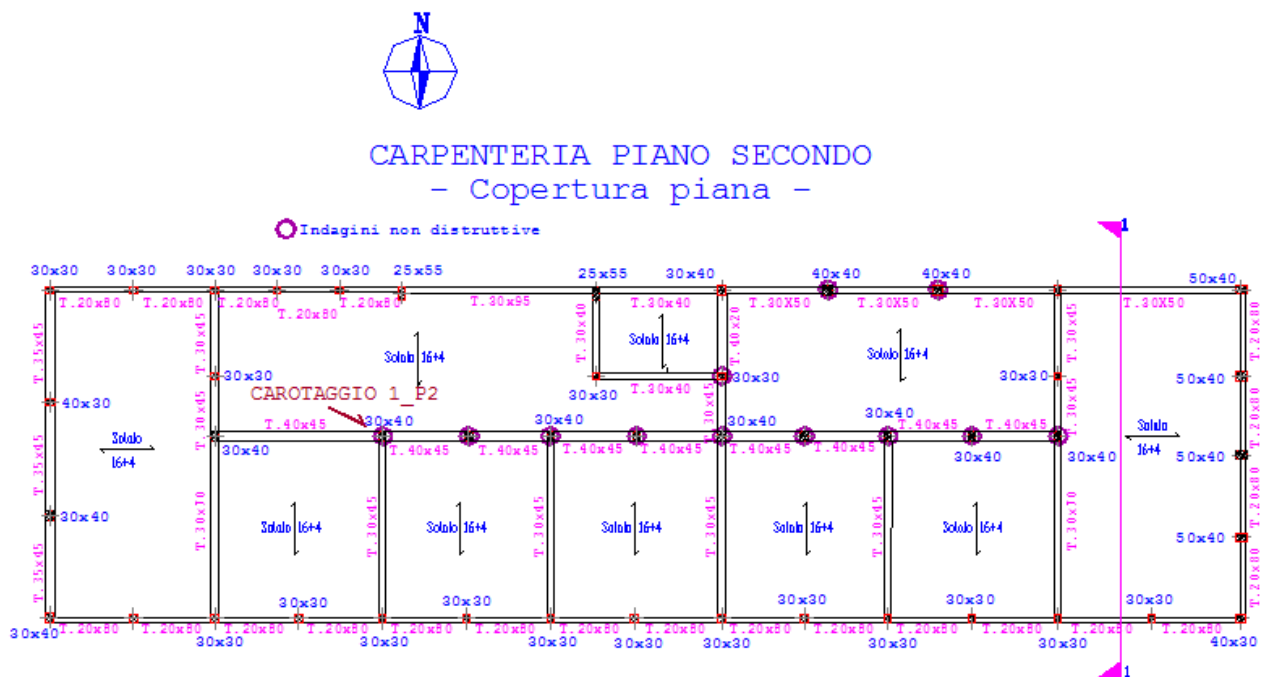


Figura 6.1.2.11 - Localizzazione dei saggi "sonreb" al piano primo



LA TRAVI

Dopo aver eseguito lo stesso numero di carotaggi previsto per i pilastri, in corrispondenza di una serie di travi scelte a campione è stata eseguita una indagine non distruttiva atta alla stima locale della resistenza del materiale delle travi, nonché finalizzata al raffronto con i valori ottenuti per i pilastri.

Per raggiungere un numero di elementi indagati pari almeno al 15% di quelli presenti ad ogni piano⁴, si dovranno almeno testare il seguente quantitativo di travi:

- Carpenteria piano terra: n° totale travi = 71 ➔ 15% = 11 travi
- Carpenteria piano primo: n° totale travi = 71 ➔ 15% = 11 travi
- Carpenteria piano secondo: n° totale travi = 54 ➔ 15% = 8 travi

Nell'ottica del conseguimento di un numero di valori statisticamente valido, nell'ipotesi più che probabile di trovarci di fronte a risultati eterogenei⁵, si decide di coinvolgere nelle prove non distruttive 15 travi del piano terra, 15 del piano primo e 13 del piano secondo;

I risultati delle indagini, dopo le opportune correlazioni con i risultati dei carotaggi, sono riportati di seguito:

- PS – Trave 22/52 – sezione 30x70 – Rr = 353 Kg/cm²
- PS – Trave 10/40 – sezione 30x45 – Rr = 160.5 Kg/cm²
- PS – Trave 54/56 – sezione 40x45 – Rr = 296.5 Kg/cm²
- PS – Trave 88/90 – sezione 30x50 – Rr = 268.5 Kg/cm²
- PS – Trave 90/104 – sezione 30x70 – Rr = 162 Kg/cm²
- PS – Trave 26/56 – sezione 30x70 – Rr = 172 Kg/cm²
- PS – Trave 6/38 – sezione 30x70 – Rr = 165.5 Kg/cm²
- PS – Trave 48/50 – sezione 40x45 – Rr = 224.2 Kg/cm²
- PS – Trave 44/46 – sezione 40x45 – Rr = 201.5 Kg/cm²
- PS – Trave 38/40 – sezione 40x45 – Rr = 219.4 Kg/cm²
- PS – Trave 12/14 – sezione 20x80 – Rr = 169.2 Kg/cm²
- PS – Trave 100/102 – sezione 20x70 – Rr = 160.5 Kg/cm²
- PS – Trave 34/58 – sezione 35x45 – Rr = 186.3 Kg/cm²
- PS – Trave 32/36 – sezione 20x95 – Rr = 175.6 Kg/cm²
- PS – Trave 68/92 – sezione 20x95 – Rr = 162 Kg/cm²

- PT – Trave 138/139 – sezione 40x45 – Rr = 162 Kg/cm²
- PT – Trave 137/138 – sezione 40x45 – Rr = 171.5 Kg/cm²
- PT – Trave 129/144 – sezione 30x45 – Rr = 175.2 Kg/cm²
- PT – Trave 141/142 – sezione 40x45 – Rr = 160.5 Kg/cm²
- PT – Trave 131/146 – sezione 30x70 – Rr = 182.3 Kg/cm²
- PT – Trave 121/137 – sezione 30x70 – Rr = 158.5 Kg/cm²
- PT – Trave 127/142 – sezione 30x45 – Rr = 164 Kg/cm²
- PT – Trave 123/124 – sezione 20x80 – Rr = 195.2 Kg/cm²
- PT – Trave 134/136 – sezione 20x80 – Rr = 161.5 Kg/cm²
- PT – Trave 166/171 – sezione 20x80 – Rr = 186.5 Kg/cm²
- PT – Trave 161/162 – sezione 30x50 – Rr = 162.5 Kg/cm²
- PT – Trave 163/170 – sezione 30x70 – Rr = 164 Kg/cm²
- PT – Trave 169/170 – sezione 20x70 – Rr = 152.8 Kg/cm²
- PT – Trave 170/175 – sezione 30x70 – Rr = 164 Kg/cm²
- PT – Trave 168/169 – sezione 20x70 – Rr = 152.8 Kg/cm²

- P1 – Trave 201/202 – sezione 40x45 – Rr = 162.5 Kg/cm²
- P1 – Trave 198/199 – sezione 40x45 – Rr = 166.3 Kg/cm²
- P1 – Trave 203/204 – sezione 40x45 – Rr = 152.5 Kg/cm²

⁴ L'Ordinanza specifica che la percentuale minima da raggiungere deve essere applicata ad ogni elemento primario, pertanto lo stesso discorso fatto per i pilastri dovrà essere affrontato per le travi.

⁵ L'indagine sui pilastri ha dimostrato che non siamo in presenza di un calcestruzzo omogeneo, per cui è lecito aspettarsi che sulle travi si abbia lo stesso problema.



- P1 – Trave 205/206 – sezione 40x45 – Rr = 163.7 Kg/cm²
- P1 – Trave 196/208 – sezione 35x45 – Rr = 145.2 Kg/cm²
- P1 – Trave 197/213 – sezione 20x80 – Rr = 168.5 Kg/cm²
- P1 – Trave 222/223 – sezione 30x50 – Rr = 158.5 Kg/cm²
- P1 – Trave 186/201 – sezione 30x45 – Rr = 169.5 Kg/cm²
- P1 – Trave 190/205 – sezione 40x45 – Rr = 166.6 Kg/cm²



Figura 6.1.2.12 – Pilastro su cui è stata eseguita una indagine ultrasonica
(Foto fornita dall'ing. Maurizio Scansani)

Riportando in tabella:

CAMERANO "SCUOLA MEDIA SILVIO PELLICO"

<i>Travi</i>				
<i>piano</i>	<i>Trave</i>	<i>Rr</i>	<i>R (ord)</i>	<i>Var % sulla media</i>
		<i>(dN/cm^q)</i>		
seminterrato	22/52	353.0	353	-95.95%
seminterrato	10/40	160.5	296.5	-64.59%
seminterrato	54/56	296.5	268.5	-49.05%
seminterrato	88/90	268.5	224.2	-24.46%
seminterrato	90/104	162.0	219.4	-21.79%
seminterrato	26/56	172.0	201.5	-11.85%
seminterrato	6/38	165.5	195.2	-8.36%
seminterrato	48/50	224.2	186.5	-3.53%
seminterrato	44/46	201.5	186.3	-3.42%
seminterrato	38/40	219.4	182.3	-1.20%
seminterrato	12/14	169.2	175.6	2.52%
seminterrato	100/102	160.5	175.2	2.75%
seminterrato	34/58	186.3	172	4.52%



seminterrato	32/36	175.6	171.5	4.80%
seminterrato	68/92	162.0	169.5	5.91%
terra	138/139	162.0	169.2	6.08%
terra	137/138	171.5	168.5	6.46%
terra	129/144	175.2	166.6	7.52%
terra	141/142	160.5	166.3	7.69%
terra	131/146	182.3	165.5	8.13%
terra	121/137	158.5	164	8.96%
terra	127/142	164.0	164	8.96%
terra	123/124	195.2	164	8.96%
terra	134/136	161.5	163.7	9.13%
terra	166/171	186.5	162.5	9.79%
terra	161/162	162.5	162.5	9.79%
terra	163/170	164.0	162.5	9.79%
terra	169/170	152.8	162	10.07%
terra	170/175	164.0	162	10.07%
terra	168/169	152.8	162	10.07%
primo	201/202	162.5	161.5	10.35%
primo	198/199	166.3	160.5	10.91%
primo	203/204	152.5	160.5	10.91%
primo	205/206	163.7	160.5	10.91%
primo	196/208	145.2	158.5	12.02%
primo	197/213	168.5	158.5	12.02%
primo	222/223	158.5	152.8	15.18%
primo	186/201	169.5	152.8	15.18%
primo	190/205	166.6	152.5	15.35%
primo	209/216	162.5	145.2	19.40%

7205.8

180.1	Media Rmed
40.0	n° letture

**Deviazione
standard**

40.98573204

I valori ricavati mostrano anche in questo caso una deviazione standard piuttosto alta, indice di una dispersione di dati non trascurabile. In tutti i modi sono stati ottenuti valori leggermente superiori a quelli dei pilastri, attestandosi infatti intorno ai 180 Kg/cm² la resistenza media.

Come al solito i valori eccedenti il frattile del 5% sono stati scartati.

Il numero di campioni è statisticamente affidabile.

Per quello che riguarda le armature, le barre d'armatura prelevate in situ (3 spezzoni, uno per ogni piano) sono state sottoposte ad una prova di trazione.

6.1.3 Rilievo dei dettagli costruttivi per arrivare ad un LC1

L'OPCM indica che bisogna necessariamente condurre un progetto simulato in accordo con le norme dell'epoca e corredare tale studio mediante una serie di limitate indagini in situ.

Per affrontare un progetto simulato bisogna necessariamente conoscere quale normativa tecnica era vigente all'epoca presunta dell'edificazione del fabbricato.

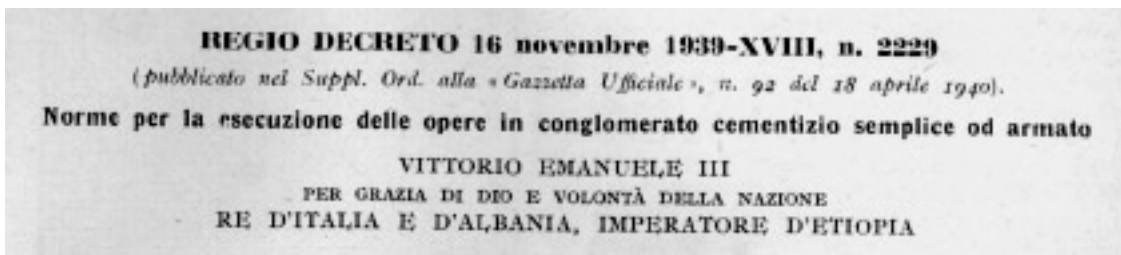


Figura 6.1.3.1

Conglomerato	σ _c (kg/cm ²)	σ _{r,28} minimo (kg/cm ²)	
Conglomerato di cemento idraulico normale (Portland)	35	120	<p style="text-align: right;">Art. 19.</p> <p>Il carico di sicurezza delle armature metalliche sollecitate a trazione non deve superare 1400 kg/cm² per l'acciaio dolce, 2000 kg/cm² per l'acciaio semiduro e per l'acciaio duro.</p> <p>Ai valori più elevati delle tensioni nell'armatura è necessario che corrispondano più elevati carichi di rottura cubici σ_{r,28} del conglomerato. La tensione di rottura cubica 1400 richiede l'impiego di conglomerato con resistenza minima 160 kg/cm²; l'uso dell'acciaio semiduro e duro richiede l'impiego di conglomerato di cemento ad alta resistenza con carico di rottura cubico di 160 kg/cm² fino alla tensione di 1800 kg/cm² nelle sezioni rettangolari e 1600 kg/cm² nelle sezioni a T o speciali; 225 kg/cm² fino alla tensione 2000 kg/cm² nelle sezioni rettangolari e 1800 kg/cm² nelle sezioni a T o speciali di membrature soggette prevalentemente a carichi fissi. Il carico di sicurezza dell'acciaio non dovrà in ogni caso superare la metà del carico di snervamento.</p> <p>L'uso dell'acciaio semiduro e duro è in ogni caso limitato a tondini di diametro non superiore a mm. 30.</p> <p>La predisposizione dell'ancoraggio delle armature metalliche deve essere tanto maggiormente curata quanto maggiori sono le tensioni massime adottate.</p>
Conglomerato di cemento ad alta resistenza ed alluminoso	45	160	
Quando sia eseguita la determinazione preventiva della resistenza cubica a 28 g., e questa venga costantemente controllata durante l'esecuzione del lavoro	$\frac{\sigma_{r,28}}{3}$	180	
ma non superiore a	60	180	
<p>Il carico di sicurezza nella sollecitazione di flessione e di flessione e pressione deve assumersi come segue:</p>			
Conglomerato	σ _c (kg/cm ²)	σ _{r,28} minimo (kg/cm ²)	
Conglomerato di cemento idraulico normale (Portland)	40	120	<p style="text-align: right;">Art. 20.</p> <p>Se il peso proprio del conglomerato armato, cioè compreso il peso dei ferri, non risulti da diretta determinazione, esso si assume, di regola, uguale a 2500 kg/m³.</p>
Conglomerato di cemento normale ad alta resistenza ed alluminoso	50	160	
Quando sia eseguita la determinazione preventiva dalla resistenza cubica a 28 g., e questa venga costantemente controllata durante l'esecuzione del lavoro	$\frac{\sigma_{r,28}}{3}$	225	
ma non superiore a	75	225	
<p>Per i conglomerati di resistenza cubica σ_{r,28} maggiore di kg/cm² 225, quando il calcolo sia eseguito secondo i metodi rigorosi della scienza delle costruzioni e sia tenuto conto di tutte le cause di sollecitazione (forze applicate, variazioni termiche e ritiro del conglomerato), può assumersi un maggior valore del carico di sicurezza determinato dalla formula:</p>			
$\sigma_c = 75 + \frac{\sigma_{r,28} - 225}{9} \text{ kg/cm}^2$			
<p>Art. 21.</p> <p>I carichi accidentali devono essere stabiliti in relazione al tipo e all'importanza della costruzione, e all'uso a cui è destinata. Si tiene conto delle eventuali azioni dinamiche aumentando i carichi in relazione alla loro natura ed al tipo della struttura.</p> <p>Art. 22.</p>			

Figura 6.1.3.2

Le notizie acquisite in loco fanno risalire l'epoca della costruzione a circa il 1964, per cui ci troviamo in un periodo in cui come norma sismica vigeva la legge 1962 n.1684 (ma Camerano non era ancora zona sismica!), mentre per il cemento armato era in vigore il RD n.22/11/1939.

Le difficoltà connesse alla realizzazione di un progetto simulato sono molteplici; pur essendo in possesso della normativa allora vigente, pur avendo consultato testi di riferimento usualmente utilizzati all'epoca, pur avendo preso nota delle tecniche di armatura consuete e comunque dei consolidati metodi di progetto generali originari, si sono riscontrate delle differenze così marcate da far pensare che il ricorso a tale tecnica di acquisizione dati, sia in molti casi poco conveniente e comunque finalizzato alla sola stima del quantitativo di armatura presente.

Basti pensare al fatto che nella scuola in questione sono state disattese anche alcune delle poche prescrizioni che già all'epoca della costruzione era normate, tipo quelle che indicavano in almeno 4 cm lo spessore delle solette (cosa che come già evidenziato con i saggi in parte non avviene), e che su campate superiore ai 5 mt si doveva prendere in considerazione la posa in opera di nervature trasversali a mò di rompitratta (anche questi assenti).

In generale dunque è possibile che in quasi tutti i casi reali convenga spingersi, per i “dettagli strutturali”, ad un livello di conoscenza pari all'LC2, estendendo in modo opportuno le indagini.

Sarebbe interessante giustificare anche dal punto di vista economico tale scelta, andando a paragonare il costo fittizio di un progetto redatto secondo le norme dell'epoca con l'estensione di indagini che, per le finalità specifiche, sarebbero limitate ad esami pacometrici e saggi diretti.

In tutti i casi affrontiamo comunque il percorso per arrivare ad un livello di verifiche limitate, ai sensi di quanto stabilito dalla tabella 11.2.a

I PILASTRI

Dovendo acquisire i dati su almeno il 15% dei pilastri pianifichiamo l'indagine pacometrica (in molti casi affiancata da un saggio diretto per la verifica ad esempio dello stato di conservazione della barra) su 9 pilastri del piano seminterrato, 9 del piano terra e 7 del piano primo.



Figura 6.1.3.3 – controllo dei copriferri
 (Foto fornita dall'ing. M. Scansani)



Figura 6.1.3.4 – saggio diretto
 (Foto fornita dall'ing. M. Scansani)

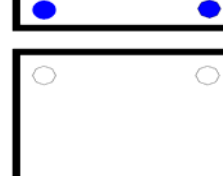
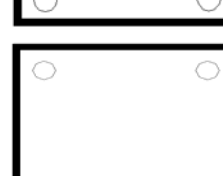
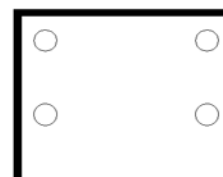
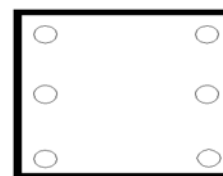
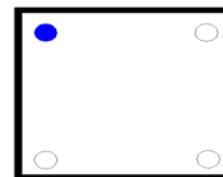
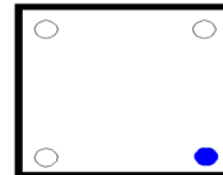
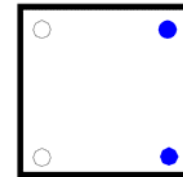
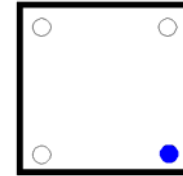
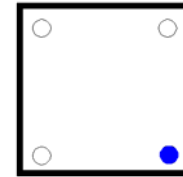
La campagna di rilievi e saggi deve consentire la formulazione di tabelle riepilogative dove sia possibile leggere tutte le caratteristiche del pilastro esaminato.

Legenda:

- ✓ a.m. = ferro ad aderenza migliorata
- ✓ L = ferro liscio
- ✓ B = buono
- ✓ C = corrosivo in superficie
- ✓ SF = sfogliato
- ✓ • = ferro rilevato con scasso

PIANO SEMINTERRATO

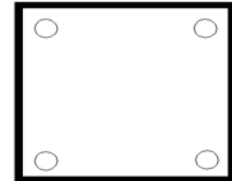
Piano: seminterrato			Pilastro n. 26			H=212	
SEZIONE 30X30							
Ferro n.	1	2	3	4	5	6	STAFFE
Diametro (mm)	Ø16	Ø16	Ø16	Ø16			Ø6
Liscio/a.m.				L			L
Conservaz.				C			SF
Passo staffe (cm): 19 - 26 - 27 - 24					Zona: centro		
Piano: seminterrato			Pilastro n. 18			H=160	
SEZIONE 30X30							
Ferro n.	1	2	3	4	5	6	STAFFE
Diametro (mm)	Ø16	Ø16	Ø16	Ø16			Ø6
Liscio/a.m.				L			L
Conservaz.				SF			SF
Passo staffe (cm): 26 - 20 - 27 - 26					Zona: centro		
Piano: seminterrato			Pilastro n. 12			H=100	
SEZIONE 30X30							
Ferro n.	1	2	3	4	5	6	STAFFE
Diametro (mm)	Ø16	Ø16	Ø16	Ø16			Ø6
Liscio/a.m.			L	L			L
Conservaz.			SF	SF			SF
Passo staffe (cm): 24 - 25 - 25 - 26					Zona: centro		
Piano: seminterrato			Pilastro n. 52			H=225	
SEZIONE 30X40							
Ferro n.	1	2	3	4	5	6	STAFFE
Diametro (mm)	Ø16	Ø16	Ø16	Ø16			Ø6
Liscio/a.m.				L			
Conservaz.				SF			
Passo staffe (cm): 90 (rilevata 1 staffa su tutto il pilastro)					Zona: dal piede		
Piano: seminterrato			Pilastro n. 48			H=108	
SEZIONE 30X40							
Ferro n.	1	2	3	4	5	6	STAFFE
Diametro (mm)	Ø16	Ø16	Ø16	Ø16			Ø6
Liscio/a.m.		L					L
Conservaz.		SF					SF
Passo staffe (cm): 74 (rilevata 1 staffa su tutto il pilastro)					Zona: dal piede		
Piano: seminterrato			Pilastro n. 44			H=50	
SEZIONE 30X40							
Ferro n.	1	2	3	4	5	6	STAFFE
Diametro (mm)	Ø16	Ø16	Ø16	Ø16	Ø16	Ø16	Ø6
Liscio/a.m.							
Conservaz.							
Passo staffe (cm): 27 (rilevata 1 staffa su tutto il pilastro)					Zona: dal piede		
Piano: seminterrato			Pilastro n. 86			H=104	
SEZIONE 40X40							
Ferro n.	1	2	3	4	5	6	STAFFE
Diametro (mm)	Ø16	Ø16	Ø16	Ø16	Ø16	Ø16	Ø6
Liscio/a.m.							
Conservaz.							
Passo staffe (cm): 23 (rilevata 1 staffa su tutto il pilastro)					Zona: dal piede		
Piano: seminterrato			Pilastro n. 102				
SEZIONE 40X30							
Ferro n.	1	2	3	4	5	6	STAFFE
Diametro (mm)	Ø16	Ø16	Ø16	Ø16			Ø6
Liscio/a.m.	L			L			L
Conservaz.	B			B			C
Passo staffe (cm): 32 - 28 - 27 - 27					Zona: centro		
Piano: seminterrato			Pilastro n. 100				
SEZIONE 40X30							
Ferro n.	1	2	3	4	5	6	STAFFE
Diametro (mm)	Ø16	Ø16	Ø16	Ø16			Ø6
Liscio/a.m.	L			L			L
Conservaz.	C			C			C
Passo staffe (cm): 28 - 32 - 30 - 30					Zona: centro		



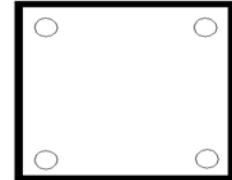


PIANO TERRA

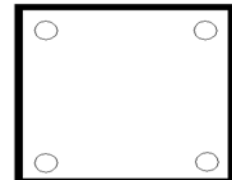
Piano: terra				Pilastro n. 146			
SEZIONE 30X40							
Ferro n.	1	2	3	4	5	6	STAFFE
Diametro (mm)	Ø16	Ø16	Ø16	Ø16			Ø6
Liscio/a.m.							
Conservaz.							
Passo staffe (cm): 23 - 31 - 17 - 26					Zona: centro		



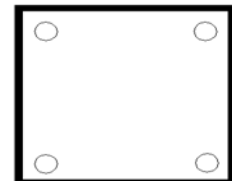
Piano: terra				Pilastro n. 144			
SEZIONE 30X40							
Ferro n.	1	2	3	4	5	6	STAFFE
Diametro (mm)	Ø16	Ø16	Ø16	Ø16			Ø6
Liscio/a.m.							
Conservaz.							
Passo staffe (cm): 24 - 24 - 23 - 25					Zona: centro		



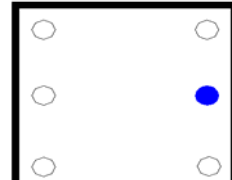
Piano: terra				Pilastro n. 142			
SEZIONE 30X40							
Ferro n.	1	2	3	4	5	6	STAFFE
Diametro (mm)	Ø16	Ø16	Ø16	Ø16			Ø6
Liscio/a.m.							
Conservaz.							
Passo staffe (cm): 26 - 23 - 26 - 27					Zona: centro		



Piano: terra				Pilastro n. 140			
SEZIONE 30X40							
Ferro n.	1	2	3	4	5	6	STAFFE
Diametro (mm)	Ø16	Ø16	Ø16	Ø16			Ø6
Liscio/a.m.							
Conservaz.							
Passo staffe (cm): 24 - 27 - 26 - 26					Zona: centro		



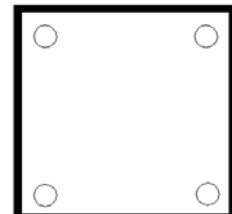
Piano: terra				Pilastro n. 138			
SEZIONE 30X40							
Ferro n.	1	2	3	4	5	6	STAFFE
Diametro (mm)	Ø16	Ø16	Ø16	Ø16	Ø16	Ø16	Ø6
Liscio/a.m.					L	L	L
Conservaz.					B	B	SF
Passo staffe (cm): 25 - 30 - 23 - 28					Zona: centro		



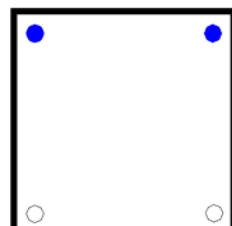
Piano: terra				Pilastro n. 137			
SEZIONE 30X40							
Ferro n.	1	2	3	4	5	6	STAFFE
Diametro (mm)	Ø16	Ø16	Ø16	Ø16	Ø16		Ø6
Liscio/a.m.				L	L		L
Conservaz.				B	B		B
Passo staffe (cm): 26 - 27 - 24 - 25					Zona: centro		



Piano: terra				Pilastro n. 161			
SEZIONE 40X40							
Ferro n.	1	2	3	4	5	6	STAFFE
Diametro (mm)	Ø16	Ø16	Ø16	Ø16			Ø6
Liscio/a.m.							
Conservaz.							
Passo staffe (cm): 24 - 28 - 27 - 27					Zona: centro		

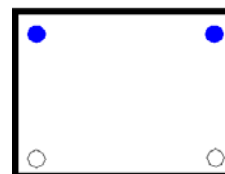


Piano: terra				Pilastro n. 162			
SEZIONE 40X40							
Ferro n.	1	2	3	4	5	6	STAFFE
Diametro (mm)	Ø16	Ø16	Ø16	Ø16			Ø6
Liscio/a.m.		L	L				L
Conservaz.		B	B				B
Passo staffe (cm): 34 - 29 - 33 - 32					Zona: centro		

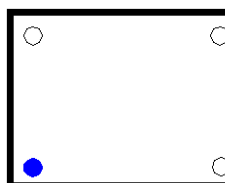




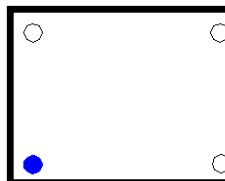
Piano: terra				Pilastro n. 168			
SEZIONE 40X30							
Ferro n.	1	2	3	4	5	6	STAFFE
Diametro (mm)	Ø16	Ø16	Ø16	Ø16			Ø6
Liscio/a.m.				L			L
Conservaz.				B			B
Passo staffe (cm): 40 - 27 - 34 - 36						Zona: centro	

**PIANO PRIMO**

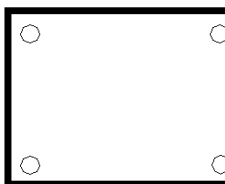
Piano: primo				Pilastro n. 207			
SEZIONE 30X40							
Ferro n.	1	2	3	4	5	6	STAFFE
Diametro (mm)	Ø16	Ø16	Ø16	Ø16			Ø6
Liscio/a.m.	L						L
Conservaz.	B						B
Passo staffe (cm): 32 - 28 - 23 - 26						Zona: centro	



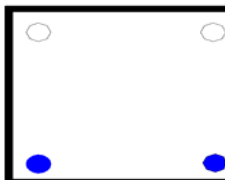
Piano: primo				Pilastro n. 205			
SEZIONE 30X40							
Ferro n.	1	2	3	4	5	6	STAFFE
Diametro (mm)	Ø14	Ø14	Ø14	Ø14			Ø6
Liscio/a.m.	L						L
Conservaz.	B						B
Passo staffe (cm): 26 - 33 - 26 - 28						Zona: centro	



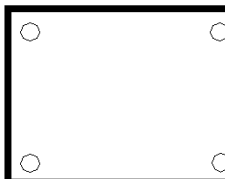
Piano: primo				Pilastro n. 202			
SEZIONE 30X40							
Ferro n.	1	2	3	4	5	6	STAFFE
Diametro (mm)	Ø12	Ø12	Ø12	Ø12			Ø6
Liscio/a.m.							
Conservaz.							
Passo staffe (cm): 19 - 32 - 33 - 30						Zona: centro	



Piano: primo				Pilastro n. 200			
SEZIONE 30X40							
Ferro n.	1	2	3	4	5	6	STAFFE
Diametro (mm)	Ø12	Ø12	Ø12	Ø12			Ø6
Liscio/a.m.	L			L			
Conservaz.	B			B			
Passo staffe (cm): 29 - 28 - 27 - 29						Zona: centro	



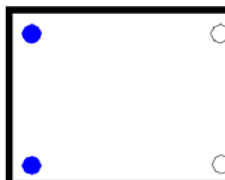
Piano: primo				Pilastro n. 199			
SEZIONE 30X40							
Ferro n.	1	2	3	4	5	6	STAFFE
Diametro (mm)	Ø14	Ø14	Ø14	Ø14			Ø6
Liscio/a.m.							
Conservaz.							
Passo staffe (cm): 27 - 25 - 31 - 28						Zona: centro	



Piano: primo				Pilastro n. 198			
SEZIONE 30X40							
Ferro n.	1	2	3	4	5	6	STAFFE
Diametro (mm)	Ø16	Ø16	Ø16	Ø16			Ø6
Liscio/a.m.		L	L				L
Conservaz.		B	B				B
Passo staffe (cm): 37 - 31 - 27 - 30						Zona: centro	



Piano: primo				Pilastro n. 222			
SEZIONE 30X40							
Ferro n.	1	2	3	4	5	6	STAFFE
Diametro (mm)	Ø14	Ø14	Ø14	Ø14			Ø6
Liscio/a.m.	L	L					L
Conservaz.	B	B					B
Passo staffe (cm): 47 - 55 - 50						Zona: centro	





Per definire l'armatura dei pilastri non direttamente indagati, in assenza di ulteriori indagini, assegniamo l'armatura in base a quanto è possibile desumere dai dati raccolti; in particolare è evidente che al piano primo e secondo i pilastri sono armati al massimo con $6\phi 16$, quasi tutti con $4\phi 16$, mentre all'ultimo piano ci sono pilastri armati con $4\phi 12$, $4\phi 14$ e $4\phi 16$.

In base alle predette considerazioni i pilastri verranno armati secondo il seguente schema:

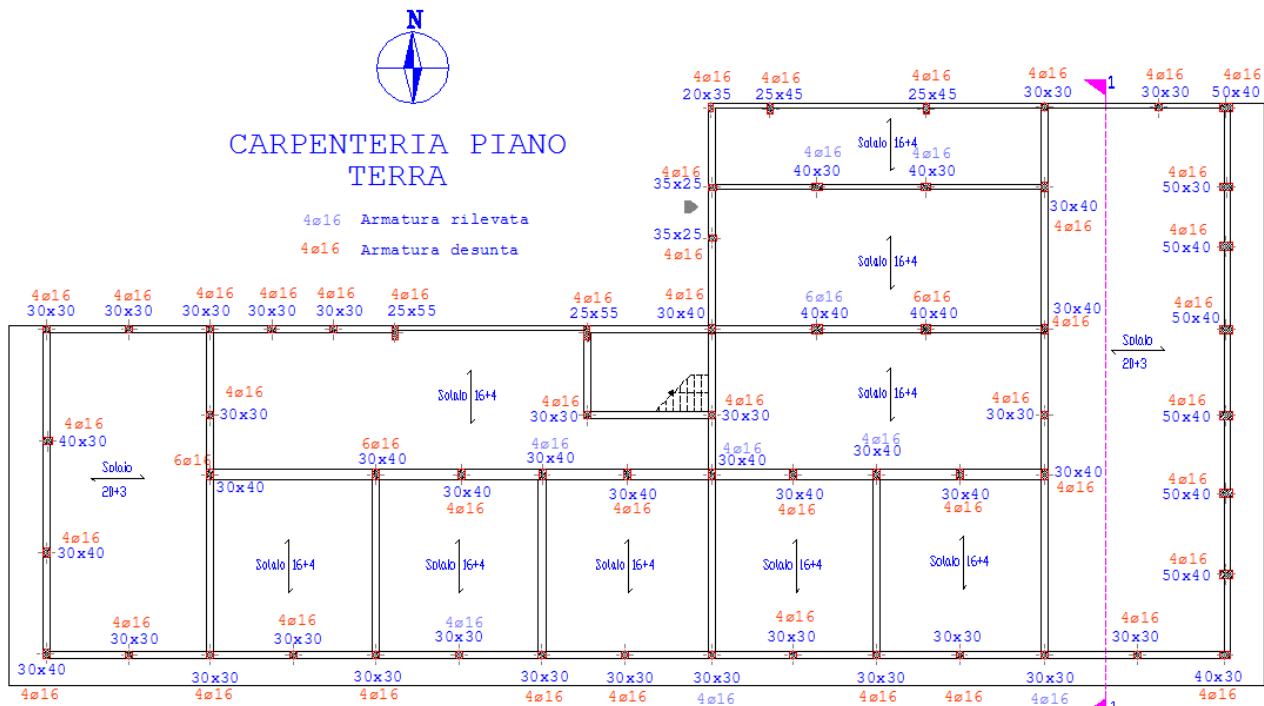


Figura 6.1.3.5 – Armatura rilevata e presunta – carpenteria piano terra (LC1)



Regione Marche

DIPARTIMENTO PER LE POLITICHE INTEGRATE DI SICUREZZA E PER LA PROTEZIONE CIVILE

P.F. RISCHIO SISMICO ED OPERE PUBBLICHE D'EMERGENZA

Esempio applicativo c.a.
Scuola "Pellico", Camerano (AN)

PRIMA PARTE

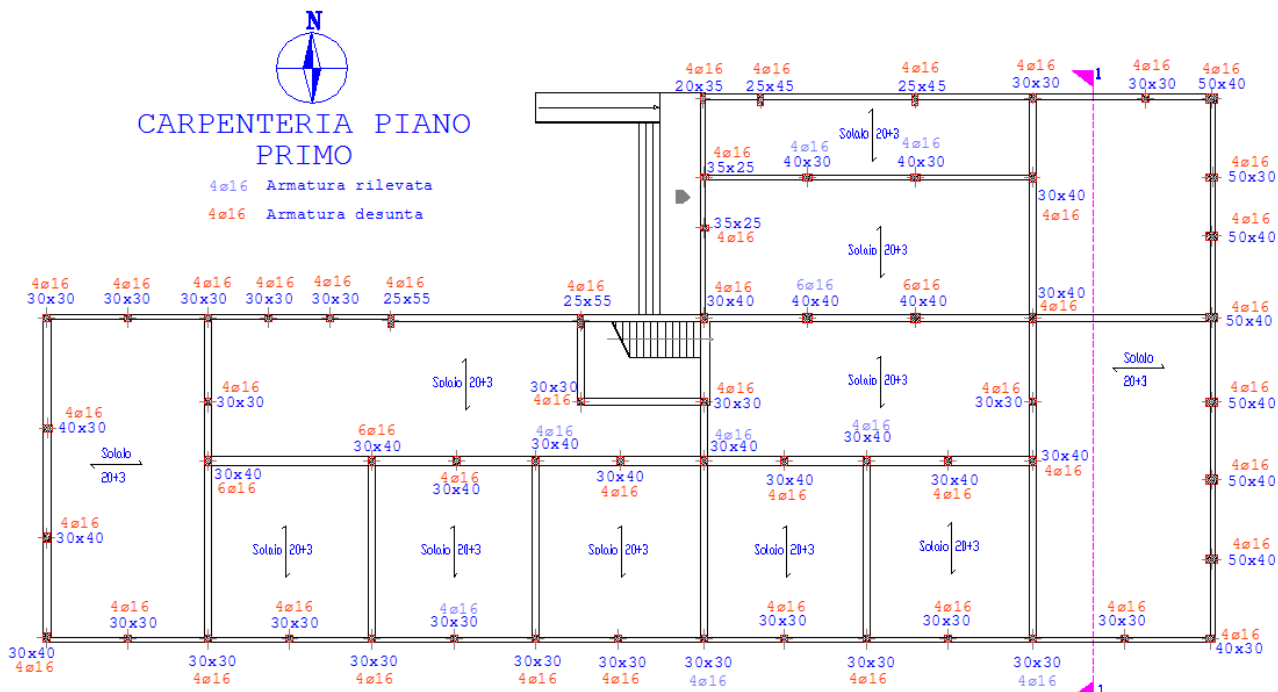


Figura 6.1.3.6 – Armatura rilevata e presunta – carpenteria piano primo (LC1)

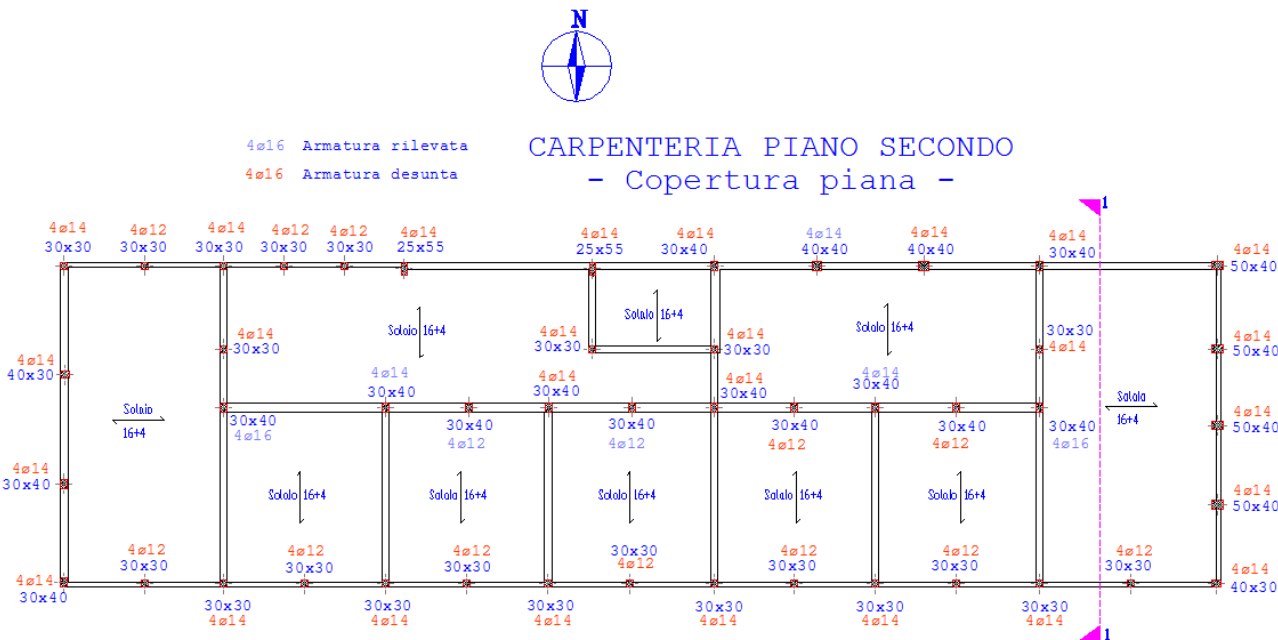


Figura 6.1.3.7 – Armatura rilevata e presunta – carpenteria piano secondo (LC1)

Le Travi

Dovendo acquisire i dati su almeno il 15% delle travi pianifichiamo l'indagine pacometrica (anche qui spesso affiancata da un saggio diretto per la verifica dello stato di conservazione della barra) su 11 travi

della carpenteria piano terra, 11 travi della carpenteria del piano primo e 8 della carpenteria del piano secondo.

Legenda:

- ✓ a.m. = ferro ad aderenza migliorata
- ✓ L = ferro liscio
- ✓ B = buono
- ✓ C = corrosivo in superficie
- ✓ SF = sfogliato



Figura 6.1.3.8 – Armature di una trave in mezzeria
 (Foto fornita dall'ing. M. Scansani)

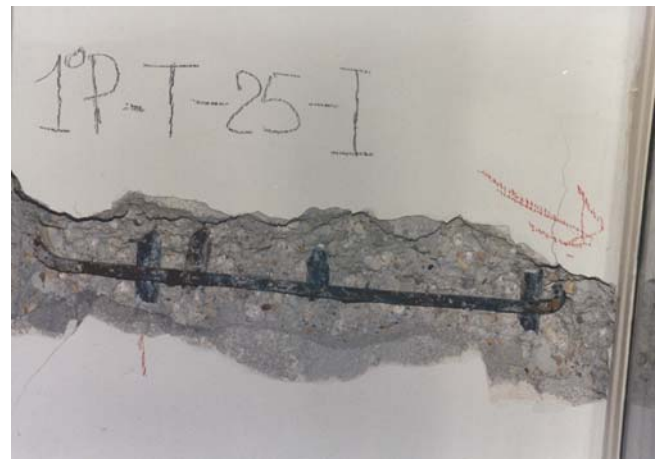


Figura 6.1.3.9 – Armature di una trave vicino al pilastro
 (Foto fornita dall'ing. M. Scansani)

L'indagine non distruttiva è stata condotta con apparecchiatura magnetometrica ed ha coinvolto l'intradosso delle travi nella parte centrale ed in prossimità di uno dei due pilastri di confine.

In questo modo è stato possibile valutare l'armatura di campata e di conseguenza ipotizzare quella di appoggio (a meno dei correnti reggistaffa); infatti, seguendo la consuetudine dell'epoca che privilegiava l'utilizzo dei ferri piegati, sottraendo all'armatura inferiore di campata quella inferiore di appoggio, si ricava di conseguenza l'armatura superiore di appoggio.

In base a questi ragionamenti è stato possibile disegnare le ipotetiche armature delle travi esaminate.

In alcuni casi sono state rintracciate anche le staffe in mezzeria e di queste si è valutato il passo medio.

A titolo di esempio si riporta la *figura 6.1.3.10* con la distinta dell'armatura della trave 6/38 del primo piano, di sezione 30x70:

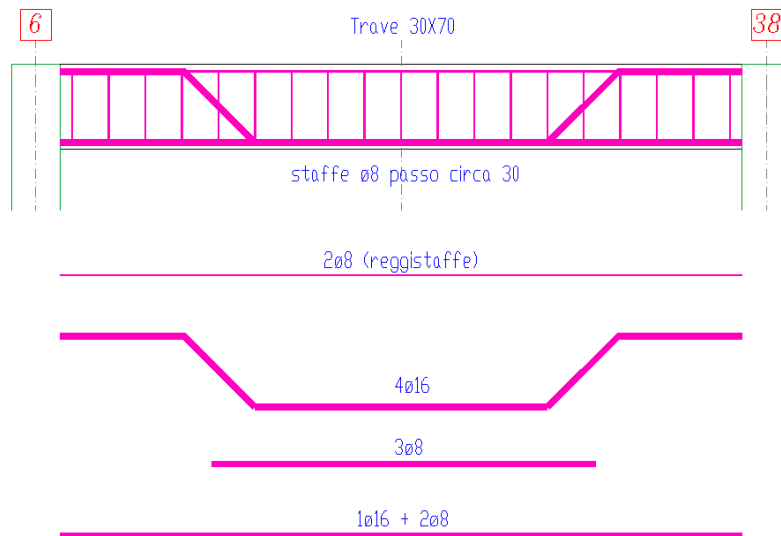


Figura 6.1.3.10 – armatura di una trave d'ambito

In linea generale, le travi esaminate sono state selezionate dopo un'attenta osservazione delle carpenterie di piano e dell'architettonico; il rilievo delle armature delle travi avviene in genere con maggiori difficoltà operative rispetto a quello dei pilastri, per cui per questi elementi si è deciso di adottare in maniera decisa il criterio della "ripetibilità" previsto dall'ordinanza.

Di qui la scelta di indagare al massimo due sezioni dello stesso tipo (ai fini di un minimo di riscontro) per poi estendere, nel caso di analoga armatura, il risultato a travi di identico ruolo statico e medesima sezione.

In questo modo si è cercato di aumentare velocemente la percentuale di elementi indagati e dunque innalzare il livello di conoscenza.

Utilizzando tale procedura si sono ottenuti i seguenti risultati:

CARPENTERIA PIANO TERRA

- Trave 38/40 (sezione 40x50)
- Trave 90/104 (sezione 30x70) ➔ Estensione a travi 26/56 e 6/38
- Trave 54/56 + 48/50 (sezione 40x50) ➔ Estensione a travi 40/42, 44/44, 44/46, 46/48, 50/52, 52/54 – Siamo già arrivati al 15% (11 travi), tuttavia aumentiamo le travi direttamente indagate.
- Trave 45/46 (30x50) ➔ Estensione a travi 44/45, 43/44
- Trave 14/44 (sezione 30x45) ➔ Estensione a travi 10/40, 18/48, 22/52
- Trave 102/104 (sezione 20x65) ➔ Estensione a travi 98/100, 100/102

Analizzando direttamente 7 travi abbiamo di fatto esteso le conoscenze fino a 22 travi ($22/71 = 30,9\%$), siamo sempre nel range afferente all' LC1.

CARPENTERIA PIANO PRIMO

Si deve tener presente che, benché la destinazione d'uso sia identica a quella del piano sottostante, il solaio della parte centrale è diverso, passando infatti da un 16+4 ad un 20+3. Ciò può aver comportato una diversa armatura delle travi centrali, per cui è su queste che si concentra inizialmente la nostra attenzione.

In tutti i modi, nelle travi di analoga sezione e ruolo statico a quelle del piano inferiore, si è estesa l'armatura rilevata nell'impalcato già esaminato.

- Trave 137/138 (sezione 40x50)



- Trave 90/104 del piano sottostante: ➔ Estensione a travi 163/170, 131/146 e 121/137
- Trave 138/139 (sezione 40x50) ➔ Estensione a travi 139/140, 140/141, 141/142, 142/143, 143/144, 144/145, 145/146
- Trave 162/163 (sezione 30x50) ➔ Estensione a travi 161/162, 160/161
- Trave 14/44 del piano sottostante ➔ Estensione a travi 123/138, 125/140, 127/142, 129/144
- Trave 169/170 (sezione 20x70) ➔ Estensione a travi 167/168, 168/169

Analizzando direttamente 4 travi e sfruttando parzialmente i dati ricavati al piano di sotto, abbiamo di fatto esteso le conoscenze fino a 22 travi ($22/71 = 30,9\%$); anche in questo caso siamo rimasti sempre nel range afferente all' LC1.

CARPENTERIA PIANO SECONDO

- Trave 201/202 (sezione 40x45) ➔ Estensione a travi 199/200, 200/201, 201/202, 203/204, 204/205, 205/206, 27/28
- Trave 198/199 (sezione 40x45)
- Trave 14/44 del piano sottostante ➔ Estensione a travi 184/199, 186/201, 188/203, 190/205

Siamo giunti in questo modo ad identificare il 24% delle travi di piano (13 su 54)

Per definire l'armatura delle travi non direttamente indagate, in assenza di ulteriori indagini, assegniamo l'armatura in base alle sollecitazioni dovute ai carichi statici assegnati secondo considerazioni valide per il modo di progettare dell'epoca.

Non si tratta dunque di fare un progetto simulato vero e proprio, bensì di eseguire una grossolana stima dell'armatura in base ai soli carichi statici, accidentali inclusi.

Tale operazione serve anche per vedere se l'armatura ricavata dal calcolo è simile a quella presente nelle travi indagate.

Le norme vigenti all'epoca della costruzione⁶ (RD 16 novembre 1939 per il cemento armato) poco indicavano circa le analisi dei carichi, soprattutto in riferimento ai carichi accidentali, limitandosi a specificare che "i solai dei piani di abitazione devono essere calcolati per un sopraccarico accidentale di almeno 200 Kg/m²".

Il nostro edificio è sempre stato adibito a scuola per cui si ritiene che il carico accidentale usato in fase di progetto fosse stato almeno di circa 300 Kg/m², ritenendo plausibile che il progettista non abbia calcolato la struttura come se fosse di civile abitazione.

Nessuna indicazione veniva data sulle modalità di ripartizione dei carichi dovuti alle tamponature, ma la visione di alcuni progetti standard reperibili presso la letteratura tecnica dell'epoca, mostra come era consuetudine assegnare il peso del tamponamento direttamente alla trave sottostante (sempre che la cosa fosse reale), mentre per tener conto dei tramezzi, a meno di ulteriori specifiche, si distribuiva sul piano il peso di 100 Kg/m².

Per quello che riguarda il materiale, verranno assegnate le proprietà presumibilmente utilizzate all'epoca; a tal riguardo la norma sul cemento armato prevedeva un calcestruzzo con una σ_{r28} che difficilmente superava i 225 Kg/cm² e che poteva assumere una σ_c massima di 75 Kg/cm².

Utilizziamo dunque tale parametro per la definizione del modello utile alla ricerca della armatura sulle travi.

Un'ulteriore indicazione riguarda l'assunzione di un coefficiente di omogeneizzazione che all'epoca, per cementi normali, veniva assunto pari a 10.

⁶ ricordiamo che il Comune di Camerano è diventato zona sismica solo nel 1984

Dal punto di vista grafico è consigliabile riprodurre su una tavola CAD degli elaborati in grado di permettere una veloce lettura dei luoghi esaminati durante l'indagine, mettendo in evidenza, ad esempio mediante opportuni "francobolli" fotografici, le zone di particolare interesse (a titolo di esempio si consultino le tavole grafiche scaricabili dal sito ufficiale del Rischio Sismico della Regione Marche).

6.1.4 Il costo delle indagini

Cerchiamo di valutare il costo che si è dovuto sostenere per conseguire un livello di conoscenza LC1; si tenga presente che tale valutazione non può prescindere dal fatto che in questo caso siamo partiti praticamente da una totale assenza di documentazione originaria.

La valutazione dei costi viene fatta in base ai prezzi previsti da alcuni prezziari regionali attualmente vigenti e dunque in conformità alle stime valide per i lavori pubblici; si tratta dunque di una stima indicativa.

- **Il rilievo geometrico-strutturale:**

Il costo del rilievo geometrico-strutturale sarà valutabile in base ai tariffari professionali vigenti, riferendosi alle misure seguenti:

Piano di fondazione: 910 mq
Piano terra: 910 mq
Piano primo: 910 mq
Piano di copertura: 700 mq
TOTALE: 3.430 mq

- **Carotaggi:**

Dal prezzoario Regione Umbria 2006

21.1.70	<p>Carotaggi. Valutazione della resistenza caratteristica a compressione del cls mediante prove di schiacciamento di carote normalizzate del diametro di mm 100 o di mm 200, prelevate direttamente in sito a mezzo opportuna carotatrice. Sono compresi: il prelievo della carota; le prove di schiacciamento; l'elaborazione dei risultati di prova per la determinazione del Rck del materiale. È compreso quanto altro occorre per dare i risultati delle prove complete. Il prezzo si riferisce a ciascuna prova completa.</p>			
	<i>cadauno euro duecentotrentasei/00</i>	cad	236,00	1%

Sono stati eseguiti 10 carotaggi: 236*10

COSTO TOTALE: 2.360,00 Euro



Dal prezzario Regione Umbria 2006

21.1.40

Prova di carbonatazione.

Test colorimetrico, eseguito utilizzando una soluzione di fenolftaleina all'1% di alcool etilico, per determinare la profondità di carbonatazione in campioni di calcestruzzo direttamente prelevati in sito, eseguito spruzzando con un nebulizzatore la soluzione di fenolftaleina sul campione. La determinazione della colorazione risultante, e quindi della profondità di carbonatazione nel getto, sarà effettuata allontanandosi opportunamente da fessure o zone molto porose, ove si avrebbero valori non significativi della superficie saggiata. È compreso quanto altro occorre per dare i risultati del test completi.

Escluso il prelievo dei campioni, per ogni indagine effettuata su un singolo campione.

cadauno euro centosessantotto/00

cad

168,00

1%

Sono stati eseguiti su tutte le carote: 10*168,00

COSTO TOTALE: 1.680,00 Euro

- **Prelievo delle barre:**

Dal prezzario Regione Umbria 2006

21.1.100

Prelievo di barre di armatura da c.a. per esecuzione di prove di laboratorio.

Prelievo di barre di armatura da c.a. per esecuzione di prove di laboratorio. Il prelievo viene eseguito previa demolizione del copriferro. Sono compresi: il taglio e la preparazione della barra; la prova di trazione; la prova di piegamento. È compreso quanto altro occorre per dare i risultati delle prove completi.

Sono esclusi: la sostituzione della porzione di barra prelevata; il ripristino del copriferro.

cadauno euro centosettantacinque/00

cad

175,00

1%

Sono stati eseguiti 3 prelievi, uno per piano:

Dal prezzario Regione Umbria 2006

21.19.10.0

Prova di trazione e piegamento.

Prova di trazione e piegamento a 180° o piegamento a 90° e raddrizzamento su terna di provini da c.a.. La prova deve essere eseguita secondo le norme EN 10002/1a, UNI 6407 e UNI 564. È compreso quanto occorre per dare la prova completa.

21.19.10.1

Esecuzione prova di trazione e piegamento a 180° o piegamento a 90° e raddrizzamento su terna di provini da c.a..

cadauno euro settantanove/00

cad

79,00

1%

Su tre campioni: 3*175 + 79*3

COSTO TOTALE: 762,00 Euro



- **Metodo ultrasonico**

Dal prezzario Regione Umbria 2006

21.1.20	<p>Misura della velocità delle onde ultrasoniche su calcestruzzi e murature. Misurazione della velocità di propagazione delle onde ultrasoniche attraverso il materiale costituente la struttura, al fine di determinare: presenza di difetti (microfessure, bolle d'aria, discontinuità, etc.), danni provocati dal gelo o incendio, inclusione di corpi estranei, resistenza a compressione del cls, modulo elastico statico e dinamico, omogeneità del materiale. È compreso quanto altro occorre per dare i risultati della misurazione completi. Il prezzo è riferito a ciascuna lettura effettuata.</p> <p style="text-align: right;"><i>cadauno euro trentasette/30</i></p>	cad	37,30	1%
---------	---	-----	-------	----

Sono state eseguite 52 test; ogni test consta di due letture.

Totale letture: 52*2

COSTO TOTALE: 3.879,30 Euro

- **Metodo sclerometrico**

Dal prezzario Regione Umbria 2006

21.1.10	<p>Misura della durezza superficiale delle strutture in c.a. mediante sclerometro manuale o elettronico. Valutazione della resistenza caratteristica a compressione Rck del calcestruzzo costituente strutture in c.a. a mezzo di prove di misura della durezza superficiale del getto mediante sclerometro manuale o elettronico, al fine di fornire la resistenza caratteristica come media di almeno 10 letture (o battute). È compreso quanto altro occorre per dare i risultati della misurazione completi. Il prezzo è riferito a ciascuna battuta.</p> <p style="text-align: right;"><i>cadauno euro uno/47</i></p>	cad	1,47	1%
---------	---	-----	------	----

La misura dello sclerometro va eseguita dove sono state condotte le indagini ultrasoniche. Per ogni pilastri si dovranno eseguire almeno 20 battute.

Totale battute: 20*52

COSTO TOTALE: 20*52*1,40 = 1.456,00 Euro

- **Ricerca delle barre di armatura**

Dal prezzario Regione Umbria 2006

21.1.80	<p>Misura e ricerca della posizione delle armature mediante pachometro. Misurazione a mezzo pachometro transistorizzato a riluttanza magnetica per la rilevazione, nelle strutture in c.a., dei ferri d'armatura, del loro diametro e dello spessore del copriferro, per ferri d'armatura aventi diametro compreso tra mm 10 e mm 40 e per spessori del getto di ricoprimento delle armature non superiore a mm 100. È compreso quanto altro occorre per dare i risultati della misurazione completi. Il prezzo è riferito all'unità di superficie di getto ispezionata.</p> <p style="text-align: right;"><i>al metro quadrato euro nove/00</i></p>	mq	9,00	1%
---------	---	----	------	----

Pilastr

Sono stati esaminati 25 pilastri per una estensione di circa 1 metro lineare $(0.30+0.3+0.4+0.4)*1.00$, dunque 1,4 mq a pilastro.

TOTALE PILASTRI $1,4*25=35$ mq

COSTO TOTALE: $35*9,00 = 315,00$ Euro

Travi

Sono state esaminate 13 travi ognuna delle quali è stata indagata in campata e vicino ad un appoggio, per una estensione media di 2 metri lineari per travi, per una superficie di larghezza media $(0,3+0,4+0,4)$ metri; si ha dunque circa 2 mq a trave

TOTALE TRAVI $2*13 = 26$ mq

COSTO TOTALE: $26*9,00 = 234,00$ Euro

- **Stratigrafie dei solai**

Dal prezzo Regione Umbria 2006

21.1.140	Indagini endoscopiche. Esecuzione di indagini endoscopiche su murature di qualsivoglia natura e su strutture in calcestruzzo attraverso fori di diametro ridotto (al massimo 20 mm) appositamente eseguiti o in lesioni e/o in cavità esistenti. Qualora non esistono lesioni o cavità la prova deve essere espletata praticando dei piccoli fori da eseguire con trapani a rotazione a basso numero di giri (per non indurre vibrazioni eccessive al paramento in esame). Nelle suddette lesioni, e/o cavità o fori si introduce un endoscopio, costituito nelle sue parti essenziali di un'asta con fibra ottica e di una guida luce per l'illuminazione della parte presa in esame. Alla parte terminale può essere applicata sia una macchina fotografica reflex, sia una telecamera, per la documentazione dell'indagine. Devono essere rilevate le seguenti informazioni: - individuazione di cavità e vuoti eventualmente presenti; - morfologia e tipologia del paramento murario all'interno; - stato visibile di conservazione dei materiali; - presenza di eventuali anomalie localizzate nella tessitura muraria o nel getto di calcestruzzo. La prova deve essere documentata con idonea documentazione anche fotografica (ovvero con la stampa di alcuni fotogrammi se la ripresa è stata effettuata con una telecamera). È compreso quanto altro occorre per dare i risultati dell'indagine completi. Il prezzo è riferito ad una singola indagine endoscopica in unico foro, con rilascio di n. 2 foto, compresa l'esecuzione eventuale del foro di ispezione se necessario. <i>cadauno euro quattrocentoquattro/00</i>	cad	404,00	1%
----------	---	-----	---------------	-----------

Eseguite in tutto 4 stratigrafie, poiché in fase di rilievo si è riscontrata la presenza di solai differenti nell'impalcato del piano terra.

COSTO TOTALE: $4*404,00 = 1.616,00$ Euro

I costi appena rilevati non comprendono i ripristini delle opere murarie eseguite per effettuare i sondaggi; queste rappresentano una parte non trascurabile soprattutto quando il manufatto da indagare deve essere reso al proprio servizio non appena finite le indagini e comunque è intrinsecamente legato al tipo di elementi che sono stati "intaccati" dalle indagini.

Un'altra voce non computata è quella relativa al saggio diretto sull'elemento pilastro finalizzato alla messa in luce di una o più barre d'armatura necessario per osservare lo stato di conservazione della stessa. Tra i costi esclusi è da ricomprendere la relazione interpretativa dei risultati delle indagini sopra condotte. Per queste prestazioni ci si può riferire ai tariffari professionali.

Recenti studi sui costi di valutazione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti, presentati al “Corso Breve di Valutazione ed Consolidamento di Edifici in c.a.” – Eucentre – Pavia – Luglio 2006, forniscono maggiori informazioni e dettagli.

Il messaggio che viene fornito è quello di tarare il costo della valutazione sismica, che consiste in verifica, prove sui materiali e rilievo geometrico strutturale, in base alla volumetria ed al livello di conoscenza che si vuole raggiungere.

Volume (mc)	C_verifica			C_Prove-Materiali			C_Rilievo		
	LC1	LC2	LC3	LC1	LC2	LC3	LC1	LC2	LC3
1000	€ 1.837	€ 2.204	€ 2.480	€ 1.150	€ 2.300	€ 3.450	€ 1.000	€ 1.200	€ 1.350
2000	€ 2.969	€ 3.563	€ 4.009	€ 2.300	€ 4.600	€ 6.900	€ 1.617	€ 1.940	€ 2.183
3000	€ 3.933	€ 4.719	€ 5.309	€ 3.450	€ 6.900	€ 10.350	€ 2.142	€ 2.570	€ 2.891
4000	€ 4.800	€ 5.760	€ 6.480	€ 4.600	€ 9.200	€ 13.800	€ 2.614	€ 3.137	€ 3.529
5000	€ 5.603	€ 6.723	€ 7.564	€ 5.750	€ 11.500	€ 17.250	€ 3.051	€ 3.661	€ 4.119
6000	€ 6.357	€ 7.629	€ 8.582	€ 6.900	€ 13.800	€ 20.700	€ 3.462	€ 4.154	€ 4.674
7000	€ 7.074	€ 8.489	€ 9.550	€ 8.050	€ 16.100	€ 24.150	€ 3.852	€ 4.623	€ 5.200
8000	€ 7.760	€ 9.312	€ 10.476	€ 9.200	€ 18.400	€ 27.600	€ 4.226	€ 5.071	€ 5.704
9000	€ 8.420	€ 10.104	€ 11.366	€ 10.350	€ 20.700	€ 31.050	€ 4.585	€ 5.502	€ 6.190
10000	€ 9.057	€ 10.869	€ 12.227	€ 11.500	€ 23.000	€ 34.500	€ 4.932	€ 5.918	€ 6.658

Figura 6.1.4.1 – I costi della valutazione

(Corso breve di valutazione e consolidamento di edifici in c.a. – Masi, Vona – Luglio 2006)

Si noti come, nel caso si voglia raggiungere un livello medio di conoscenza LC2, il costo può arrivare a circa 9 euro a mc per una volumetria complessiva di circa 10.000 mc.

Valutando per questo livello di conoscenza il costo dell’adeguamento in 150 Euro/mc eventualmente aumentato per un LC3 ovvero diminuito per un LC1, si hanno i seguenti grafici indicativi:

COSTO TOTALE DELL'INTERVENTO

Costo della valutazione
+
Costo dell'adeguamento

Il costo dell'adeguamento è valutato considerando un costo medio di 150 EURO/mc per LC2, incrementato per LC1 e ridotto per LC3

Volume (mc)	C_conv_adeq.		
	LC1	LC2	LC3
1000	€ 159.375	€ 150.000	€ 137.500
2000	€ 318.750	€ 300.000	€ 275.000
3000	€ 478.125	€ 450.000	€ 412.500
4000	€ 637.500	€ 600.000	€ 550.000
5000	€ 796.875	€ 750.000	€ 687.500
6000	€ 956.250	€ 900.000	€ 825.000
7000	€ 1.115.625	€ 1.050.000	€ 962.500
8000	€ 1.275.000	€ 1.200.000	€ 1.100.000
9000	€ 1.434.375	€ 1.350.000	€ 1.237.500
10000	€ 1.593.750	€ 1.500.000	€ 1.375.000

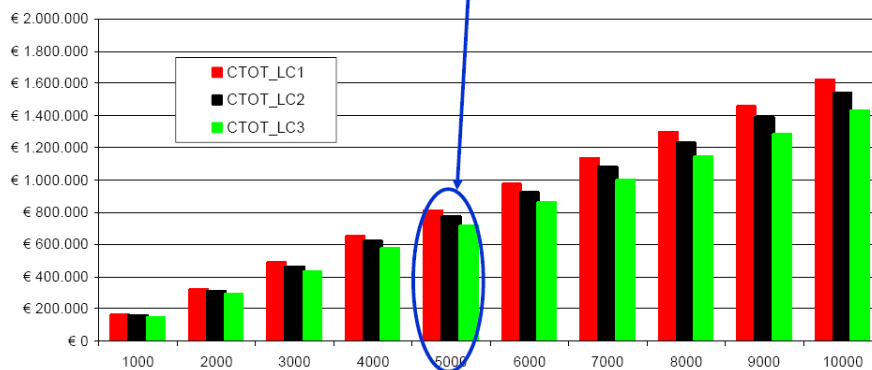


Figura 6.1.4.2

(Corso breve di valutazione e consolidamento di edifici in c.a. – Masi, Vona – Luglio 2006)

Si nota come il divario tra il costo di valutazione sommato al costo di adeguamento, parametrizzato al livello di conoscenza raggiunto, è tanto più marcato quanto maggiore è la volumetria del fabbricato.

Il confronto in termini di costi tra l'opportunità di estendere l'indagine ed il beneficio che se ne ha in termini di costo di un eventuale adeguamento, mette in mostra la forte convenienza in termini di risparmio economico che si ha nell'estendere la campagna di conoscenza complessiva del fabbricato, rispetto al livello LC1.

Volume (mc)	Risparmio rispetto a LC1			Costo Verifica LC3
	LC1	LC2	LC3	
1000	0	€ 7.658	€ 18.582	€ 2.480
2000	0	€ 15.533	€ 37.545	€ 4.009
3000	0	€ 23.460	€ 56.599	€ 5.309
4000	0	€ 31.417	€ 75.705	€ 6.480
5000	0	€ 39.394	€ 94.846	€ 7.564
6000	0	€ 47.386	€ 114.013	€ 8.582
7000	0	€ 55.390	€ 133.201	€ 9.550
8000	0	€ 63.403	€ 152.405	€ 10.476
9000	0	€ 71.424	€ 171.623	€ 11.366
10000	0	€ 79.452	€ 190.854	€ 12.227

RISPARMIO SUL COSTO TOTALE DELL'INTERVENTO RISPETTO A QUELLO DEL LIVELLO DI CONOSCENZA LC1 (confrontato con costo della verifica LC3)

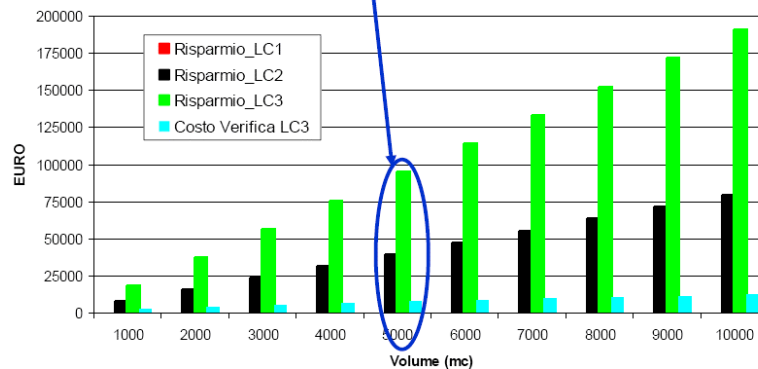


Figura 6.1.4.3

(Corso breve di valutazione e consolidamento di edifici in c.a. – Masi, Vona – Luglio 2006)

Dall'approfondimento tematico risulta evidente come in generale sia conveniente raggiungere un livello di conoscenza più alto rispetto a quello limitato perché ciò si traduce in un consistente risparmio in termini di costo di intervento; sembra comunque un buon compromesso quello del conseguimento di un livello di conoscenza adeguato (LC2) di solito raggiungibile senza eccessiva difficoltà.