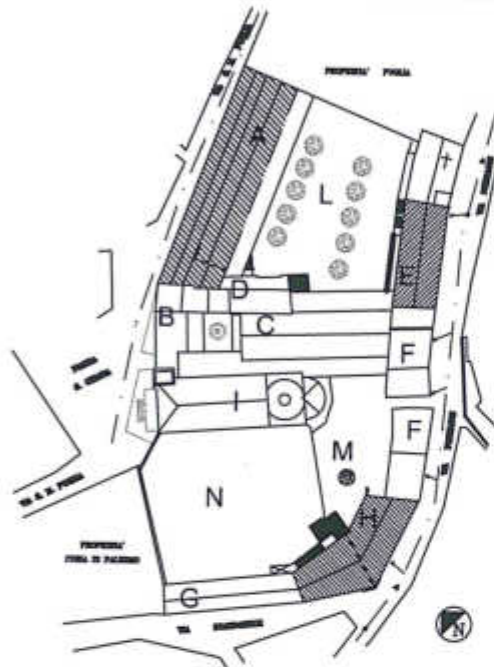


COMUNE DI PALERMO

Interventi urgenti per la messa in sicurezza ed il miglioramento statico, con particolare riguardo ai corpi A, E ed H, del complesso monumentale di Santa Chiara compreso tra Rua Formaggi e piazza Santa Chiara a Palermo

LEGENDA COMPLESSO S. CHIARA

- A Laboratori - Alloggi
- B Accoglienza
- C Teatro
- D Aule Didattiche
- E Refettorio - Cucina
- F Comunita' Alloggio
- G P.G.S. - Oratorio
- H Comunita' Alloggio
- I Chiesa
- L-M-N Spazi Liberi



PROGETTO ESECUTIVO

CODICE ELABORATO 0.R001.C		OGGETTO: Relazione tecnica di calcolo	SCALA:
CODICE FILE 0.R001.C			
REVISIONE N°	DATA	DESCRIZIONE REVISIONE E RIFERIMENTI DOCUMENTI SOSTITUTIVI	
A	Dicembre 2009	Emissione per consegna	
B	Luglio 2011	Revisione a seguito prescrizioni della Soprintendenza ai Beni Culturali ed Ambientali	
C	Marzo 2014	Revisione a seguito prescrizioni del Genio Civile di Palermo	

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:
V.to Ing. Bruno ORLANDO

PROGETTAZIONE:
Ing. Antonio Alparone
Arch. Giuseppe Costa

DIREZIONE LAVORI:
Direttore Lavori: Ing. Antonio Alparone
Direttore Operativo: Arch. Giuseppe Costa

RESPONSABILE PER LA SICUREZZA:
Arch. Calogero Marzullo

VISTI:

COMUNE DI PALERMO
Ufficio Città Storica

Vista la verifica del 29/11/2016, si esprime **Parere Tecnico favorevole**, ai sensi dell'art. 5 comma 3 della L.R. 12/2011, prot. n. 1909718 del 29/11/2016, e si valida ai sensi dell'art. 26 comma 8 del D. Lgs. 2016, con contestuale atto prot. n. 1914024 del 2016.

Il R.U.P.
Ing. Bruno Orlando



COMUNE DI PALERMO

SETTORE CENTRO STORICO

“INTERVENTI URGENTI PER LA MESSA IN SICUREZZA E IL MIGLIORAMENTO STATICO, CON PARTICOLARE RIGUARDO AI CORPI A ED H, DEL COMPLESSO MONUMENTALE DI SANTA CHIARA COMPRESO TRA RUA FORMAGGI E PIAZZA S. CHIARA A PALERMO”

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

PROGETTISTI: ING. ANTONIO ALPARONE
ARCH. GIUSEPPE COSTA

Codice Identificativo Documento:	0 R 001 C	Pagine del documento: 36
Redatto	Verificato	Approvato

n°	Data	Motivo della Revisione
A	22/12/2009	Emissione
B	21/07/2011	Ottemperanza prescrizioni Soprintendenza Beni Culturali e Ambientali
C	10/03/2014	Ottemperanza prescrizioni Genio Civile Palermo

Ing. Antonio Alparone

v. Filippo Basile 12 – 90141 Palermo – C.F. LPRNTN70A05C351I – P. IVA 03357050875
Tel. cell. 3473253005 – e-mail: antonioalparone@yahoo.com

INDICE

1. PREMESSA	3
2. DESCRIZIONE DELL'OPERA	3
3. STATO ATTUALE DELLE STRUTTURE.	4
3.1. Corpo A	4
3.1.1. Colonne del Porticato	6
3.1.2. Solaio in legno del 2° piano	7
3.1.3. Sottotetto in cannucciato del terzo piano	8
3.2. Corpo H	8
3.2.1. Rilievo topografico e organizzazione strutturale	10
3.2.2. Verifica delle murature portanti e delle fondazioni	10
3.2.3. Solaio in cemento armato a quota +6.26 m	11
3.2.4. Indagini sulle fondazioni	12
4. INTERVENTI PREVISTI IN PROGETTO	12
4.1. Corpo A	12
4.2. Corpo H	15
5. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	17
6. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	18
7. ANALISI DEI CARICHI	19
7.1. Peso proprio delle strutture	19
7.2. Permamenti portati	19
7.3. SOVRACCARICO ACCIDENTALE	19
7.4. Solai in legno-calcestruzzo	20
7.5. Classi di durata del carico	20
8. COMBINAZIONI DI CARICO	20
9. VERIFICA DEI SOLAI IN LEGNO-CALCESTRUZZO	22
10. VERIFICA DELLE NUOVE MURATURE CORPO H	25
10.1. Parametri sismici	26

1. PREMESSA

Oggetto della presente relazione sono i calcoli statici degli interventi previsti per la messa in sicurezza dei corpi A d H del complesso monumentale di Santa Chiara sito nel comune di Palermo.

Per comprendere le scelte progettuali operate vengono descritti lo stato di conservazione dei luoghi e gli interventi previsti per i consolidamenti strutturali. L'analisi dello stato di conservazione dei luoghi è stata condotta predisponendo opportuni rilievi di carattere geometrico accompagnati da indagini mirate alla caratterizzazione della resistenza dei materiali strutturali presenti e dei sedimi di fondazione.

La relazione è completata dalle indicazioni sui materiali da impiegare per gli interventi di progetto nonché la normativa applicata e le risultanze delle calcolazioni di verifica degli elementi strutturali.

2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il complesso di S. Chiara è costituito da più corpi di fabbrica adibiti a differenti funzionalità di servizi. La piantina generale riportata negli elaborati grafici fornisce l'identificazione di ciascun corpo.

Il complesso sorge nel quartiere dell'Albergheria (mandamento Palazzo Reale), ed è delimitato dalla via G.M. Puglia (ingressi alla Chiesa ed al Complesso sulla piazza Santa Chiara), dalla via Scarparelli e dalla Rua Formaggi. Dal momento che tra la piazza Santa Chiara e le vie Scarparelli e Formaggi vi è un dislivello superiore a 8.0 m, i corpi di fabbrica E, F, G ed H prospicienti su tali vie, hanno il lato verso i cortili interni parzialmente interrato (quota 0.0 di riferimento); in particolare i corpi G ed H presentano due elevazioni a partire dalla quota 0.0 e quattro elevazioni fuori terra sulle strade di affaccio.

Oggi i vari corpi di fabbrica che costituiscono il complesso sono destinati alle funzioni che l'ente gestore svolge nell'ambito delle attività religiose e socio-culturali. Il complesso presenta in particolare il corpo I che costituisce la chiesa ed il corpo C che identifica il teatro; quest'ultimo è ad oggi inutilizzato in quanto sono stati rinvenuti importanti ritrovamenti archeologici di precedenti costruzioni che meritano un opportuno progetto di valorizzazione e recupero.

Gli edifici oggetto del presente appalto sono i corpi A ed H che versano per diversi aspetti nelle condizione di maggior ammaloramento e ai quali nel prosieguo si farà esclusivamente riferimento.

3. STATO ATTUALE DELLE STRUTTURE.

Per valutare lo stato di conservazione dell'opera sono stati eseguiti dei saggi sulle membrature campione più significative dell'opera. Dal momento che il complesso è stato nel passato già oggetto di studi ed indagini si è acquisita tutta la documentazione ritenuta rilevante per l'incarico in essere, soprattutto per quanto riguarda la parte geologico-geotecnica relativa ai sedimenti presenti ad ai pozzetti esplorativi sulla caratterizzazione delle strutture fondali presenti.

In aggiunta a quanto disponibile, si è proceduto con una campagna di indagini integrative che ha interessato sia le strutture murarie ed i solai dei corpi in appalto sia l'esplorazione dei suoli e delle fondazioni per quelle parti non ancora indagate dalle precedenti indagini.

La descrizione viene riportata in maniera differente per i due corpi, rispettivamente A ed H, in modo da distinguere in maniera più chiara, anche in sede operativa, quanto occorre prevedere per ciascuno di essi.

3.1. CORPO A

Il corpo A del complesso di Santa Chiara è un edificio di dimensioni in pianta pari a 45.0 m per una larghezza di circa 12.50 m; le strutture portanti verticali sono realizzate con muratura in blocchi di tufo e l'organizzazione strutturale prevede i maschi murari allineati nella direzione longitudinale di massimo sviluppo con un muro centrale di spina oltre i due d'ambito; non sono presenti maschi murari nella direzione trasversale. In elevazione sono presenti quattro piani fuori terra per una altezza totale pari a 20.0 m a partire dal cortile interno, posto circa alla stessa quota della via G.M. Puglia. Il solaio del primo livello è costituito da volte a crociera che si estendono anche al di fuori del corpo principale realizzando così una zona a terrazzo; in tal caso le volte sono sorrette da colonne monolitiche con eliminazione delle spinte tramite catene in acciaio. Il solaio del secondo livello è invece realizzato in legno a semplice orditura (travi e tavolato) mentre quello del terzo livello è in latero-cemento, essendo stato realizzato come superfetazione in epoca più recente. Il tetto infine è in legno con schema di capriate portanti, arcarecci e tavolato. Le fondazioni sono realizzate con allargamenti dei maschi murari e presentano un'altezza investigata da precedenti pozzetti esplorativi fino a -3.0 m dal piano di calpestio.

Ad oggi si nota che è stato di recente messo in atto un intervento di ripristino strutturale delle volte al piano terra che presentavano una lesione longitudinale; l'intervento è consistito nella rimozione al piano soprastante che caricava con eccentricità rispetto al centro volta trasferendo anche il carico del solaio del piano (appoggio delle travi in legno); si è poi intasata la lesione con elementi lapidei e provveduto ad iniettarla con opportune miscele, sostituendo e

rinforzando anche le catene in acciaio necessarie per l'equilibrio delle spinte orizzontali.

Per quanto riguarda il Corpo A, il dissesto più evidente è il profondo ammaloramento del solaio di calpestio al piano secondo. Tale struttura è realizzata con travi in legno che presentano riduzione di sezione strutturale tant'è che al momento è presente un puntello per tutto lo sviluppo del solaio a limitare le forti inflessioni presenti. Il pavimento del solaio in questione è costituito da maioliche di pregio che andranno rimosse e catalogate utilizzando tecniche di intervento tipiche del restauro. L'immagine che segue mostra le condizioni attuali del solaio in questione



Vista intradossale del solaio del secondo piano
Si noti la posizione del tramezzo sulla foto precedente, evidenziata dall'assenza di vernice su tutte le travi

Dallo studio dei luoghi e dalle prime analisi statiche è emerso che le travi in legno, oltreché ammalorate, sono anche sottodimensionate dal punto di vista della sezione strutturale; tale situazione è stata messa in evidenza quando si è effettuato l'intervento di consolidamento delle volte al piano terra. Infatti nel momento in cui si è rimosso il tramezzo del primo piano che caricava la volta è cambiato il cimento statico delle travi in quanto il tramezzo fungeva a tutti gli effetti da appoggio intermedio sulla luce totale di circa 6.0m e consentiva di ridurre la luce delle travi in legno garantendo la capacità portante del solaio e la sua limitata deformabilità; a questo punto è stato necessario introdurre l'attuale sistema di puntellamento per garantire la stabilità del solaio.

Sempre allo stesso piano vi è un'altra criticità da porre in evidenza che riguarda gli architravi delle aperture, le quali versano nelle condizioni di ammaloramento spinto sia lungo lo sviluppo sia nella zona delle testate, come rappresentato nelle figura seguente.



Vista degli architravi del secondo piano

Un altro fenomeno di dissesto risiede nelle colonne del porticato che presentano dei fuori piombo delle colonne in direzione trasversale all'edificio visibili anche ad occhio nudo accompagnati da taluni basamenti fortemente ammalorati.

Le indagini eseguite sul corpo A hanno riguardato essenzialmente il solaio in legno posto al secondo piano e le colonne del porticato esterno e sono nel seguito riassunte:

- 1) Verifica della verticalità delle colonne del porticato, con l'impiego di stazione laser;
- 2) Rilievo topografico delle travi del solaio del 2° piano, con l'impiego di stazione laser;
- 3) Indagini sui legni delle travi del solaio del 2° piano con prelievo di campioni e prove di laboratorio;
- 4) Campagna fotografica.

3.1.1. Colonne del Porticato

Le colonne del porticato presentano, come già precedentemente accennato, dei fuori piombo più marcati nella direzione trasversale del corpo A, legati al fatto che l'edificio non presenta nessun maschio murario in direzione trasversale e ciò comporta elevati movimenti sismici nella direzione più debole, con evidenti fenomeni anelastici che lasciano la struttura in uno stato di equilibrio alterato alla fine di un evento tellurico. Tale situazione ha pertanto comportato un'eccentricità delle colonne dovuta ai fenomeni sismici avvenuti in passato. Le misurazioni di verticalità effettuate hanno mostrato che per le prime 2 colonne delle 5 presenti, l'eccentricità tra la sommità e la base (distanti circa 3.40 m) in direzione verso l'esterno dell'edificio, è superiore a 60 mm, mentre per la colonna 3 si ha una misurazione di 50 mm ed infine, per le restanti 2 si è trovato un'eccentricità intorno ai 30 mm.

Dal momento che il basamento presenta dimensioni pari a 50 cm, si può affermare che anche per le colonne 1 e 2 la risultante ricade ancora nel nocciolo d'inerzia distante 83 mm dal centro della sezione. Si fa presente che interventi recenti sul porticato e sulle volte interne hanno provveduto a sanare i dissesti presenti, inserendo delle catene e ricucendo le volte che presentavano ampie lesioni in chiave parallele ai muri esterni. Pertanto le spinte statiche sulle colonne sono eliminate ma, dal momento che, come già detto, non è presente nessun maschio murario ortogonale alla direzione di maggior sviluppo dell'edificio, qualunque oscillazione trasversale legate a fenomeni sismici, può provocare una perdita di equilibrio delle colonne.

Occorre pertanto risanare i basamenti che mostrano segni di rottura, per eccessiva compressione, previa integrazione delle parti mancanti con elementi lapidei della stessa natura opportunamente cuciti con barrette in vetroresina e resina epossidica. Bisognerà inoltre verificare se al momento dei lavori le eccentricità rilevate delle colonne siano incrementate ed eventualmente intervenire ricentrandole in pietra di Billiemi previo smontaggio delle stesse; le modalità di intervento dovranno essere concordate con la DL.

3.1.2. Solaio in legno del 2° piano

Il solaio in questione è stato profondamente indagato in quanto versa nelle peggiori condizioni di conservazione.

Il rilievo ha evidenziato per la campata principale la presenza di 45 travi in legno di sezione originaria pari a 16x22 cm poste ad interasse trasversale di 70 cm e luce tipologica di 6.10 m. Nella campata minore, cioè tra il muro di spina e la via GM Puglia, la presenza del controsoffitto non ha permesso la visione del solaio, ma si può affermare che anche questo è in legno in semplice orditura con travi portanti e tavolato.

Con riferimento alla campata di luce maggiore (verso il cortile interno), le inflessioni delle travi misurate portano a frecce in mezzera da 2 a 6 cm che però sono state bloccate dalla presenza del puntello predisposto a metà della luce. Le condizioni di conservazione delle travi sono alquanto precarie con riduzione di sezione a causa dell'attacco biotico ed alcuni elementi con evidenti segni di rotture strutturali. Si segnalano anche diversi casi di ammaloramento delle sedi di appoggio delle testate sulla muratura perimetrale.

Sul solaio in esame è stata condotta un'analisi di calcolo strutturale per valutare la capacità statica nella configurazione di luce libera (assenza di puntello). Il calcolo è stato seguito sia con riferimento ai soli carichi permanenti, sia nella configurazione di sovraccarico accidentale di norma (2.0 kN/mq per civile abitazione); i risultati portano a sollecitazioni sulle travi per i soli pesi propri e permanenti pari a 9.25 MPa (92.5 kg/cmq) e inflessioni di circa 4.50 cm (congruenti con il valore misurato). Nel caso si tenga conto della presenza del sovraccarico accidentale le tensioni massime raggiungono il valore di 14.8 MPa (148 kg/cmq) e frecce in mezzera pari a

7.30 cm. Quanto ottenuto, a conferma del necessario intervento di puntellazione predisposto, porta a concludere che il solaio attuale non è idoneo a sopportare i carichi presenti nemmeno se le travi presenti fossero in buono stato di conservazione; gli ammaloramenti riscontrati non fanno altro che ridurre il livello di capacità resistente appena stimato.

3.1.3. Sottotetto in cannucciato del terzo piano

Il sottotetto del corpo A è realizzato con cannucciato non calpestabile che ad oggi si presenta come in precario stato di equilibrio tant'è che è stato predisposto un sistema di puntellazione per il suo sostegno.

Tale elemento, di nessuna importanza storico-architettonica, può venire semplicemente rimosso in modo da consentire la fruibilità dei locali sottostanti, al momento preclusi ad ogni impiego. I sopralluoghi eseguiti mostrano infatti che lo stato di conservazione delle strutture del tetto in legno è da reputare accettabile, non necessitando particolari interventi di ripristino.

3.2. CORPO H

Il corpo H è caratterizzato da una complessa disposizione delle strutture portanti sia per la loro posizione altimetrica sia per quella planimetrica. Infatti il corpo è fondato a livello della strada Rua Formaggi e contiene il terrapieno del cortile del complesso Santa chiara, con un dislivello di circa 8.50 m; da tale punto vi sono poi ancora due elevazioni con solai posti a +2.08 m e + 6.26 m dal piano del cortile. Sono presenti così un totale di 4 orizzontamenti interni più le strutture del tetto.

Dal punto di vista della costituzione morfologica, appare chiaramente come siano state attuate profonde modifiche durante la vita della struttura con variazioni attuate soprattutto a seguito dei bombardamenti bellici del 1943; sono state infatti ricostruite tutte le strutture dal secondo livello in poi, ed è stato edificato il solaio alla quota + 6.26 m con soluzione in latero-cemento poggiate ai bordi sulle murature d'ambito ed al centro su di un'intelaiatura a trave e pilastri in cemento armato, ricadenti sulle murature trasversali dei livelli inferiori.

Tale situazione ha richiesto un particolare studio relativo sia alla definizione corretta della geometria morfologico-strutturale sia alla individuazioni delle caratteristiche di resistenza meccanica degli elementi portanti, valutandone al contempo il loro stato di degrado e/o di ammaloramento.

Il dissesto maggiormente evidente risiede proprio nelle strutture in cemento armato e soprattutto nel solaio in latero-cemento; tale elemento risulta infatti completamente sfondellato con espulsione del ricoprimento e corrosione delle barre che risultano peraltro non più aderenti al

calcestruzzo. La fotografia seguente mostra quanto appena descritto:



Vista del solaio in latero-cemento del corpo H

Le indagini svolte sono state mirate alla determinazione delle resistenze dei materiali strutturali (calcestruzzo, acciaio, muratura), ad identificare geometricamente tutti gli elementi, ed in ultimo alla esplorazione delle fondazioni e alla caratterizzazione geotecnica dei sedimi su cui esse poggiano.

Pertanto si è predisposto una approfondito rilievo dei maschi murari e degli elementi presenti con tecnica di rilievo topografiche al laser in quanto la diversa quota del fronte sulla strada e di quello sul cortile interno determinano una complessa organizzazione strutturale che non risulta possibile individuare con le usuali tecniche di rilievo.

In seconda analisi si sono determinate le caratteristiche meccaniche delle murature tramite prove con martinetto piatto, e quelle dei calcestruzzi e degli acciai degli elementi in c.a. a quota +2.08 m dal piano del cortile.

Le indagini eseguite sono le seguenti:

- 1) rilievo morfologico del corpo H, incrociando i dati del rilievo topografico con integrazioni e verifiche manuali;
- 2) prove di determinazione di resistenza della muratura mediante doppio martinetto piatto;
- 3) prova di verifica della tensione agente sulla muratura mediante martinetto piatto singolo;
- 4) verifica dell'integrità e dello stato di conservazione delle murature mediante indagine endoscopica;
- 5) prove di schiacciamento su carote di calcestruzzo per determinare la resistenza a compressione;
- 6) prove di trazione su barre con misura delle resistenze degli acciai presenti.

Per quanto riguarda le fondazioni, si sono eseguiti due pozzetti esplorativi e due sondaggi geognostici, rispettivamente sulla via Scarparelli e su Rua Formaggi.

3.2.1. Rilievo topografico e organizzazione strutturale

Il rilievo topografico svolto ha avuto come principale obiettivo la determinazione dei muri portanti (posizione e dimensioni) alle varie quote al fine di poter determinare i tassi di lavoro dei singoli maschi e, soprattutto, l'esatta posizione dei pilastri in c.a. in modo da verificare se fossero poggiati in corrispondenza dei muri portanti sottostanti oppure direttamente sulle volte, con particolare aggravio in termini statici.

Da quanto è emerso si è potuto constatare quanto segue:

- le murature portanti in generale sono costituite da conci calcarenitici di grandi dimensioni ben allettati con malta di calce; gli spessori murari sono pressoché costanti e pari a cm 80 circa. Questa tipologia è stata rilevata in corrispondenza del piano terra, l'ammezzato di piano terra ed il piano primo;
- i solai del primo livello seminterrato, con struttura portante in legno, si presentano in precarie condizioni di stabilità. Segni evidenti di tale condizione sono le numerose lesioni con andamento inclinato riscontrabili nei tramezzi poggiati direttamente sui solai, e le vibrazioni che si avvertono al semplice passaggio;
- le murature del secondo livello fuori terra realizzate durante i lavori di trasformazione a seguito dei bombardamenti del maggio 1943, sono state realizzate con materiali simili alle preesistenti, ma con sezioni di minore spessore;
- i pilastri in c.a. delle strutture del secondo piano ricadono in corrispondenza dei muri portanti sottostanti, come si dimostra sovrapponendo le piante di rilievo ottenute;
- l'ispezione del sottotetto ha evidenziato la presenza di un sistema di cordoli perimetrali sulla sommità delle murature del corpo H, sul quale si appoggiano un sistema di capriate lignee di recente realizzazione ed in buono stato di conservazione.

3.2.2. Verifica delle murature portanti e delle fondazioni

Le murature portanti mostrano un accettabile stato di conservazione in quanto i blocchi calcarenitici non hanno mostrato fratture interne rivelandosi ben allettati con malta di calce. Lo spessore dei maschi murari è pari a 80 cm pressoché costanti per il piano terra, l'ammezzato ed il primo piano; per le murature del secondo piano ricostruite dopo gli eventi bellici, si sono riscontrate tipologie simili alle preesistenti ma con spessore dei maschi inferiori (vedi punto

precedente).

La resistenza di tali murature è stata misurata con la tecnica di doppio martinetto piatto e il valore ottenuto è pari a $1.05 \text{ MPa} = 10.5 \text{ kg/cm}^2$ con un modulo di Young di $4306.7 \text{ MPa} = 43067 \text{ kg/cm}^2$. Tale valore è ritenersi adeguato per la muratura in esame in relazione ai tassi di lavoro che sono stati misurati intorno a 0.3 MPa e risultano peraltro in accordo con le stime di calcolo.

In alcuni punti si sono riscontrate delle lesioni maggiormente localizzate all'attacco tra maschi murari ortogonali, rivelando un possibile degrado del mutuo immorsamento.

3.2.3. Solaio in cemento armato a quota +6.26 m

Il solaio, eretto presumibilmente intorno agli anni 40, versa ad oggi in cattive condizioni di conservazione tant'è che i locali che insistono sullo stesso e supportati da esso sono opportunamente interdetti a qualunque utilizzo.

In pratica, come si potrà notare dall'esame della documentazione fotografica allegata al progetto, l'intradosso è completamente sfondellato con armature corrose ed espulsione del ricoprimento in calcestruzzo; la maggior parte delle pignatte sono in stato di rottura in quanto sono state presumibilmente asportate tutte le parti in pericolo di distacco con un intervento di disaggancio; le armature pertanto non sono più aderenti e quindi non garantiscono il corretto funzionamento del meccanismo resistente flessionale.

La trave interna in c.a. ed i pilastri non mostrano invece evidenti segni di degrado facendo presumere un accettabile stato di conservazione.

Allo scopo di indagare sullo stato dei materiali in c.a., sono state estratte delle carote di calcestruzzo dai pilastri e sottoposte a prove di schiacciamento; al contempo si sono prelevate delle armature per valutarne la resistenza a trazione.

Dalle risultanze degli schiacciamenti ottenuti si è calcolata una resistenza caratteristica a schiacciamento del calcestruzzo pari a $R_{ck} = 21.35 \text{ MPa}$, mentre dalle prove di trazione sugli acciai si sono riscontrati valori della tensione di snervamento elevati pari a 543 MPa con tensione di rottura pari a 808 MPa .

A commento di quanto riscontrato è possibile affermare che i dati sugli acciai sono molto elevati, superiori ai valori di norma per gli acciai da cemento armato che infatti devono avere tensione di snervamento di 430 MPa e tensione di rottura pari a 540 MPa ; il buon risultato di resistenza non si accompagna però con quello di allungamento a rottura che in un caso è inferiore al valore da impiegare per le verifiche in modo da garantire sempre rotture duttili evitando meccanismi di rottura fragili. Le barre inoltre sono lisce e non ad aderenza migliorata come viene richiesto per le zone sismiche. Ciò che invece si evidenzia sono le modeste caratteristiche meccaniche del calcestruzzo che presenta una resistenza a compressione piuttosto

bassa, inferiore a 25 MPa e quindi non impiegabile, secondo le attuali normative, per strutture in zona sismica.

3.2.4. Indagini sulle fondazioni

L'analisi delle fondazioni, avvenuta tramite l'esecuzione di due pozzetti esplorativi, ha messo in luce come le strutture fondali sono costituite da conci ben squadri di calcariniti a vario grado di cementazione giustapposti e legati con malte preparate a prevalente base di calce e sabbia. Il livello di approfondimento risulta di circa 1.60 m al di sotto del piano strada, poggiando pertanto su terreni di riporto ben addensati, costipati e compatti dalle modeste caratteristiche meccaniche. Le fondazioni presentano un allargamento della dimensione del muro portante di 15-20 cm.

Dai saggi geotecnici è emerso infatti che si tratta di depositi addizionati di tipo detritico con elementi lapidei eterogenei immersi in una matrice terro-sabbiosa. Le caratteristiche meccaniche dei terreni non sono elevate ma appaiono sufficienti visti i modesti tassi di lavoro scaricati dalle murature e soprattutto grazie al livello di approfondimento del piano di posa.

4. INTERVENTI PREVISTI IN PROGETTO

4.1. CORPO A

Gli interventi previsti nel corpo A sono legati al ripristino dei dissesti in atto, cercando di migliorare al tempo stesso il comportamento sismico della struttura. Si interviene quindi sul solaio in legno del secondo piano, che mostra carenze statiche, e sulle colonne del porticato, che potrebbero perdere l'equilibrio verticale se investite da ulteriori fenomeni sismici, non avendo riscontrato altri gravi segni di dissesto nelle rimanenti parti dell'edificio.

Per quanto riguarda le colonne del porticato si prevede un intervento di risanamento dei basamenti mediante le seguenti fasi operative:

- a) Puntellazione degli archi in muratura tramite opportuna centinatura e puntellazione del porticato;
- b) Rimozione della pavimentazione e scopertura della fondazione del basamento della colonna fino ad individuarne il piano di posa;
- c) Smontaggio degli elementi lapidei di finitura esterna dei basamenti previo bloccaggio della colonna mediante collari in acciaio rivestiti con cuscini in neoprene;

- d) Sostituzione degli elementi lapidei danneggiati e introduzione di elementi integri di medesima tipologia litoide cuciti con barrette in VTR e resina epossidica;
- e) Riposizionamento degli elementi di finitura esterni dei basamenti con sostituzione di quelli danneggiati;
- f) Ripristino della pavimentazione del cortile.

Nel caso si rilevi che le eccentricità delle colonne siano superiori a quelle rilevate ed indicate negli elaborati di progetto, si dovrà operare un intervento che comprenda anche il ricentraggio delle colonne mediante le seguenti fasi operative:

- a) Puntellazione degli archi in muratura tramite opportuna centinatura e puntellazione del porticato;
- b) Rimozione della pavimentazione e scopertura della fondazione del basamento della colonna fino ad individuarne il piano di posa;
- c) Smontaggio delle colonne e rimozione dei basamenti previo bloccaggio della colonna mediante collari in acciaio rivestiti con cuscini in neoprene;
- d) Sostituzione degli elementi lapidei danneggiati e introduzione di elementi integri di medesima tipologia litoide cuciti con barrette in VTR e resina epossidica;
- e) Riposizionamento dei basamenti in corrispondenza della verticalità degli archi di scarico da rilevare con strumento di precisione;
- f) Riposizionamento degli elementi di finitura esterni dei basamenti con sostituzione di quelli danneggiati;
- g) Ripristino della pavimentazione del cortile.

Con riferimento al solaio del piano secondo, si prevede la sostituzione degli elementi lignei presenti (travi principali e tavolato) con elementi sempre in legno ma di dimensioni opportune per consentire la necessaria resistenza ai carichi esterni. Inoltre lo schema strutturale del solaio attuale viene modificato inserendo un doppio tavolato incrociato connesso ad un massetto strutturale alleggerito ($\gamma = 1400 \text{ kg/m}^3$) tramite connettori in acciaio al fine di garantire la rigidità di piano ed al tempo stesso migliorare la portata statica grazie alla mutua collaborazione tra le travi in legno ed il massetto stesso, resa possibile dall'impiego dei connettori in acciaio.

La solidarizzazione delle travi in legno con il doppio tavolato e con il massetto strutturale alleggerito permette di ottenere una struttura mista in cui vengono meglio sfruttate le

caratteristiche meccaniche dei materiali; il legno è sollecitato prevalentemente a trazione mentre il massetto strutturale risulta soggetto essenzialmente a compressione. I vantaggi che si ottengono, realizzando una collaborazione statica tra legno e massetto, sono molteplici: viene migliorata la resistenza meccanica, diminuite la deformabilità e il comportamento vibratorio, si incrementano sia l'isolamento termico che acustico e infine migliora la resistenza al fuoco dell'impalcato. Inoltre tale tecnologia, consente di avere un unico piano rigido che distribuisce le azioni su tutti i maschi murari presenti, aumentando l'efficienza sismica del complesso strutturale.

La presenza del pregiato pavimento posto al di sopra del solaio, comporta un intervento di rimozione del medesimo avendo cura che il distacco delle mattonelle in buone condizioni non vengano danneggiate; sono pertanto previste tecniche di restauro individuate nelle seguenti fasi lavorative:

- 1) Preconsolidamento delle superfici pavimentali, in incipiente stato di disgregazione, tramite impiego di silicato di etile dato a pennello o a spruzzo;
- 2) applicazione di tela tipo "forte venezia", data in opera con resina acrilica a freddo e/o colle animali;
- 3) catalogazione e marcatura dei brani pavimentali, compreso il rilevamento in scala adeguata e la formazione della mappa, finalizzato all'esatta individuazione e collocazione dei brani pavimentali.
- 4) distacco dei brani pavimentali precedentemente catalogati, e stoccaggio in apposite cassette, impiegando materiali necessari ed idonei per la conservazione (distanziatori, polistirolo etc.).

Al fine di non indebolire l'edificio durante le lavorazioni, si prevede che l'intervento di sostituzione delle travi presenti con nuove di sezione maggiore, avvenga per porzioni di solaio di larghezza pari a 4.0 m; dal momento che la lunghezza della manica è superiore 30.0 m, è possibile operare in contemporanea su due porzioni non ravvicinate (per esempio sfalsate di 15.0 m). L'intervento può essere pertanto descritto nei seguenti passi:

- a) Rimozione dei tramezzi trasversali che insistono sul solaio in oggetto;
- b) Smontaggio del pavimento in maiolica con catalogazione delle piastrelle, secondo le modalità indicata ai punti 1-4 precedenti o secondo le prescrizioni fornite dalla soprintendenza BB.CC.AA.;
- c) Eliminazione del puntello per porzioni di solaio non maggiori di 4.0 m;
- d) Smontaggio delle travi interessate dalla porzione in lavorazione in esame; la destinazione degli elementi estratti (conservazione e/o eventuale reimpiego) verrà indicato dalla soprintendenza BB.CC.AA.;

- e) Inserimento delle nuove travi con ricostruzione delle basi di appoggio sugli architravi delle aperture a prospetto;
- f) Inserimento del tavolato sulle travi e dei connettori secondo le indicazioni degli elaborati grafici;
- g) Getto della massetto collaborante;
- h) Apertura della successiva porzione di solaio e ripetizione dei passi c) + f)

Si fa presente che il pavimento in maiolica rimosso verrà sottoposto all'esame della Sovrintendenza che ne disporrà il trattamento di conservazione e lo stoccaggio in opportune cassette catalogatrici, indicandone la destinazione più opportuna.

Infine si fa notare che è presente nella parte terminale del solai un campo realizzato in latero-cemento e non intonacato all'intradosso, che presenta segni di efflorescenza ad indicare la possibile infiltrazione di acqua dai locali soprastanti. Per tale parte di solaio si prevede di eseguire un demolizione parziale e rimpiazzarlo con la medesima tecnologia in legno-cls prima descritta: la parte rimanente verrà successivamente demolita per accogliere il vano scala previsto in altro progetto già approvato dal Comune di Palermo, Settore Centro Storico con attestazione di conformità n 06 del 06/10/2009.

Ai fini sismici gli interventi di sostituzione dei solai in legno possono esser considerati come dei ripristini e quindi essere inquadrati come **intervento di tipo locale**; tale intervento citato al p.to 8.4.3 delle Norme Tecniche DM2008 non comporta calcoli sismici dell'edificio in quanto non si modificano più del 10% i carichi in fondazione.

4.2. CORPO H

Alla luce di quanto emerso ai punti precedenti, si è evidenziato che gli interventi da porre in atto per la messa in sicurezza del corpo H, riguardano essenzialmente le strutture in c.a. al livello +6.26 m ed i solai in legno del livello -4.16 m.

Nel primo caso il recupero del solaio presente in latero-cemento non appare la scelta più efficace da seguire, sia perché lo stato di ammaloramento è troppo avanzato, sia perché la realizzazione dei telai in c.a. ha eliminato le murature trasversali di collegamento con quelle perimetrali, abbattendo di fatto la resistenza strutturale dell'edificio in direzione trasversale nel caso di evento sismico.

Si propone pertanto di erigere nuovamente le murature presenti al piano inferiore e

realizzare così una nuova serie di murature portanti e rimozione per sezioni del solaio in c.a. da sostituire con nuovi orizzontamenti lignei dotati di soletta collaborante in calcestruzzo alleggerito ($\gamma = 1400 \text{ kg/m}^3$), in modo da risultare più idonei al tipo di struttura. Inoltre, l'impiego di elementi lignei per i solai consente di diminuire i pesi propri scaricando le murature sottostanti e riducendo i taglianti sismici grazie alla significativa minore massa presente, aggiungendo un più corretto coinvolgimento di tutti i maschi murari grazie alla presenza del diaframma di piano costituito dalla massetto strutturale (comportamento scatolare).

Occorre precisare che dalle ispezioni visive effettuate è emerso che le volte sottostanti presentano delle lesioni per cui, dal momento che si interviene con delle demolizioni del pavimento a quota +2.08 m, si prescrive di svuotare le volte e procedere al loro consolidamento mediante una cappa di calce idraulica armata con rete in poliestere, e successivamente riempire con argilla espansa al fine di alleggerire le masse sismiche presenti.

L'intervento può così essere descritto:

- a) Demolizione della pavimentazione in corrispondenza delle murature portanti presenti al livello +2.08 m rispetto al piano del cortile;
- b) Inserimento di catene di legatura dei muri d'ambito per garantire la necessaria rigidità sismica del complesso;
- c) Svuotamento delle volte in mattoni, e successivo consolidamento strutturale mediante applicazione di rete in poliestere rinforzato con fibra di vetro ancorata alla volta a mezzo di fori con perni di vetroresina nelle proporzioni di n.5 fori al mq, e cappa in malta di calce idraulica eventualmente fibrorinforzata dello spessore di 5 cm;
- d) Innalzamento di muri portanti, con ampie aperture dei vani, di fattura analoga a quelli presenti;
- e) Demolizione della pavimentazione e dei traversi che insistono sul solaio in oggetto;
- f) Demolizione del solaio in c.a. per porzioni (e relative strutture portanti travi e pilastri in c.a.) e ricostruzione dello stesso con elementi lignei principali e soletta in c.a. collaborante grazie all'impiego di connettori in acciaio;
- g) Ricostruzione delle finiture (massetti e pavimentazioni);

Per quanto riguarda i solai al livello -4.16 m, si prevede la loro completa sostituzione con solai di analoga fattura di quelli al piano superiore, quindi con travi portanti in legno e massetto strutturale alleggerito collaborante tramite connettori in acciaio.

Ai fini sismici, gli interventi di sostituzione dei solai in legno alle quote -4.16 m e di rinforzo delle volte alla quota +2.08 m, possono essere considerati come dei ripristini e quindi

essere inquadrati come intervento di tipo locale alla stessa stregua di quanto fatto per il corpo A e, come descritto al p.to 8.4.3 delle Norme Tecniche DM2008, non sono richieste calcoli sismici dell'edificio in quanto non si modificano più del 10% i carichi in fondazione.

Nel caso invece degli interventi a quota +6.26 m che prevedono la sostituzione dei solai in latero-cemento con solai in legno e soletta collaborante e l'eliminazione del telaio centrale in c.a. con conseguente realizzazione di setti murati trasversali secondo l'originale schema costruttivo, si ricade in una modifica dell'attuale organizzazione strutturale delle strutture sismo-resistenti; tale fatto, seppur presenta di per sé un sicuro miglioramento (diminuzione delle masse strutturali e contestuale incremento delle resistenze), obbliga ad applicare il punto 8.4.2 delle Norme (**Intervento di Miglioramento**) e quindi ad eseguire delle verifiche di resistenza sismica.

Poiché il complesso in esame appartiene ad un edificio storico composto da differenti Unità Strutturali (così come definite dalle Norme al p.to 8.7.1), è possibile limitare l'analisi all'interpiano di edificio sul quale si interviene; ciò inoltre risulta lecito dal fatto che i solai sono resi sufficientemente rigidi nel loro piano dalla soletta in c.a. in progetto.

5. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto delle membrature è stato redatto in accordo alle seguenti normative:

- D.M. 14/01/2008: *“Norme tecniche per le costruzioni”*;
- D.M. 06/05/2008 *“Integrazione al decreto 14 gennaio 2008 di approvazione delle nuove «Norme tecniche per le costruzioni»”*
- Circolare 2.2.2009, n.ro 617 *“Istruzioni per l'applicazione delle nuove «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al D.M. 14.01.2008”*
- ENV 206 - 1 :calcestruzzo – Parte 1 *“Specificazione, prestazione, produzione e conformità, 20062*
- Eurocodice 2: *Progettazione delle strutture in calcestruzzo*, parte 1-1.
- Eurocodice 5: *Progettazione delle strutture in legno*;
- UNI 11035: *“Legno strutturale - Regole per la classificazione a vista secondo la resistenza e i valori; UNI Ente Nazionale di Unificazione, 2003”*
- UNI EN 338 *“Legno strutturale - Classi di resistenza”*

6. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali impiegati nelle opere di ripristino strutturale sono:

– CALCESTRUZZO CLASSE C20/25

$R_{ck} \geq 25 \text{ N/mm}^2$	<u>resistenza caratteristica cubica</u>
$E_c = 31000 \text{ N/mm}^2$	modulo elastico
$f_{cd} = 1.33 \text{ N/mm}^2$	resistenza a compressione di calcolo
XC1	classe di esposizione
$D_{max} = 30 \text{ mm}$	dimensione massima aggregato
Cl 0.2	classe contenuto in cloruri
S3	classe di consistenza
$c = 2 \text{ cm}$	copriferro armature

– ACCIAIO PER ARMATURE LENTE

<u>B450 C</u>	
$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$	tensione caratteristica di snervamento
$f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$	tensione di snervamento di calcolo
$E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$	modulo elastico

– ACCIAIO DA CARPENTERIA

<u>S 275 UNI EN 10025</u>	
$f_{yk} \geq 275 \text{ N/mm}^2$	tensione caratteristica di snervamento

– LEGNAME DA COSTRUZIONE

<u>LEGNO DI CONIFERA S2 secondo UNI 11035 oppure secondo UNI EN 338</u>	
$f_{mk} = 26.0 \text{ N/mm}^2$	resistenza a flessione caratteristica
$f_{t0,k} = 16.0 \text{ N/mm}^2$	resistenza a trazione parallela alla fibratura caratteristica
$f_{vk} = 2.7 \text{ N/mm}^2$	resistenza a taglio caratteristica
$E_{0,m} = 11400 \text{ N/mm}^2$	modulo elastico medio parallelo alla fibratura

– CONNETTORI A PIOLO-RAMPONI PER SOLAI LEGNO-CALCESTRUZZO

<u>Acciaio Zincato a Freddo</u>	
Tipo TECNARIA Base 12/70	
$F_k = 20.9 \text{ kN}$	resistenza caratteristica
$K_{ser} = 17200 \text{ N/mm}$	Rigidezza in esercizio
$K_u = 7410 \text{ N/mm}$	Rigidezza ultima

– MURATURA CORPO H

<u>Elementi per nuova muratura portante in Pietra Squadrata</u>	
Categoria II	
$f_{b,k} \geq 5.0 \text{ N/mm}^2$	resistenza minima a compressione dell'elemento in pietra
Classe di Malta: M5	a prestazione garantita: resistenza a compr.ne $\geq 5.0 \text{ N/mm}^2$
Classe di esecuzione: 1	

7. ANALISI DEI CARICHI

Sono state prese in conto le seguenti azioni di calcolo.

7.1. PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE

Il valore del peso proprio delle membrature viene valutato assumendo i seguenti valori dei materiali strutturali:

- cemento armato $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
- calcestruzzo alleggerito $\gamma_{c,all} = 16 \text{ kN/m}^3$
- acciaio da carpenteria $\gamma_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$
- muratura $\gamma_M = 16 \text{ kN/m}^3$
- legno per costruzioni $\gamma_w = 6 \text{ kN/m}^3$

7.2. PERMAMENTI PORTATI

Vengono valutati effettuando l'analisi dei carichi di ciascun elemento portato dalla struttura principale, come riportato nel seguito.

7.3. SOVRACCARICO ACCIDENTALE

Per quanto attiene alle Destinazioni d'Uso degli ambienti, dopo gli interventi di sostituzione e rinforzo dei solai, si è ipotizzato che i medesimi siano destinati alla categoria C1 (Ambienti suscettibili di affollamento quali Scuole), secondo quanto indicato nelle norme Tecniche DM14/01/2008 al punto 3.1.4 e nella tabella 3.1.II; il valore del carico uniformemente distribuito indicato dalla norma risulta pari a 3.0 kN/m^2 mentre il coefficiente ψ_{2i} vale 0.6.

Di seguito si riportano le analisi dei carichi per la determinazione delle azioni di calcolo sugli elementi strutturali.

7.4. SOLAI IN LEGNO-CALCESTRUZZO

– massetto strutturale in c.a. 5 cm: (0.05×16)	=	0.80	kN/m ² ;
– orditura in legno:	=	1.00	kN/m ² ;
– pavimentazione:.....	=	0.80	kN/m ² ;
– sottofondo: (0.05×20)	=	1.00	kN/m ² ;
– influenza tramezzi:	=	1.20	kN/m ² ;

da cui:

Permanenti strutturali G _{k,1}	=	1.80	kN/m ²
Permanenti non strutturali G _{k,2}	=	3.00	kN/m ²
Carichi Variabili Q _k	=	3.00	kN/m ²

7.5. CLASSI DI DURATA DEL CARICO

Secondo quanto richiesto al punto 4.4.4 del DM 14.1.2008, vengono definite le classi di durata dei carichi agenti. Nel progetto sono state assunte le seguenti classi,

- Pesi propri e Permanenti non strutturali: Carichi Permanenti (T > 10 anni)
- Carichi variabili per edifici: Carichi di Media Durata (T < 6 mesi)

8. COMBINAZIONI DI CARICO

Vengono utilizzate le combinazioni delle azioni previste dal D.M. 14.01.2008 sia per lo stato limite di esercizio che per lo stato limite ultimo.

Dal momento che si tratta sempre di strutture di orizzontamento (solai), le verifiche dimensionanti sono quelle in campo statico, risultando meno impegnative le sollecitazioni legate agli eventi sismici.

Le combinazioni di carico impiegate sono le seguenti:

COMBINAZIONI PER STATO LIMITE ULTIMO:

- combinazione fondamentale per stato limite ultimo:

$$F_d = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \Psi_{oi} Q_{ki} \quad (1)$$

- combinazione sismica per stato limite ultimo:

$$F_d = E + G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} Q_{ki} \quad (1)$$

COMBINAZIONI PER STATO LIMITE DI ESERCIZIO:

- combinazione di carico rara

$$F_d = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \psi_{0i} Q_{ki} \quad (2)$$

- combinazione di carico quasi permanente:

$$F_d = G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} Q_{ik} \quad (3)$$

dove:

- F_d : azione risultante di verifica
- G_1 : azione caratteristica del peso proprio strutturale
- G_2 : azione caratteristica dei carichi permanenti portati
- Q_{1k} : valore caratteristico della azione variabile di base della combinazione di carico
- Q_{ik} : valore caratteristico di tutte le altre azioni variabili indipendenti

I coefficienti parziali valgono (tra parentesi i coefficienti di combinazione da prendere in alternativa nel caso l'effetto del singolo carico sia favorevole):

$$\gamma_{G1} = 1.3 \quad (1)$$

$$\gamma_{G2} = 1.5 \quad (1)$$

$$\gamma_Q = 1.5 \quad (0)$$

$$\psi_0 = 0.7$$

$$\psi_2 = 0.6$$

Considerando che l'interassi delle travi per i solai in semplice orditura è pari a 0.70 m, applicando i coefficienti di combinazione di normativa, si ottengono i seguenti carichi dimensionanti per le strutture del solaio:

Carico a metro lineare di trave in esercizio SLE: $F_k = 5.46 \text{ kN/m}$

Carico a metro lineare di trave allo stato limite SLU: $F_k = 7.92 \text{ kN/m}$

9. VERIFICA DEI SOLAI IN LEGNO-CALCESTRUZZO

Le verifiche strutturali riportate sono relative ai soli solai in legno-calcestruzzo che vengono installati al posto dei solai esistenti. Dal momento che per quanto attiene il corpo A non vengono alterati né la concezione strutturale degli edifici interessati, né i carichi in fondazione, non vengono riportate ulteriori verifiche sugli elementi strutturali presenti ed in fondazione in quanto automaticamente soddisfatte. Nel caso del corpo H, gli interventi prevedono la realizzazione di nuovi maschi murari e pertanto si eseguiranno le verifiche sismiche limitate all'interpiano oggetto di intervento.

In entrambi i casi il dimensionamento e la verifica dei solai vengono però limitati al solo caso statico in quanto risulta dimensionante per l'inflessione delle travi e dell'assito in legno. Il calcolo dei solai misti legno-calcestruzzo si basa sulla teoria di Möhler nella versione proposta nell'Eurocodice 5 "Design of timber structures" (EN 1995-1-1:2004) Annex B: Mechanically jointed beams.

Il metodo consiste nel considerare la deformabilità della connessione fra legno e calcestruzzo; tale deformabilità consente lo scorrimento relativo per taglio fra legno e calcestruzzo pur contrastandolo con la rigidità a taglio propria della connessione. Viene abbandonata l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane per la sezione composta; tale ipotesi resta valida per la sola sezione di legno e la sola sezione di calcestruzzo; di conseguenza esiste un asse neutro per il legno ed uno per il calcestruzzo.

Ai fini della rigidità, la sezione di calcestruzzo viene considerata interamente reagente; qualora sia soggetta a tensioni di trazione è necessario disporre un'armatura in grado di assorbire interamente tali sforzi.

Le ipotesi di base sono:

- elasticità lineare;
- travi semplicemente appoggiate;
- carico ripartito uniformemente sulla luce.

Il dimensionamento viene eseguito utilizzando il metodo semiprobabilistico agli stati limite. Le resistenze di calcolo R_d del legno sono ricavate dalle resistenze caratteristiche R_k utilizzando la seguente relazione riportata nel capitolo 4.4.6. del DM 2008:

$$R_d = \frac{k_{mod} R_k}{\gamma_M}$$

dove:

k_{mod} = coefficiente correttivo per la durata del carico, assunto = 0.8

γ_M = coefficiente parziale di sicurezza del legno massiccio pari a 1.50

Indicando con “m” la flessione e con “n” la trazione, con σ_d le tensioni di progetto ed f_d le resistenze di progetto, la verifica di resistenza a tensoflessione sul legno è soddisfatta se risulta:

$$\frac{\sigma_{md}}{f_{md}} + \frac{\sigma_{nd}}{f_{nd}} \leq 1$$

La resistenza di calcolo F_d della connessione è ricavata dalla resistenza caratteristica F_k ricavata dalle prove sperimentali utilizzando la seguente relazione:

$$F_d = \frac{k_{mod} F_k}{\gamma_{M,con}}$$

dove $\gamma_{M,con}$ è stato assunto pari a 1.50.

La resistenza di calcolo del calcestruzzo è data dalla seguente relazione:

$$f_{cd} = 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

con $\gamma_c = 1.5$.

Le verifiche a stato limite ultimo (SLU) sono le verifiche di resistenza sul calcestruzzo, sul legno e sulla connessione, vengono svolte considerando la combinazione di carico (1) e considerando la rigidezza (modulo di scorrimento) ultima della connessione $K_{ser,u}$.

Le verifiche a stato limite di esercizio (SLE) sono le verifiche di deformabilità (freccia) e vengono eseguite considerando la combinazione di carico (2) e la rigidezza (modulo di scorrimento) in esercizio della connessione K_{ser} .

Sia le verifiche a SLU che quelle a SLE vengono ripetute a tempo zero e a tempo infinito, quest'ultima condizione considera il fenomeno della viscosità. Nelle verifiche a tempo zero si utilizzano i moduli di elasticità dei materiali (calcestruzzo e legno) e le rigidezze della connessione.

Le verifiche a tempo infinito vengono svolte considerando i moduli di elasticità e le rigidezze della connessione fittiziamente ridotti per tener conto delle deformazioni lente (viscosità); viene pesato il coefficiente di viscosità (j per il calcestruzzo e K_{def} per il legno e la connessione) in funzione della durata del carico facendo l'ipotesi che la quota parte ψ_2 degli accidentali siano sempre presenti sulla struttura cioè agiscano in maniera quasi permanente e quindi contribuiscano alla viscosità.

Per la determinazione dei moduli dei materiali si impiegano le seguenti relazioni:

Modulo cls per SLU a tempo infinito:

$$E_{c,\infty} = E_c \frac{\frac{\gamma_G G_k + \gamma_Q \psi_2 Q_k + \gamma_Q (1 - \psi_2) Q_k}{1 + \phi}}{\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k}$$

Modulo legno per SLU a tempo infinito:

$$E_{L,\infty} = E_L \frac{\frac{\gamma_G G_k + \gamma_Q \psi_2 Q_k + \gamma_Q (1 - \psi_2) Q_k}{1 + k_{def}}}{\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k}$$

Rigidezza conn. per SLU a tempo infinito:

$$K_{ser,u,\infty} = K_{ser,u} \frac{\frac{\gamma_G G_k + \gamma_Q \psi_2 Q_k + \gamma_Q (1 - \psi_2) Q_k}{1 + k_{def}}}{\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k}$$

Modulo cls per SLE a tempo infinito:

$$E_{c,\infty} = E_c \frac{\frac{G_k + \psi_2 Q_k + (1 - \psi_2) Q_k}{1 + \phi}}{G_k + Q_k}$$

Modulo legno per SLE a tempo infinito:

$$E_{L,\infty} = E_L \frac{\frac{G_k + \psi_2 Q_k + (1 - \psi_2) Q_k}{1 + k_{def}}}{G_k + Q_k}$$

Rigidezza conn. per SLE a tempo infinito:

$$K_{ser,u,\infty} = K_{ser,u} \frac{\frac{G_k + \psi_2 Q_k + (1 - \psi_2) Q_k}{1 + k_{def}}}{G_k + Q_k}$$

Tutte le verifiche sono riportate in allegato per le tipologie di solai analizzati. Come si può notare le verifiche risultano soddisfatte in tutti i casi.

Per le verifiche in esercizio si sono controllati i valori delle frecce, risultando quelle di calcolo sempre inferiori ai limiti imposti, pari a $L/500$ per le deformazioni istantanee e pari a $L/350$ per quelle finali a tempo infinito; tali valori restrittivi sono stati adottati in quanto si ipotizza che sui solai in oggetto possono insistere muri o tramezzi rigidi e/o pavimentazioni rigide.

10. VERIFICA DELLE NUOVE MURATURE CORPO H

Come prima descritto, gli interventi sul corpo H prevedono la sostituzione dei solai alle quote -4.16 m e +6.26 m con solai in calcestruzzo-legno, il rinforzo delle volte alla quota +2.08m, la demolizione degli elementi in c.a. (solaio, travi e pilastri) contestualmente alla realizzazione di maschi murari tra le quote +2.08 m e +6.26 m ubicati planimetricamente in modo tale da riportare la struttura ad una configurazione più prossima alla originaria organizzazione strutturale.

L'intervento posto in essere consente di innalzare la capacità resistente dell'edificio alle azioni orizzontali sismiche poiché vengono alleggerite le masse strutturali (sostituzione dei solai in latero-cemento con solai in legno e calcestruzzo) e si incrementano gli elementi strutturali sismo-resistenti grazie alla realizzazione di maschi murari innestati sulle sottostanti murature esistenti. Allo stesso tempo vengono rinforzate le volte esistenti con un intervento in estradosso, vengono inserite delle barre d'acciaio come cuciture ed incatenamento provvedendo allo svuotamento del riempimento delle volte e sostituzione con argille espansa. Tali interventi, congiuntamente con il recente rifacimento delle coperture e realizzazione del cordolo in c.a. di sommità, garantiscono un sicuro miglioramento delle resistenza sismica senza aggravio alle fondazioni che, di per sé, prescinderebbe dalla valutazione calcolistica (di fatto si inseriscono degli elementi resistenti dove sono totalmente assenti).

Tuttavia, dal momento che viene ad attuarsi una diversa organizzazione strutturale delle strutture sismo-resistenti, seppur più razionale e di sicuro miglioramento (diminuzione delle masse strutturali e contestuale incremento delle resistenze), viene ad applicarsi il punto 8.4.2 delle Norme (Intervento di Miglioramento) e vengono effettuate le verifiche sismiche sugli elementi di nuova realizzazione e sulle murature esistenti.

In merito a tale ultimo aspetto si puntualizza che, trattandosi di edificio storico composto da differenti Unità Strutturali (così come definite dalle Norme al p.to 8.7.1), l'analisi è limitata alla l'interpiano di edificio sul quale si interviene così come consentito dalle norme stesse e confortato dal fatto che i solai sono resi sufficientemente rigidi nel loro piano dalla soletta in c.a. in progetto.

Vengono pertanto nel seguito eseguite le verifiche sia dei maschi murari di nuova realizzazione posti tra le quote +2.08m e +6.26m (a partire dal piano del piazzale di oratorio), sia le verifiche per le murature sottostanti esistenti. Per tale secondo aspetto si è fatto ricorso a quanto indicato nella circolare 617 del 2.2.2009.

10.1. PARAMETRI SISMICI

L'opera in oggetto viene classificata come di tipo 2 quindi con una vita nominale $VN \geq 50$ anni; considerando una classe d'uso III ("Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi") ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008, scaturisce un coefficiente d'uso $CU = 1.5$.

L'azione sismica di progetto è definita per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Il periodo di ritorno di quest'ultima - in funzione della vita utile, della classe d'uso, del tipo di costruzione e dello stato limite di riferimento (prima definiti) - è di 712 anni.

Essa, conformemente a quanto prescritto dalle Nuove Norme Tecniche, è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste. Tale pericolosità sismica è descritta, in termini geografici e temporali:

- attraverso i valori di accelerazione orizzontale di picco a_g (attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) e le espressioni che definiscono le ordinate del relativo spettro di risposta elastico in accelerazione $S_c(T)$
- in corrispondenza del punto del reticolo che individua la posizione geografica dell'opera
- con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR.

In particolare, la forma spettrale prevista dalla normativa è definita, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

- a_g , accelerazione orizzontale massima del terreno
- F_0 , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T_C^* , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I suddetti parametri sono calcolati solitamente come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici. Per il caso in esame, essendo l'opera in oggetto in Sardegna, i parametri sono unici per l'intera regione e indipendenti dalle coordinate della posizione dell'opera.

In particolare, si può notare come F_0 descriva la pericolosità sismica locale del sito su cui l'opera insiste. Infatti, da quest'ultimo, attraverso le espressioni fornite dalla normativa, sono valutati i valori d'amplificazione stratigrafica e topografica. Nella tabella seguente sono riassunti i valori dei parametri assunti per l'opera in oggetto.

Tabella 10.1: Parametri per la definizione dell'azione sismica di progetto

Latitudine:		38°1128						
Longitudine:		13°3603						
Stato limite	V_N [anni]	C_U	V_R [anni]	T_R [anni]	a_g [g]	F_0	F_V	T_C^* [s]
SLO	50	1.5	75	45	0.058	2.338	0.758	0.245
SLD	50	1.5	75	75	0.078	2.319	0.876	0.259
SLV	50	1.5	75	712	0.208	2.402	1.479	0.298
SLC	50	1.5	75	1462	0.266	2.460	1.711	0.312

In quest'ultima V_N è la vita nominale dell'opera; C_U è il coefficiente relativo alla classe d'uso; V_R è il periodo di riferimento per l'azione sismica; T_R è il periodo di ritorno associato alla probabilità di non superamento dello stato limite della salvaguardia della vita; a_g è la massima accelerazione riferita a quella di gravità attesa sul sito su suolo di riferimento; F_0 è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale; F_V è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione verticale; T_C^* è il periodo, espresso in secondi, corrispondente alla fine del tratto orizzontale dello spettro su suolo di riferimento.

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente orizzontale del moto sismico è costruito a partire dai parametri riassunti nella tabella seguente.

Tabella 10.2: Parametri per la definizione dello spettro elastico orizzontale

Categoria suolo = C								
Stato limite	Suolo	S_S	S_T	S	C_C	T_B	T_C	T_D
SLO (T_{R60})	C	1.50	1.00	1.50	1.670	0.136	0.409	1.831
SLD	C	1.50	1.00	1.50	1.639	0.142	0.425	1.913
SLV	C	1.40	1.00	1.40	1.565	0.156	0.467	2.432
SLC	C	1.31	1.00	1.31	1.543	0.160	0.481	2.662

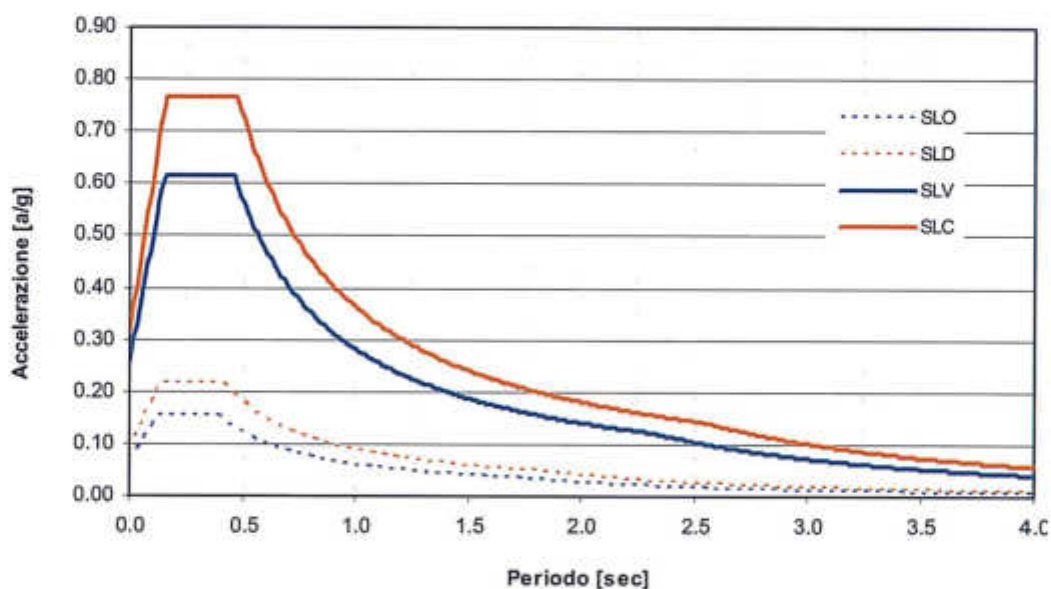
In quest'ultima S_S ed S_T sono rispettivamente i fattori di amplificazione stratigrafica e topografica concorrenti alla determinazione del fattore di amplificazione S; C_C è il coefficiente che modifica il valore del periodo T_C^* ; T_B è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro della componente orizzontale; T_C è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro della componente orizzontale; T_D è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del

tratto a spostamento costante dello spettro della componente orizzontale. Tale spettro è descritto dalle espressioni seguenti.

$$\begin{aligned}
 S_a(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] & \text{se } 0 \leq T \leq T_B \\
 S_a(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o & \text{se } T_B \leq T \leq T_C \\
 S_a(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \frac{T_C}{T} & \text{se } T_C \leq T \leq T_D \\
 S_a(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} & \text{se } T_D \leq T
 \end{aligned}$$

Con riferimento al caso specifico, si riporta in figura lo spettro elastico per componente orizzontale.

Figura 10.3: Spettro elastico per la componente orizzontale



L'ordinata della massima accelerazione per lo SLV risulta pari a 0.69954g.

Gli spettri di progetto si ottengono a partire dallo spettro elastico ed utilizzando il fattore di struttura q indicato dalle normative.

Dal momento che si è nel caso sia di nuove murature, sia di murature esistenti si hanno due coefficienti di struttura diversi individuati dalle Norme Tecniche:

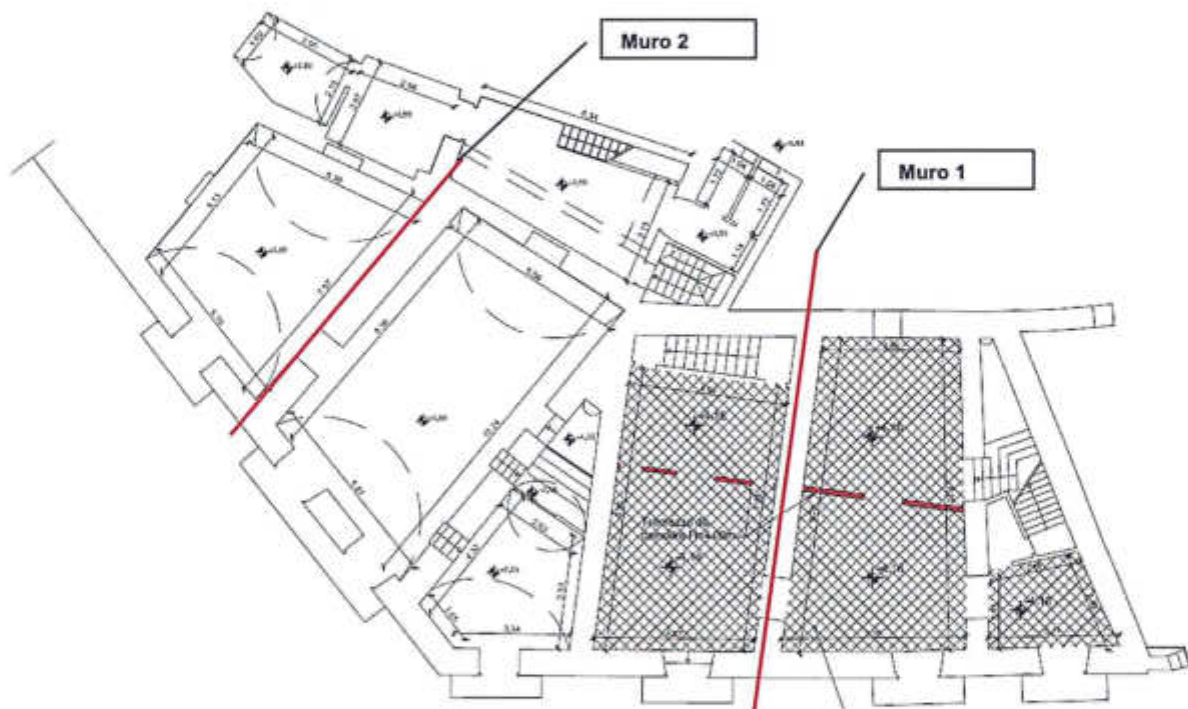
- Murature nuova realizzazione: $q = q_0 \times \alpha_w / \alpha_1 \times k_r = 2 \times 1.8 \times 0.8 = 2.88$
- Murature Esistenti: $q = 1.5 \times \alpha_w / \alpha_1 = 1.5 \times 1.5 = 2.25$

Da cui si ottengono le seguenti componenti orizzontali delle accelerazioni sismiche:

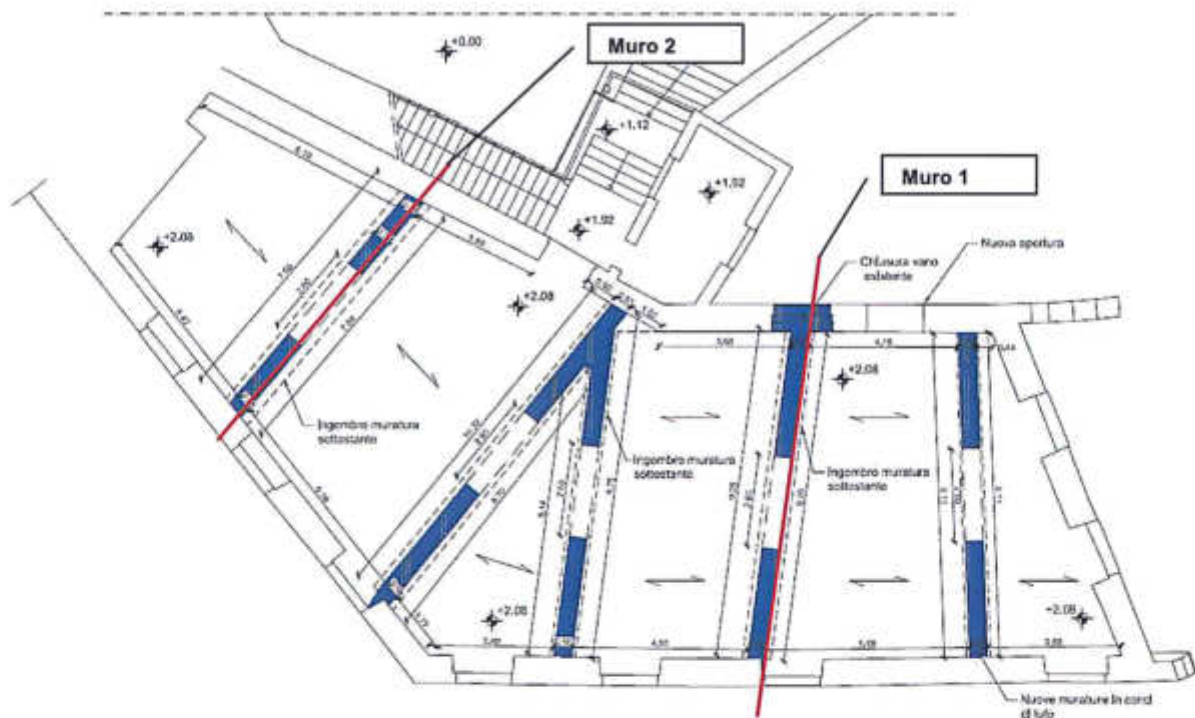
- Murature nuova realizzazione: $a/g)_{prog} = 0.69954 / 2.88 = 0.2429$
- Murature Esistenti: $a/g)_{prog} = 0.69954 / 2.25 = 0.3109$

Le determinazione delle azioni orizzontali viene effettuata considerando tali valori massimi della accelerazione sismica orizzontale.

Lo schema dei maschi murari che viene verificato è rappresentato nella figura seguente, nella quale sono individuate le due situazioni più gravose. I due muri vengono suddivisi in pareti portanti accoppiate che concorrono alla resistenza grazie alla presenza della soletta in c.a. del solaio. La verifica viene eseguita sia per i muri 1 e 2 di nuova realizzazione alla quota +6.26m, sia per i due corrispondenti muri esistenti alla quota +2.08 m di cui si esegue la verifica nella sezione sommitale (maggiormente sollecitata)



Sezioni di verifica murature esistenti alla quota +2.08 m



Sezioni di verifica murature esistenti alla quota +6.26 m

Nelle tabelle che seguono vengono riassunte le verifiche effettuate per le murature di nuova realizzazione facendo l'ipotesi che la direzione di sollecitazione sismica sia coincidente con il piano della parete (a favore di sicurezza).

Caratteristiche Nuova Muratura

$f_k =$	3300 kPa	da tab. 11.10.V
$f_{vk,0} =$	150 kPa	da tab. 11.10.VII
$g_m =$	2.5	Elementi II cat, Classe di Esecuz 1
$f_d =$	1320.00 kPa	
$f_{kv0} =$	60.00 kPa	

Carichi solai

$Q_{perm, solaio}$	4.8 kN/m ²
$Q_{variabili}$	3 kN/m ²
%variabili	0.6
$Q_{tot} =$	6.6 kN/m ²

PP muratura	16 kN/m ³
Spess Muri sup	0.5 m

Parametri Sismici

H_{tot} costruzione:	20.5 m	
$T_{proprio}$	0.48171 s	
q	2.88	
$S_{max, hz}$ prog =	0.235 [g]	Accelerazione Spettrale SLV

TABELLA VERIFICA MASCHI MURARI

MURO	Lmuro m	PARETE	Lparete m	% Lmuro m	Bcar m	Hparete m	s parete m	N,d kN	V, d kN	M,d kNm	e m	Lcompr m	sigma 0 kPa	Mu kNm	Vu kN
1	9.25	1	3.325	0.5	4.91	4.2	0.5	261.7	61.6	203.5	0.778	2.655	157.398	374.0	73.7
1	9.25	2	3.325	0.5	4.91	4.2	0.5	261.7	61.6	203.5	0.778	2.655	157.398	374.0	73.7
2	7.9	1	2.65	0.5	5.99	4.2	0.5	245.2	57.7	198.4	0.809	1.548	185.056	271.3	57.8
2	7.9	2	2.65	0.5	5.99	4.2	0.5	245.2	57.7	198.4	0.809	1.548	185.056	271.3	57.8

Come si nota i valori delle azioni resistenti Mu e Vu sono sempre superiori ai valori sollecitanti Md e Vd portando al soddisfacimento della verifica.

Una volta verificata la nuova muratura soggetta alle azioni sismiche, occorre verificare che la muratura esistente all'interfaccia sia in grado di resistere alle medesime azioni N,M e V trasmesse dalla nuova muratura soprastante. A tal scopo, si esegue il calcolo considerando le caratteristiche di resistenza dei materiali indicati nella circolare 617 del 2009 abbattute del fattore di confidenza FC=1,35 relativo al livello di confidenza LC1.

I valori di resistenza assunti nel calcolo sono desunti facendo riferimento ai valori minimi indicati nella tabella C8A.2.1 della circolare n.617/2009 per la muratura a conci di pietra tenera, per cui si ha:

- $f_m = 1400 \text{ kPa}$
- $\tau_0 = 28 \text{ kPa}$ da cui $f_{vm0} = 1.5 \times 28 = 42 \text{ kPa}$

A tali valori, riferiti a murature con malte di scadenti caratteristiche, si sono aggiunti i fattori della tabella C8A.2.2 relativi a malte di buona resistenza ($r = 1.5$) a giunti sottili ($r = 1.5$). Infine si è considerato il coefficiente di sicurezza γ_m pari a 2.5 e il fattore di confidenza FC = 1.35 ottenendo i seguenti parametri resistenti di base delle murature esistenti:

- $f_d = 1400 \times 1.5 \times 1.5 / 2.5 / 1.35 = \text{kPa}$
- $f_{dv,0} = 42 \times 1.5 \times 1.5 / 2.5 / 1.35 = 28 \text{ kPa}$

Le tabelle seguenti riportano le verifiche considerando per la verifica a momento soltanto le porzioni di maggiore estensione dei due muri in esame (a favore di sicurezza) mentre per la verifica al taglio si sono tenuti in conto anche i contributi delle porzioni di lunghezza minore; ciò è lecito grazie alla presenza delle solette di irrigidimento in c.a. sia per i nuovi solai che per il rinforzo delle volte.

Caratteristiche muratura Esistente

fm =	2850 kPa	da tab. C8A.2.1
f vk,0 =	78.75 kPa	da tab. C8A.2.1
g m =	2.5	Elementi II cat, Classe di Esecuz 1
FC =	1.35	
fd=	844.44 kPa	
fkv0 =	23.33 kPa	

Carichi solai

Qperm,solaio	4.8 kN/m2
Qvariabili	3 kN/m2
%variabili	0.6
Qtot =	6.6 kN/m2

PP muratura 16 kN/m3 da tab. C8A.2.1

Parametri Sismici

Htot costruzione:	20.5 m	
Tproprio	0.48171 s	
q	2.25	
Smax,hz prog =	0.301 [g]	Accelerazione Spettrale SLV

TABELLA VERIFICA MASCHI MURARI

MURO	Lmuro m	PARETE	Lperete m	% Lmuro m	Bcar m	Hperete m	s parete m	N,d kN	V, d kN	M,d kNm	e m	Lcompr m	sigma 0 kPa	Mu kNm	Vu kN
1	9.25	1	7.05	0.827	4.91	4.2	0.8	432.8	123.2	407.0	0.940	7.050	76.74	1362.6	121.9
1	9.25	2	1	0.173	4.91	4.2	0.8	90.5	0.0	0.0	0.000	1.000	113.16	38.1	22.0
2	7.9	1	4.8	0.684	5.99	4.2	0.8	335.2	115.4	396.8	1.184	3.649	87.29	706.7	80.9
2	7.9	1	1.6	0.316	5.99	4.2	0.8	155.2	0.0	0.0	0.000	1.600	121.24	103.2	36.8

Anche in tal caso le verifiche risultano soddisfatte in quanto i valori delle resistenze Mu sono superiori ai corrispondenti valori sollecitanti Md; per il taglio, sommando i valori delle resistenze Vu per ciascun muro, si ottengono valori superiori alla corrispondente sollecitazione di taglio Vd, soddisfacendo la verifica.

In ultima analisi, volendo produrre un confronto sul miglioramento alle azioni sismiche ottenuto con le lavorazioni in progetto, è possibile effettuare soltanto una valutazione qualitativa in quanto nella direzione trasversale al corpo di fabbrica non sono presenti allo stato attuale elementi sismo-resistenti (a meno di non voler considerare la modesta resistenza alle azioni orizzontali sismiche dei pilastri di sezione 40x40) e pertanto aver introdotto degli elementi in muratura ben legati alle murature perimetrali e con la presenza di irrigidimento nel piano degli orizzontamenti conduce ad un organismo strutturale che soddisfa i criteri dell'ingegneria antisismica di sicura incrementata sicurezza rispetto alle condizioni attuali. Non viene eseguita una verifica globale del corpo di fabbrica in quanto occorrerebbero ulteriori indagini per la determinazione di tutti i parametri geometrici e meccanici delle murature ed ciò esula dalle finalità del lavoro in oggetto che è relativo soltanto ad una "messa in sicurezza".

ALLEGATO DI CALCOLO 1

CORPO A

SOLAIO S1

Solai misti legno-calcestruzzo con connettori a piolo e ramponi
 Verifiche agli Stati Limite secondo
 il D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni"
 ed EN 1995-1-1:2005: "Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno"
 Progetto : Solaio misto legno-calcestruzzo Corpo A - S1
 Progettista : Antonio Alparone

I risultati di seguito descritti si ottengono esclusivamente con l'utilizzo dei
 connettori Tecnarìa;
 ogni altro utilizzo del presente calcolo è da ritenersi del tutto inattendibile.

DATI

Solaio a semplice orditura con assito carotato

GEOMETRIA

Spessore soletta: 5 cm
 Spessore assito/pianelle/tavelle: 4 cm
 Spessore isolante: 0 cm
 Peso specifico assito/pianelle/tavelle: 6.00 kN/m³
 Peso specifico isolante: 0.50 kN/m³
 - Interasse travi: 70 cm
 Base travi: 24 cm
 Altezza travi: 30 cm
 Luce travi: 625 cm
 - Rapporto Luce/Freccia amm. tempo Zero: L/500
 Rapporto Luce/Freccia amm. tempo Inf.: L/350

CARICHI

- Portati per metro quadrato
 Sottofondo: 0.80 kN/m²
 Pavimento: 0.80 kN/m²
 Tramezzi: 1.20 kN/m²
 Altri: 0.00 kN/m²
 Totale permanenti strutturali: 1.81 kN/m²
 Totale permanenti non strutturali: 2.80 kN/m²
 Totale accidentali: 3.00 kN/m²
 - Totali per metro lineare
 Totali SLE: 5.33 kN/m
 Totali SLU: 7.74 kN/m

MATERIALI

- Legno - Tipo : UNI Altre conifere S3
 Resistenza a flessione caratteristica $f_{m,k} = 22.0$ N/mm²
 Resistenza a trazione caratteristica $f_{t,0,k} = 13.0$ N/mm²
 Resistenza a taglio caratteristica $f_{v,k} = 2.40$ N/mm²
 Modulo di elasticità medio $E_{0,m} = 10500$ N/mm²
 Peso specifico medio $\rho_m = 5.8$ kN/m³
 Coeff. modificazione azioni accidentali $K_{mod} = 0.80$
 Fattore di deformazione $K_{def} = 1.60$
 Coefficiente di sicurezza $\gamma_m = 1.50$
 - Classe calcestruzzo: user ...
 Resistenza caratteristica cilindrica $f_{c,k} = 16.0$ N/mm²
 Modulo elasticità $E = 29000$ N/mm²
 Peso specifico $\rho = 16.0$ kN/m³
 Coefficiente di viscosità $\phi = 3.00$
 Coefficiente di sicurezza $\gamma_m = 1.50$
 - Connettore: Tecnarìa CTL BASE 12/ 80 posato su trave
 Resistenza caratteristica connettore $F_k = 20900$ N
 Rigidezza connettore in esercizio $K_{ser} = 17200$ N/mm
 Rigidezza connettore ultima $K_u = 7410$ N/mm
 - Altri parametri
 Coefficiente parziale carichi permanenti strutturali $\gamma_{G,1} = 1.30$
 Coefficiente parziale carichi permanenti non strutturali $\gamma_{G,2} = 1.50$
 Coefficiente parziale carichi accidentali $\gamma_Q = 1.50$
 Coefficiente carichi quasi permanenti $\psi_2 = 0.60$
 Spessore tavole contenimento: 2.0 cm

RISULTATI

Connettori a piolo e ramponi Tecnarìa CTL BASE 12/ 80
 posati su trave con assito carotato
 Connettori a spaziatura variabile

- ai quarti estremi della trave: 24.6 cm
 - nella metà centrale della trave: 49.2 cm
- Numero di connettori per trave: 19

VERIFICHE

- larghezza soletta collaborante: 70 cm

STATO LIMITE ULTIMO

momento massimo: 37.80 kNm

taglio massimo: 24.19 kN

- a tempo zero

CLS - tensione max: 4.80 N/mm² <= 9.07 N/mm²

CLS - tensione min: -0.97 N/mm²

LEGNO - tensoflessione: 0.67 <= 1.00

LEGNO - taglio: 0.40 N/mm² <= 1.28 N/mm²

CONN. - taglio: 10533 N <= 11147 N

- a tempo infinito

CLS - tensione max: 4.14 N/mm² <= 9.07 N/mm²

CLS - tensione min: -0.35 N/mm²

LEGNO - tensoflessione: 0.67 <= 1.00

LEGNO - taglio: 0.40 N/mm² <= 1.28 N/mm²

CONN. - taglio: 10438 N <= 11147 N

STATO LIMITE DI ESERCIZIO

- a tempo zero

EJ: 12654315945133 Nmm²

freccia massima a tempo zero: 8.37 mm <= 12.50 mm

- a tempo infinito

EJ: 5931483643711 Nmm²

freccia max a tempo infinito: 17.85 mm <= 17.86 mm

AVVERTENZE

- Inserire una rete elettrosaldata almeno diametro 6mm maglia 20x20cm per i solai a semplice orditura oppure diametro 8mm maglia 20x20cm per quelli a doppia orditura.
- Sovrapporre i fogli di rete elettrosaldata di almeno una maglia.
- Tenere la rete elettrosaldata sollevata dal piano durante il getto.
- Puntellare efficacemente il solaio prima del getto e mantenere i puntelli fino a completa maturazione del calcestruzzo.
- Verificare a parte la soletta di calcestruzzo o gli eventuali travetti in flessione fra due travi.
- La quantità di armatura (rete ed eventuali ulteriori barre ortogonali alle travi) dipende dallaverifica della soletta in flessione fra due travi.
- Si consiglia di collegare la soletta alle murature perimetrali mediante perforazioni armate.
- Eseguire sempre preforo diametro 8mm per le viti del connettore MAXI, oppure diametro 5mm per le viti del connettore BASE nei seguenti casi:
 - connettore posato su latifoglia o travi antiche;
 - larghezza di trave inferiore a 12cm;
 - distanza tra i connettori inferiore a 15cm.
- Disporre i connettori su più file se la spaziatura tra i connettori risulta inferiore a 7 cm
- In caso di uso di isolante sotto la soletta è necessario in corrispondenza delle travi interrompere l'isolante per una larghezza superiore al massimo fra: 10cm, due volte l'altezza del raccordo in calcestruzzo, la larghezza della trave e affiancare ai connettori almeno due barre diametro 8mm correnti.
- Dettagli di rinforzo sezioni: www.tecnaria.com/legno/dwg.htm

TECNARIA S.p.A. V.le Pecori Giraldi, 55 36061 Bassano del Grappa (VI)
tel 0424 502029 fax 0424 502386 info@tecnaria.com www.tecnaria.com

ALLEGATO DI CALCOLO 2

CORPO A

SOLAIO S2

Solai misti legno-calcestruzzo con connettori a piolo e ramponi
 Verifiche agli Stati Limite secondo
 il D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni"
 ed EN 1995-1-1:2005: "Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno"
 Progetto : Solaio misto legno-calcestruzzo Corpo A - S2
 Progettista : Antonio Alparone

I risultati di seguito descritti si ottengono esclusivamente con l'utilizzo dei
 connettori Tecnarìa;
 ogni altro utilizzo del presente calcolo è da ritenersi del tutto inattendibile.

 DATI

Solaio a semplice orditura con assito carotato

GEOMETRIA

Spessore soletta: 5 cm
 Spessore assito/pianelle/tavelle: 4 cm
 Spessore isolante: 0 cm
 Peso specifico assito/pianelle/tavelle: 6.00 kN/m³
 Peso specifico isolante: 0.50 kN/m³
 - Interasse travi: 70 cm
 Base travi: 16 cm
 Altezza travi: 24 cm
 Luce travi: 410 cm
 - Rapporto Luce/Freccia amm. tempo Zero: L/500
 Rapporto Luce/Freccia amm. tempo Inf.: L/350

CARICHI

- Portati per metro quadrato
 Sottofondo: 0.80 kN/m²
 Pavimento: 0.80 kN/m²
 Tramezzi: 1.20 kN/m²
 Altri: 0.00 kN/m²
 Totale permanenti strutturali: 1.47 kN/m²
 Totale permanenti non strutturali: 2.80 kN/m²
 Totale accidentali: 3.00 kN/m²
 - Totali per metro lineare
 Totali SLE: 5.09 kN/m
 Totali SLU: 7.42 kN/m

MATERIALI

- Legno - Tipo : UNI Altre conifere S3
 Resistenza a flessione caratteristica $f_{m,k} = 22.0$ N/mm²
 Resistenza a trazione caratteristica $f_{t,0,k} = 13.0$ N/mm²
 Resistenza a taglio caratteristica $f_{v,k} = 2.40$ N/mm²
 Modulo di elasticità medio $E_{0,m} = 10500$ N/mm²
 Peso specifico medio $\rho_m = 5.8$ kN/m³
 Coeff. modificazione azioni accidentali $K_{mod} = 0.80$
 Fattore di deformazione $K_{def} = 1.60$
 Coefficiente di sicurezza $\gamma_m = 1.50$
 - Classe calcestruzzo: user ...
 Resistenza caratteristica cilindrica $f_{c,k} = 16.0$ N/mm²
 Modulo elasticità $E = 29000$ N/mm²
 Peso specifico $\rho = 16.0$ kN/m³
 Coefficiente di viscosità $\phi = 3.00$
 Coefficiente di sicurezza $\gamma_m = 1.50$
 - Connettore: Tecnarìa CTL BASE 12/ 80 posato su trave
 Resistenza caratteristica connettore $F_k = 20900$ N
 Rigidezza connettore in esercizio $K_{ser} = 17200$ N/mm
 Rigidezza connettore ultima $K_u = 7410$ N/mm
 - Altri parametri
 Coefficiente parziale carichi permanenti strutturali $\gamma_{G,1} = 1.30$
 Coefficiente parziale carichi permanenti non strutturali $\gamma_{G,2} = 1.50$
 Coefficiente parziale carichi accidentali $\gamma_Q = 1.50$
 Coefficiente carichi quasi permanenti $\psi_2 = 0.60$
 Spessore tavole contenimento: 2.0 cm

 RISULTATI

Connettori a piolo e ramponi Tecnarìa CTL BASE 12/ 80
 posati su trave con assito carotato

Connettori a spaziatura variabile
- ai quarti estremi della trave: 49.1 cm
- nella metà centrale della trave: 50.0 cm
Numero di connettori per trave: 9

VERIFICHE

- larghezza soletta collaborante: 70 cm
STATO LIMITE ULTIMO
momento massimo: 15.60 kNm
taglio massimo: 15.22 kN
- a tempo zero
CLS - tensione max: 4.49 N/mm² <= 9.07 N/mm²
CLS - tensione min: -3.18 N/mm²
LEGNO - tensoflessione: 0.65 <= 1.00
LEGNO - taglio: 0.46 N/mm² <= 1.28 N/mm²
CONN. - taglio: 11008 N <= 11147 N
- a tempo infinito
CLS - tensione max: 3.68 N/mm² <= 9.07 N/mm²
CLS - tensione min: -2.35 N/mm²
LEGNO - tensoflessione: 0.67 <= 1.00
LEGNO - taglio: 0.47 N/mm² <= 1.28 N/mm²
CONN. - taglio: 11136 N <= 11147 N
STATO LIMITE DI ESERCIZIO
- a tempo zero
EJ: 3832562664761 Nmm²
freccia massima a tempo zero: 4.88 mm <= 8.20 mm
- a tempo infinito
EJ: 1828072939908 Nmm²
freccia max a tempo infinito: 10.24 mm <= 11.71 mm

AVVERTENZE

- Inserire una rete elettrosaldata almeno diametro 6mm maglia 20x20cm per i solai a semplice orditura oppure diametro 8mm maglia 20x20cm per quelli a doppia orditura.
- Sovrapporre i fogli di rete elettrosaldata di almeno una maglia.
- Tenere la rete elettrosaldata sollevata dal piano durante il getto.
- Puntellare efficacemente il solaio prima del getto e mantenere i puntelli fino a completa maturazione del calcestruzzo.
- Verificare a parte la soletta di calcestruzzo o gli eventuali travetti in flessione fra due travi.
- La quantità di armatura (rete ed eventuali ulteriori barre ortogonali alle travi) dipende dallaverifica della soletta in flessione fra due travi.
- Si consiglia di collegare la soletta alle murature perimetrali mediante perforazioni armate.
- Eseguire sempre preforo diametro 8mm per le viti del connettore MAXI, oppure diametro 5mm per le viti del connettore BASE nei seguenti casi:
 - connettore posato su latifoglia o travi antiche;
 - larghezza di trave inferiore a 12cm;
 - distanza tra i connettori inferiore a 15cm.
- Disporre i connettori su più file se la spaziatura tra i connettori risulta inferiore a 7 cm
- In caso di uso di isolante sotto la soletta è necessario in corrispondenza delle travi interrompere l'isolante per una larghezza superiore al massimo fra: 10cm, due volte l'altezza del raccordo in calcestruzzo, la larghezza della trave e affiancare ai connettori almeno due barre diametro 8mm correnti.
- Dettagli di rinforzo sezioni: www.tecnaria.com/legno/dwg.htm

TECNARIA S.p.A. V.le Pecori Giraldi, 55 36061 Bassano del Grappa (VI)
tel 0424 502029 fax 0424 502386 info@tecnaria.com www.tecnaria.com

ALLEGATO DI CALCOLO 3

CORPO H

SOLAIO S1

Solai misti legno-calcestruzzo con connettori a piolo e ramponi
 Verifiche agli Stati Limite secondo
 il D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni"
 ed EN 1995-1-1:2005: "Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno"
 Progetto : Solaio misto legno-calcestruzzo: Corpo H - S1
 Progettista : Antonio Alparone

I risultati di seguito descritti si ottengono esclusivamente con l'utilizzo dei
 connettori Tecnaria;
 ogni altro utilizzo del presente calcolo è da ritenersi del tutto inattendibile.

DATI

Solaio a semplice orditura con assito carotato

GEOMETRIA

Spessore soletta: 5 cm
 Spessore assito/pianelle/tavelle: 4 cm
 Spessore isolante: 0 cm
 Peso specifico assito/pianelle/tavelle: 6.00 kN/m³
 Peso specifico isolante: 0.50 kN/m³
 - Interasse travi: 70 cm
 Base travi: 24 cm
 Altezza travi: 30 cm
 Luce travi: 610 cm
 - Rapporto Luce/Freccia amm. tempo Zero: L/500
 Rapporto Luce/Freccia amm. tempo Inf.: L/350

CARICHI

- Portati per metro quadrato
 Sottofondo: 0.80 kN/m²
 Pavimento: 0.80 kN/m²
 Tramezzi: 1.20 kN/m²
 Altri: 0.00 kN/m²
 Totale permanenti strutturali: 1.81 kN/m²
 Totale permanenti non strutturali: 2.80 kN/m²
 Totale accidentali: 3.00 kN/m²
 - Totali per metro lineare
 Totali SLE: 5.33 kN/m
 Totali SLU: 7.74 kN/m

MATERIALI

- Legno - Tipo : UNI Altre conifere S3
 Resistenza a flessione caratteristica $f_{m,k} = 22.0$ N/mm²
 Resistenza a trazione caratteristica $f_{t,0,k} = 13.0$ N/mm²
 Resistenza a taglio caratteristica $f_{v,k} = 2.40$ N/mm²
 Modulo di elasticità medio $E_{0,m} = 10500$ N/mm²
 Peso specifico medio $\rho_m = 5.8$ kN/m³
 Coeff. modificazione azioni accidentali $K_{mod} = 0.80$
 Fattore di deformazione $K_{def} = 1.60$
 Coefficiente di sicurezza $\gamma_m = 1.50$
 - Classe calcestruzzo: user ...
 Resistenza caratteristica cilindrica $f_{c,k} = 16.0$ N/mm²
 Modulo elasticità $E = 29000$ N/mm²
 Peso specifico $\rho = 16.0$ kN/m³
 Coefficiente di viscosità $\phi = 3.00$
 Coefficiente di sicurezza $\gamma_m = 1.50$
 - Connettore: Tecnaria CTL BASE 12/ 80 posato su trave
 Resistenza caratteristica connettore $F_k = 20900$ N
 Rigidità connettore in esercizio $K_{ser} = 17200$ N/mm
 Rigidità connettore ultima $K_u = 7410$ N/mm
 - Altri parametri
 Coefficiente parziale carichi permanenti strutturali $\gamma_{G,1} = 1.30$
 Coefficiente parziale carichi permanenti non strutturali $\gamma_{G,2} = 1.50$
 Coefficiente parziale carichi accidentali $\gamma_Q = 1.50$
 Coefficiente carichi quasi permanenti $\psi_2 = 0.60$
 Spessore tavole contenimento: 2.0 cm

RISULTATI

Connettori a piolo e ramponi Tecnaria CTL BASE 12/ 80
 posati su trave con assito carotato

Connettori a spaziatura variabile
- ai quarti estremi della trave: 28.9 cm
- nella metà centrale della trave: 50.0 cm
Numero di connettori per trave: 17

VERIFICHE

- larghezza soletta collaborante: 70 cm
STATO LIMITE ULTIMO
momento massimo: 36.01 kNm
taglio massimo: 23.61 kN
- a tempo zero
CLS - tensione max: 4.56 N/mm² <= 9.07 N/mm²
CLS - tensione min: -1.20 N/mm²
LEGNO - tensoflessione: 0.65 <= 1.00
LEGNO - taglio: 0.39 N/mm² <= 1.28 N/mm²
CONN. - taglio: 11135 N <= 11147 N
- a tempo infinito
CLS - tensione max: 3.91 N/mm² <= 9.07 N/mm²
CLS - tensione min: -0.57 N/mm²
LEGNO - tensoflessione: 0.66 <= 1.00
LEGNO - taglio: 0.40 N/mm² <= 1.28 N/mm²
CONN. - taglio: 11049 N <= 11147 N

STATO LIMITE DI ESERCIZIO

- a tempo zero
EJ: 11981283241628 Nmm²
freccia massima a tempo zero: 8.02 mm <= 12.20 mm
- a tempo infinito
EJ: 5633096646016 Nmm²
freccia max a tempo infinito: 17.06 mm <= 17.43 mm

AVVERTENZE

- Inserire una rete elettrosaldata almeno diametro 6mm maglia 20x20cm per i solai a semplice orditura oppure diametro 8mm maglia 20x20cm per quelli a doppia orditura.
- Sovrapporre i fogli di rete elettrosaldata di almeno una maglia.
- Tenere la rete elettrosaldata sollevata dal piano durante il getto.
- Puntellare efficacemente il solaio prima del getto e mantenere i puntelli fino a completa maturazione del calcestruzzo.
- Verificare a parte la soletta di calcestruzzo o gli eventuali travetti in flessione fra due travi.
- La quantità di armatura (rete ed eventuali ulteriori barre ortogonali alle travi) dipende dallaverifica della soletta in flessione fra due travi.
- Si consiglia di collegare la soletta alle murature perimetrali mediante perforazioni armate.
- Eseguire sempre preforo diametro 8mm per le viti del connettore MAXI, oppure diametro 5mm per le viti del connettore BASE nei seguenti casi:
 - connettore posato su latifoglia o travi antiche;
 - larghezza di trave inferiore a 12cm;
 - distanza tra i connettori inferiore a 15cm.
- Disporre i connettori su più file se la spaziatura tra i connettori risulta inferiore a 7 cm
- In caso di uso di isolante sotto la soletta è necessario in corrispondenza delle travi interrompere l'isolante per una larghezza superiore al massimo fra: 10cm, due volte l'altezza del raccordo in calcestruzzo, la larghezza della trave e affiancare ai connettori almeno due barre diametro 8mm correnti.
- Dettagli di rinforzo sezioni: www.tecnaria.com/legno/dwg.htm

TECNARIA S.p.A. V.le Pecori Giraldi, 55 36061 Bassano del Grappa (VI)
tel 0424 502029 fax 0424 502386 info@tecnaria.com www.tecnaria.com

ALLEGATO DI CALCOLO 4

CORPO H

SOLAIO S2

Solai misti legno-calcestruzzo con connettori a piolo e ramponi
 Verifiche agli Stati Limite secondo
 il D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni"
 ed EN 1995-1-1:2005: "Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno"
 Progetto : Solaio misto legno-calcestruzzo: Corpo H - Solaio S2
 Progettista : Antonio Alparone

I risultati di seguito descritti si ottengono esclusivamente con l'utilizzo dei
 connettori Tecnaria;
 ogni altro utilizzo del presente calcolo è da ritenersi del tutto inattendibile.

DATI

Solaio a semplice orditura con assito carotato

GEOMETRIA

Spessore soletta: 5 cm
 Spessore assito/pianelle/tavelle: 4 cm
 Spessore isolante: 0 cm
 Peso specifico assito/pianelle/tavelle: 6.00 kN/m³
 Peso specifico isolante: 0.50 kN/m³
 - Interasse travi: 70 cm
 Base travi: 20 cm
 Altezza travi: 24 cm
 Luce travi: 500 cm
 - Rapporto Luce/Freccia amm. tempo Zero: L/500
 Rapporto Luce/Freccia amm. tempo Inf.: L/350

CARICHI

- Portati per metro quadrato
 Sottofondo: 0.80 kN/m²
 Pavimento: 0.80 kN/m²
 Tramezzi: 1.20 kN/m²
 Altri: 0.00 kN/m²
 Totale permanenti strutturali: 1.58 kN/m²
 Totale permanenti non strutturali: 2.80 kN/m²
 Totale accidentali: 3.00 kN/m²
 - Totali per metro lineare
 Totali SLE: 5.17 kN/m
 Totali SLU: 7.53 kN/m

MATERIALI

- Legno - Tipo : UNI Altre conifere S3
 Resistenza a flessione caratteristica $f_{m,k} = 22.0$ N/mm²
 Resistenza a trazione caratteristica $f_{t,0,k} = 13.0$ N/mm²
 Resistenza a taglio caratteristica $f_{v,k} = 2.40$ N/mm²
 Modulo di elasticità medio $E_{0,m} = 10500$ N/mm²
 Peso specifico medio $\rho_m = 5.8$ kN/m³
 Coeff. modificazione azioni accidentali $K_{mod} = 0.80$
 Fattore di deformazione $K_{def} = 1.60$
 Coefficiente di sicurezza $\gamma_m = 1.50$
 - Classe calcestruzzo: user ...
 Resistenza caratteristica cilindrica $f_{c,k} = 16.0$ N/mm²
 Modulo elasticità $E = 29000$ N/mm²
 Peso specifico $\rho = 16.0$ kN/m³
 Coefficiente di viscosità $\phi = 3.00$
 Coefficiente di sicurezza $\gamma_m = 1.50$
 - Connettore: Tecnaria CTL BASE 12/ 80 posato su trave
 Resistenza caratteristica connettore $F_k = 20900$ N
 Rigidezza connettore in esercizio $K_{ser} = 17200$ N/mm
 Rigidezza connettore ultima $K_u = 7410$ N/mm
 - Altri parametri
 Coefficiente parziale carichi permanenti strutturali $\gamma_{G,1} = 1.30$
 Coefficiente parziale carichi permanenti non strutturali $\gamma_{G,2} = 1.50$
 Coefficiente parziale carichi accidentali $\gamma_Q = 1.50$
 Coefficiente carichi quasi permanenti $\psi_2 = 0.60$
 Spessore tavole contenimento: 2.0 cm

RISULTATI

Connettori a piolo e ramponi Tecnaria CTL BASE 12/ 80
 posati su trave con assito carotato

Connettori a spaziatura variabile
- ai quarti estremi della trave: 22.7 cm
- nella metà centrale della trave: 45.4 cm
Numero di connettori per trave: 19

VERIFICHE

- larghezza soletta collaborante: 70 cm
STATO LIMITE ULTIMO
momento massimo: 23.53 kNm
taglio massimo: 18.82 kN
- a tempo zero
CLS - tensione max: 5.29 N/mm² <= 9.07 N/mm²
CLS - tensione min: -2.25 N/mm²
LEGNO - tensoflessione: 0.72 <= 1.00
LEGNO - taglio: 0.43 N/mm² <= 1.28 N/mm²
CONN. - taglio: 9662 N <= 11147 N
- a tempo infinito
CLS - tensione max: 4.48 N/mm² <= 9.07 N/mm²
CLS - tensione min: -1.43 N/mm²
LEGNO - tensoflessione: 0.73 <= 1.00
LEGNO - taglio: 0.44 N/mm² <= 1.28 N/mm²
CONN. - taglio: 9676 N <= 11147 N
STATO LIMITE DI ESERCIZIO
- a tempo zero
EJ: 6240076746900 Nmm²
freccia massima a tempo zero: 6.74 mm <= 10.00 mm
- a tempo infinito
EJ: 2947133999108 Nmm²
freccia max a tempo infinito: 14.27 mm <= 14.29 mm

AVVERTENZE

- Inserire una rete elettrosaldata almeno diametro 6mm maglia 20x20cm per i solai a semplice orditura oppure diametro 8mm maglia 20x20cm per quelli a doppia orditura.
- Sovrapporre i fogli di rete elettrosaldata di almeno una maglia.
- Tenere la rete elettrosaldata sollevata dal piano durante il getto.
- Puntellare efficacemente il solaio prima del getto e mantenere i puntelli fino a completa maturazione del calcestruzzo.
- Verificare a parte la soletta di calcestruzzo o gli eventuali travetti in flessione fra due travi.
- La quantità di armatura (rete ed eventuali ulteriori barre ortogonali alle travi) dipende dallaverifica della soletta in flessione fra due travi.
- Si consiglia di collegare la soletta alle murature perimetrali mediante perforazioni armate.
- Eseguire sempre preforo diametro 8mm per le viti del connettore MAXI, oppure diametro 5mm per le viti del connettore BASE nei seguenti casi:
 - connettore posato su latifoglia o travi antiche;
 - larghezza di trave inferiore a 12cm;
 - distanza tra i connettori inferiore a 15cm.
- Disporre i connettori su più file se la spaziatura tra i connettori risulta inferiore a 7 cm
- In caso di uso di isolante sotto la soletta è necessario in corrispondenza delle travi interrompere l'isolante per una larghezza superiore al massimo fra: 10cm, due volte l'altezza del raccordo in calcestruzzo, la larghezza della trave e affiancare ai connettori almeno due barre diametro 8mm correnti.
- Dettagli di rinforzo sezioni: www.tecnaria.com/legno/dwg.htm

TECNARIA S.p.A. V.le Pecori Giralardi, 55 36061 Bassano del Grappa (VI)
tel 0424 502029 fax 0424 502386 info@tecnaria.com www.tecnaria.com