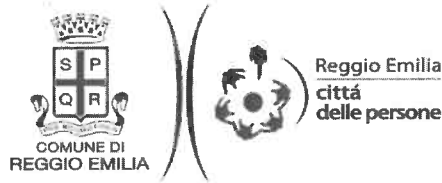
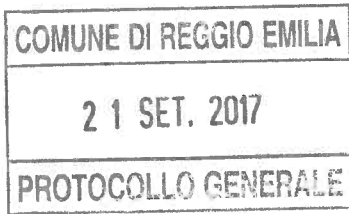


Pg 95614



COMUNE DI REGGIO EMILIA

AREA INGEGNERIA E GESTIONE INFRASTRUTTURE

**RELAZIONE D'INDAGINE E VERIFICA DELLA SICUREZZA RELATIVA ALLE STRUTTURE PORTANTI DEL
CAPANNONE 19 PRESSO LE EX OFFICINE REGGIANE ADIBITO A TECNOPOLO IN PIAZZALE EUROPA**

Sommario

| | |
|---|----|
| 1) INCARICO | 2 |
| 2) FINALITÀ' DELLE ATTIVITÀ' | 2 |
| 3 DOCUMENTAZIONE CONSULTATA | 3 |
| 4 CONSIDERAZIONI SULL'ANALISI STORICA DELLE PRECIPITAZIONI NEVOSE E SULL'ESITO DELLE PROVE DI CARICO EFFETTUATE..... | 4 |
| 5 SOPRALLUOGO ED INDAGINI IN SITO | 6 |
| 6 PROVE CON DUROMETRO SUI PROFILATI IN ACCIAIO COSTITUENTI LE COLONNE E LE CAPRIATE | 7 |
| 6.1 Finalità e metodologia di prova | 7 |
| 6.2 Esito delle Indagini durometriche | 8 |
| 6. CALCOLO DELLE AZIONI AMBIENTALI..... | 11 |
| 6. PARAMETRI DELL' AZIONE SISMICA..... | 12 |
| 7. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA..... | 14 |
| 8. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DELLE PARETI MURARIE PER L'AZIONE SISMICA..... | 15 |
| 9. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICA DELLE STRUTTURE METALLICHE ESTERNE RISPETTO ALLE CAPRIATE PRINCIPALI | 15 |
| 10. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICA E SISMICA DELLE STRUTTURE METALLICHE ESISTENTI DELLE CAPRIATE PRINCIPALI E DELLE COLONNE..... | 16 |
| 11. CONCLUSIONI E GIUDIZIO DI AGIBILITÀ' DELLA STRUTTURA | 17 |
| ALLEGATI..... | 19 |

1) INCARICO

In data 18/04/2017 è stato stipulato il contratto di affidamento del servizio richiamato in epigrafe, che prevede l'esecuzione delle seguenti attività:

-esecuzione di sopralluoghi, rilievi ed indagini non distruttive (durometro) integrative sulle strutture metalliche in questione, ai fini della loro corretta qualificazione strutturale e modellazione

-modellazione FEM delle strutture di copertura storiche, calibrazione del modello mediante interpretazione delle prove di carico e dinamiche già eseguite, ed esecuzione dei calcoli di verifica della sicurezza di cui al punto 8.4.3 delle Norme Tecniche sulle Costruzioni con particolare riferimento alle azioni ambientali previste da queste ultime (vento neve sisma) con precisa determinazione del grado di rispondenza alle vigenti Norme Tecniche e dell'indice di sicurezza

-eventuale studio delle opere o dei provvedimenti necessari per la mitigazione del rischio nel caso il grado di sicurezza risultasse insufficiente

-produzione della relazione d'indagine e della relazione di verifica della sicurezza con certificazione dell'indice di sicurezza rispetto alle azioni ambientali e predimensionamento di eventuali opere di miglioramento strutturale

2) FINALITA' DELLE ATTIVITA'

L'edificio in trattazione è stato oggetto di riqualificazione architettonica e funzionale con destinazione a Tecnopolo per la ricerca industriale. In particolare al suo interno sono stati realizzati spazi per le attività previste dal piano di riqualificazione che non hanno determinato variazione in aumento della classe d'uso dell'immobile (rimasta pertanto in Classe II – costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali).

Dall'esame del progetto strutturale si desume che sulla struttura di copertura, in particolare per quanto riguarda le capriate della navata centrale e le relative colonne, non è stata effettuata la verifica di sicurezza ma è stata condotta una campagna d'indagine sperimentale che, benchè abbia fornito positivi riscontri per quanto riguarda le tre capriate specificamente oggetto di prova di carico, non ha consentito a giudizio del progettista e del collaudatore statico di riconoscere l'adeguatezza della struttura rispetto al carico neve previsto dalla normativa tecnica attualmente vigente e pertanto condurrebbe ad una "prescrizione" del massimo carico neve di esercizio nella misura di 60kg/mq determinata sulla base di un'analisi storica (limitata in realtà al solo evento del marzo 2010).

La nota P.S. 2310/2015 del responsabile della struttura competente in materia sismica del Comune di Reggio Emilia ha considerato la "prescrizione" del progettista condivisa dal collaudatore statico come una "limitazione o cautela d'uso" rispetto alla quale il Proprietario dovrebbe adottare specifiche azioni per la riduzione del rischio.

Si osserva in primo luogo che una "limitazione o cautela d'uso" riferita ad un'azione ambientale, e pertanto non controllabile, dovrebbe comportare una limitazione dell'utilizzo della struttura al verificarsi di

precipitazioni nevose di una determinata entità, limitazione difficilmente attuabile in pratica anche in relazione all'avvenuta modifica dell'uso del fabbricato conseguente alla riqualificazione.

Si osserva inoltre che sul tema è intervenuta la Regione Emilia Romagna con DGR 1879/2011 "Approvazione dell'atto di indirizzo in merito alla definizione degli interventi di sopraelevazione, ampliamento e delle strutture compenetranti, ai fini dell'applicazione del paragrafo 8.4.1 delle NTC - 2008 e della L.R. N. 19 DEL 2008"

In particolare in merito alle c.d. "Strutture Compenetranti" al punto 2.3 dell'atto di indirizzo viene precisato che "In caso di realizzazione di una struttura interna, parzialmente o totalmente, ad una costruzione esistente, progettata e realizzata in modo tale da costituire un'unità strutturale indipendente che noninteragisce direttamente con la costruzione esistente, è necessaria una valutazione della sicurezza della costruzione esistente (e gli eventuali necessari interventi su di essa) nella misura in cui, e con conseguenti modalità e livelli di approfondimento, essa può costituire "rischio esterno" per la nuova unità strutturale , anche in considerazione dell'aumento di esposizione apportato dal nuovo intervento. In merito agli indirizzi sui provvedimenti da adottare a seguito della valutazione della sicurezza, occorre dare applicazione a quanto specificato dal "Parere in merito alle verifiche tecniche, problematiche correlate e decisioni conseguenti. (Rif. Prot. int. n. 6)" espresso dal Comitato Tecnico Scientifico nella seduta n. 4 del 27 luglio 2010. In particolare, si sottolinea che, qualora la valutazione della sicurezza mettesse in evidenza particolari criticità (statiche e/o sismiche), queste dovranno essere rimosse"

Lo stesso Atto di indirizzo riporta la seguente nota esemplificativa particolarmente attinente al caso in esame " Ad esempio se all'interno di un grande capannone ad uso artigianale-produttivo è prevista la realizzazione di un soppalco ad uso uffici (u.s. indipendente che non interagisce con la costruzione esistente) si devono eliminare quantomeno le vulnerabilità principali del capannone nella zona di realizzazione degli uffici stessi, da evidenziarsi nella sintesi della valutazione della sicurezza, tenendo conto anche delle necessarie vie di fuga; se, invece, la nuova realizzazione è finalizzata a contenere macchine e attrezzature non si configura alcun aumento di esposizione pertanto non è indispensabile la valutazione della sicurezza della costruzione esistente".

Viene quindi evidenziata quanto meno la necessità dell'esecuzione della verifica di sicurezza (di cui al punto 8.4.3 delle Norme Tecniche sulle Costruzioni) al fine di eliminare le eventuali vulnerabilità principali, mentre non rileva la circostanza che trattasi di edificio storico vincolato in quanto la modifica di esposizione è stata determinata da un edificio nuovo, contenuto nel preesistente, soggetto a rischio esterno a causa di quest'ultimo.

La presente verifica della sicurezza (statica e sismica) sarà pertanto estesa alle strutture di copertura metallica che non sono state non oggetto di verifica in occasione del progetto di ristrutturazione , mentre per le rimanenti verrà riverificata la correttezza del percorso progettuale-costruttivo svolto al fine di esprimere un giudizio complessivo sulla sicurezza dell'intero immobile.

3 DOCUMENTAZIONE CONSULTATA

-Relazione Indagini diagnostiche e Prove di Carico Ditta Giancarlo Maselli srl in data 16/12/2010

-Relazione Geologica a firma Dr.Geol. Gemelli Thomas in data 31/03/2011

-Progetto strutturale completo di riqualificazione strutturale del Capannone 19 a firma ing. Leonardo Berni
– data 2/05/2011

-Certificato di Collaudo Statico a firma ing. Marco Poli – data 21/10/2013

-Parere P.S. 2310/2015 in data 25/02/2015 dell'ingegnere responsabile della Struttura Tecnica Competente in materia Sismica del Comune di Reggio Emilia

4 CONSIDERAZIONI SULL'ANALISI STORICA DELLE PRECIPITAZIONI NEVOSE E SULL'ESITO DELLE PROVE DI CARICO EFFETTUATE

Il carico di 60 kg/mq considerato come il massimo per il quale viene garantita la sicurezza della struttura corrisponde, alla luce delle attuali conoscenze, ad un tempo di ritorno piuttosto basso (circa 5 anni).

Peraltro l'analisi storica svolta ha considerato solo un evento significativo (2010) mentre nel corso della vita della struttura in questione si sono registrati diversi eventi anche più gravosi di quello sopra richiamato, anche se la relativa documentazione è frammentaria: in particolare si segnalano quelli del 1929, 1933, 1947, 1956, 1978, 2006 ma più di tutti va ricordato l'evento del gennaio 1985, molto ben documentato, in cui in pianura padana si accumularono da 80 a 90 cm di neve corrispondenti a 80/90 kg/mq (la cosiddetta "nevicata del secolo").

Quanto sopra induce a considerare che anche dal punto di vista storico la struttura in questione ha superato eventi nevosi ben più gravosi di 60 kg/mq.

Si deve inoltre considerare l'avvenuta esecuzione di specifiche prove di carico riportate nella Relazione della ditta Giancarlo Maselli srl in data 16/12/2010. Dette prove di carico, attraverso l'applicazione di carichi concentrati precisamente individuati in quanto impressi mediante attrezzatura oleodinamica, ha simulato su tre capriate delle quattordici presenti nel fabbricato in esame l'effetto del carico neve corrispondente al valore di 120 kg/mq previsto dalle attuali norme tecniche per le costruzioni per la città di Reggio Emilia.

Infatti per ciascuna capriata la cui area di competenza della copertura ha area $15 \times 5 = 75$ mq è stata caricata con n. 5 forze concentrate di entità massima 1800 kg pertanto equivalenti ad un carico medio di $5 \times 1800 / 75 = 120$ kg/mq.

La prova ha dato esito favorevole, in quanto non si sono verificati né cedimenti significativi né sono stati uditi scricchiolii o suoni anomali nel corso della prova, mentre le deformazioni si sono accresciute pressochè proporzionalmente ai carichi, a testimoniare un comportamento sostanzialmente elastico lineare; la registrazione di deformazioni residue relativamente elevate a fine prova fa pensare a deformazioni che presumibilmente sono rientrate in tempi successivi all'ultima lettura, a causa della rigidità della struttura.

Peraltro, come si desume anche dall'analisi storica, il livello di carico raggiunto in occasione della prova è verosimilmente stato sperimentato dalla struttura per la prima volta in tale occasione.

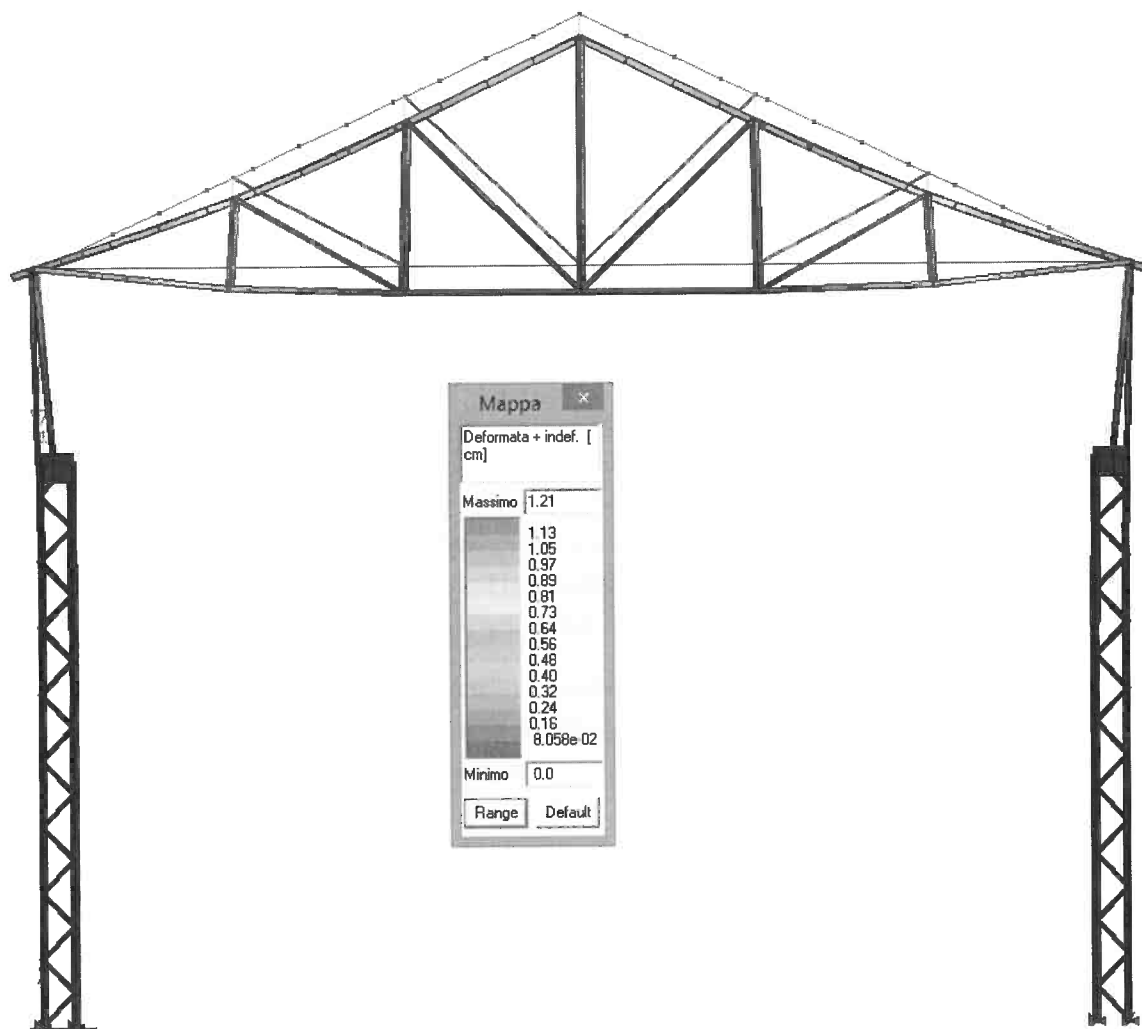
Inoltre lo scrivente ha realizzato un dettagliato modello ad elementi finiti della struttura, il quale oltre alle verifiche di sicurezza di cui si dirà in seguito, ha consentito di ricostruire l'effetto della prova di carico effettuata.

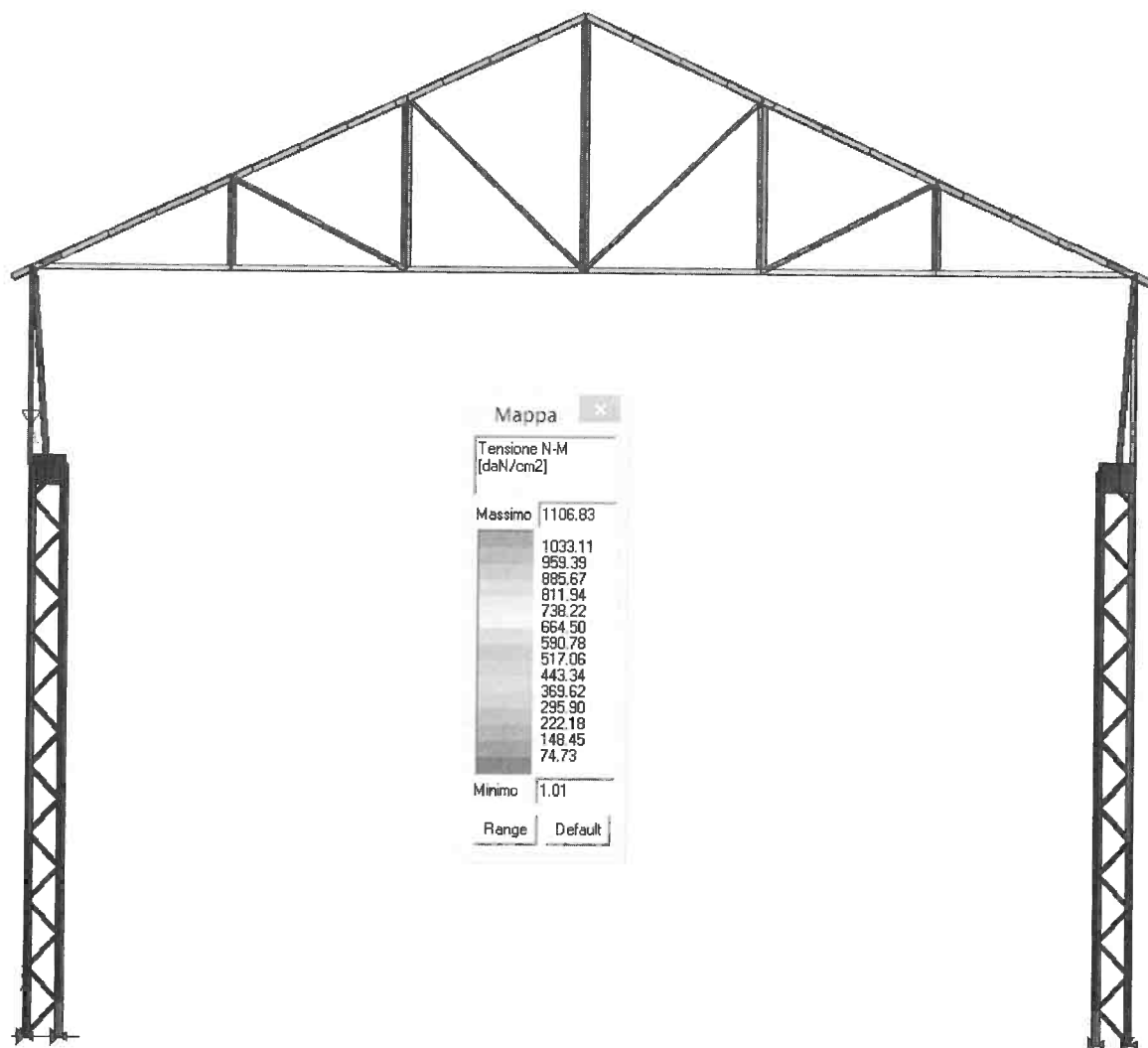
In particolare sono state confrontate le deformazioni misurate nel corso della prova con quelle teoriche calcolate, ricavando la seguente tabella di confronto:

| Capriata n. | Inflessione massima registrata (mm) | Inflessione prevista (mm) |
|-------------|-------------------------------------|---------------------------|
| 3 | 2,50 | 12,1 |
| 9 | 0,38 | 12,1 |
| 14 | 3,10 | 12,1 |

Come si vede le deformazioni registrate sono ampiamente inferiori a quelle previste, a conferma dell'esito positivo delle prove effettuate, anche ai fini del giudizio sulla sicurezza della struttura.

Di seguito si riporta una sezione tratta dal modello di calcolo con un diagramma cromatico a scala amplificata, rappresentante la deformata prevista con l'applicazione delle forze della prova di carico, ed il successivo riportante il quadro tensionale correlato alla prova di carico.





I valori limitati della tensione normale di esercizio, a fronte di una condizione di carico corrispondente al massimo carico neve previsto dalla normativa tecnica attualmente vigente, suggeriscono una ulteriore valutazione positiva della situazione anche a fronte di incertezze sui materiali e sulle modalità costruttive, anche se questa non costituisce una verifica conclusiva ai fini della sicurezza, non essendo stati considerati in tale calcolo né i coefficienti parziali sulle azioni, né i fenomeni di instabilità.

In merito alla valenza delle prove di carico effettuate relativamente alla sicurezza dell'intera struttura è possibile affermare che dette prove possono considerarsi esaustive e che il relativo risultato possa senz'altro essere esteso all'intera struttura comportando quindi un giudizio positivo sulla sicurezza.

5 SOPRALLUOGO ED INDAGINI IN SITO

Il sopralluogo è stato effettuato dallo scrivente in data 8 Giugno 2017 dalle ore 9 alle ore 11. Sono state riscontrate le dimensioni e le tipologie strutturali riportate nei disegni di progetto accedendo in particolare alle capriate ed alle colonne metalliche. Un successivo sopralluogo è stato effettuato in data 13/06/2017 per l'esecuzione delle prove con durometro.

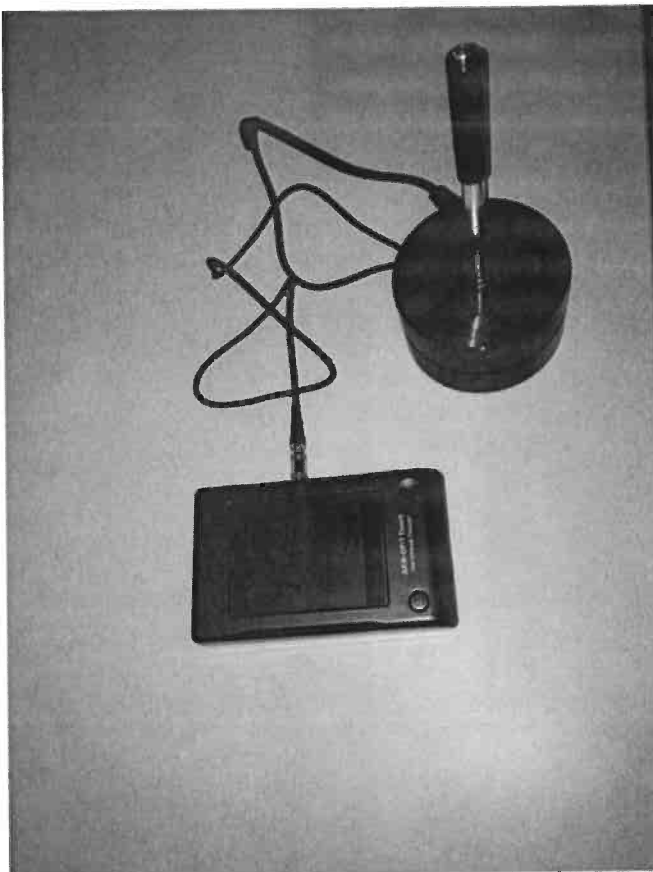
6 PROVE CON DUROMETRO SUI PROFILATI IN ACCIAIO COSTITUENTI LE COLONNE E LE CAPRIATE

6.1 Finalità e metodologia di prova

La prova è stata effettuata il giorno 13/06/2017 al fine di verificare ed integrare le indagini effettuate dalla ditta "Giancarlo Maselli srl", durante la fase pre-progettuale della ristrutturazione del capannone, di cui al rapporto di prove in data 16/12/2010 . Infatti queste ultime indagini si sono limitate alla verifica delle capriate, in particolare per quanto riguarda la caratterizzazione meccanica del materiale, mentre non è stata svolta alcuna indagine sull'acciaio delle colonne.

La conclusione riportata nel rapporto citato sul materiale costituente le capriate, che assimila l'acciaio ad un S185 (Fe320 UNI 7070), pur condivisibile, non appare estensibile alle colonne in quanto contrastante rispetto ai risultati delle indagini svolte dallo scrivente nell'anno 2014 nei limitrofi capannoni 17 e 18, con analoga metodologia, integrata da prove di trazione in laboratorio, su analoghe colonne composte tralicciate.

Il metodo utilizzato per la caratterizzazione speditiva dell'acciaio è quello " a rimbalzo di Leeb" che è uno dei metodi più utilizzati per la determinazione della durezza di un metallo e della scala di misura Leeb (HL) direttamente sul campo.



Essa e' definita dal rapporto della velocità del dardo impattante contenuto all'interno dello strumento di battuta (Sonda di misura) prima e dopo l' impatto col provino.

Il dardo, composto in carburo di tungsteno (diamante sintetico nelle sonde per materiali molto duri), viene caricato dalla molla nella sonda e "sparato" contro il provino, su cui rimbalza perdendo energia per deformazione plastica.

La velocità del dardo viene calcolata a 1mm dalla superficie del provino e più il materiale è duro più sarà elevata.

Per calcolare la velocità si utilizza una bobina avvolta all'estremità della sonda sulla quale, il dardo magnetizzato, produce al suo passaggio un voltaggio direttamente proporzionale alla sua velocità.

Attraverso opportune tabelle di conversione, dipendenti dal materiale su cui si effettua la prova, è possibile convertire la scala Leeb nelle maggiori

altre scale di durezza, come HV, HRC, HRB e HB, nonché nella tensione di rottura che a noi interessa in questa sede .

Il vantaggio fornito da questa apparecchiatura è quello di consentire un controllo speditivo in cantiere delle caratteristiche meccaniche di parti metalliche strutturali, in raffronto ai valori dichiarati nei documenti di collaudo ovvero a quelli caratteristici dell'epoca di costruzione, evitando il prelievo diretto del campione che risulta un'attività particolarmente invasiva, sia a causa sia delle difficoltà operative connesse alle operazioni di prelievo e di ripristino, sia per l'eccessiva riduzione della capacità portante derivante dal prelievo stesso.

Lo strumento utilizzato (vedi immagine riportata sopra) è il modello ARW-DPIT Touch Serial No:112140610010 – Sensore SN 1405172D, munito di certificato di taratura in data 12/06/2014 e di incudine di taratura, che consente il controllo della permanenza delle condizioni certificate mediante verifica svolta prima di ogni utilizzo.

Per le applicazioni di cantiere si utilizzano dei dischi adattatori per le varie forme delle superfici metalliche da testare, che vengono preventivamente pulite e molate al fine di eliminare vernici, tracce di ruggine ed irregolarità, fino a portarle ad una condizione di metallo lucido.

Nel caso delle colonne in questione si è proceduto mediante una mola smerigliatrice manuale autoalimentata alla pulizia e regolarizzazione della superficie di prova.

Nel caso presente sono state svolti n. 6 test da 5 battute ciascuno sui profili metallici componenti i pilastri e le capriate, con battute effettuate in direzione ortogonale alle flange in corrispondenza dell'anima, finalizzate a stimare la resistenza a trazione dell'acciaio da carpenteria utilizzato per la fabbricazione .

6.2 Esito delle Indagini durometriche

Le tensioni di rottura medie rilevate nei singoli test vengono di seguito riportate, con di fianco alcune immagini dei punti di prova :

| n. prova | fu (Mpa) |
|----------|----------|
| 1 | 386 |
| 2 | 447 |
| 3 | 463 |
| 4 | 427 |
| 5 | 402 |
| 6 | 471 |
| 7 | 447 |
| 8 | 471 |
| 9 | 397 |
| 10 | 447 |
| 11 | 390 |
| 12 | 455 |
| 13 | 427 |



| | |
|----------------------|------------|
| 14 | 402 |
| 15 | 384 |
| 16 | 397 |
| 17 | 404 |
| 18 | 493 |
| 19 | 489 |
| 20 | 437 |
| 21 | 453 |
| 22 | 398 |
| 23 | 405 |
| 24 | 443 |
| 25 | 410 |
| 26 | 425 |
| 27 | 399 |
| 28 | 447 |
| 29 | 438 |
| 30 | 446 |
| | |
| media fu | 430 |
| valore fy (stima) | 275 Mpa |



Il valore minimo registrato per le singole battute (tensione di rottura a trazione) è di 399 Mpa

Si conferma pertanto per il capannone n. 19 in esame la diagnosi effettuata dallo scrivente nel 2014 sulle strutture metalliche dei capannoni limitrofi 17 e 18, che stabiliva trattarsi di un acciaio S275 con resistenza a trazione media di 430 Mpa e tensione di snervamento media di 275 Mpa (vedi anche certificato di prova allegato appresso, relativo ai prelievi effettuati in tale occasione). Ai fini delle verifiche di sicurezza l'acciaio in questione può pertanto essere assimilato prudenzialmente ad uno S235 (ex Fe360) adottando quindi sostanzialmente un livello di conoscenza LC2 e un fattore di confidenza FC=1,2.

Per quanto riguarda i chiodi rifollati a caldo costituenti le unioni, sulla base di prove sperimentali condotte per i limitrofi capannoni 17 e 18 è possibile attribuire una resistenza a taglio $f_{vrd} = 4000 \text{ kg/cm}^2$



L.T.M. Laboratorio Tecnologico Mantovano s.r.l.

ATTORNEGGIAMENTO DEL MINISTERO DELLE ATTIVITÀ PRODUTTIVE (C.M. 24/10/02) E DEL 13/11/02 (D.M. 10/11/02) PER SUCCESSIVE
PROVVEDIMENTI AD AGGIORNAMENTO PER ILLUSTRARE LE ATTIVITÀ DI PROVA, CALCESTRUZZI, LATERIZI ED ACCIAIO

Via A. Pizzardi, 12
46010 Levata di Curtatone (MN)
Tel. 0376 291712 - Fax 0376 293042
e-mail: info@labtecman.com
C.F. e P.I. 01291110209
Capitale Sociale € 11.540.000
Registro Imprese di Mantova

SEZIONE ACCIAIO

Prot. N.2178/14

Verbale accettazione N. 696 del 04/08/14

Mantova, 27/08/14

CERTIFICATO DI PROVA

| Committente | : MAIN ENGINEERING SRL | | | | | |
|---|--|----------------------------|-------------------------------------|--|--|------|
| Indirizzo | : VIA C.LEVI, 10 - REGGIO EMILIA - RE | | | | | |
| Natura dei campioni | : Elementi in acciaio | | | | | |
| Prova richiesta | : Accertamento delle proprietà meccaniche (UNI EN ISO 6892-1:09) | | | | | |
| Provenienza campioni | : REGGIO EMILIA - PIAZZALE EUROPA - INDAGINI SPERIMENTALI PER PROGETTO RIUSO | | | | | |
| Direttore dei lavori | : VERA DOTT. ING. SALVATORE | | | | | |
| Produttore | : \\\ | | | | | |
| RISULTATI DELLE PROVE | | | | | | |
| Accertamento delle proprietà meccaniche (UNI EN ISO 6892-1:09) | | | | | | |
| N° | Contrassegno provino | Dimensioni b x e (mm) | Sezione So (mm ²) | Tensione di snervamento f _y (MPa)* | Tensione di rottura f _t (MPa)* | A% |
| 1 | Calastrello colonna | 19,60 x 8,86 | 169,74 | 293,4 | 358,8 | 38,4 |
| 2 | Calastrello colonna | 19,55 x 8,86 | 169,69 | 293,1 | 374,5 | 37,3 |
| 3 | Calastrello colonna | 19,69 x 8,45 | 166,38 | 274,8 | 341,1 | 36,9 |
| 4 | Calastrello colonna | 19,44 x 8,28 | 160,96 | 292,2 | 362,5 | 39,6 |

Attrezzatura utilizzata: Pressa idraulica motorizzata "METROCOM" da 600 kN - mod. UI 60 C matricola 7399 Data ultima taratura 15/05/14
(*) 1 Mpa = 1N/mm² = 10,2 Kg/cm²

OSSERVAZIONI:

i provini sono dichiarati dal Committente relativi a campioni estratti da Struttura esistente anni 1930/1940 - Struttura COLONNA COMPOSTA
i provini sono dichiarati dal Committente relativi alla Commessa: IREN SPA

Le prove sono state effettuate in data: 22/08/2014

Il presente certificato di prova non è riproducibile, neppure parzialmente, senza autorizzazione scritta del Laboratorio
Gli esiti in esso contenuti si riferiscono ai soli campioni sottoposti a prova

Il Tecnico Sperimentatore
Gozzi i.m. Fabio



Il Direttore del Laboratorio
Dott. Ing. Giuliano Ferrari



6. CALCOLO DELLE AZIONI AMBIENTALI

Coordinate GPS:

Latitudine : 44,69700 N

Longitudine: 10,63100 E

Altitudine s.l.m.: 58,0 m

Normativa di riferimento:

D.M. 14 gennaio 2008 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4

NEVE:

Zona Neve = I Mediterranea

Ce (coeff. di esposizione al vento) = 1,00

Valore caratteristico del carico al suolo ($q_{sk} C_e$) = 150 daN/mq

Copertura a due falde:

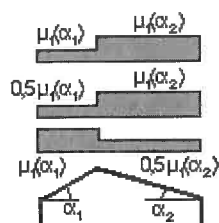
Angolo di inclinazione della falda $\alpha_1 = 25,0^\circ$

$\mu_1(\alpha_1) = 0,80 \Rightarrow Q_1 = 120 \text{ daN/mq}$

Angolo di inclinazione della falda $\alpha_2 = 0,0^\circ$

$\mu_1(\alpha_2) = 0,80 \Rightarrow Q_2 = 120 \text{ daN/mq}$

Schema di carico:



VENTO:

Zona vento = 2

($V_{b,0} = 25 \text{ m/s}$; $A_0 = 750 \text{ m}$; $K_a = 0,015 \text{ 1/s}$)

Classe di rugosità del terreno: B

[Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive]

Categoria esposizione: tipo IV

($K_r = 0,22$; $Z_0 = 0,30 \text{ m}$; $Z_{min} = 8 \text{ m}$)

Velocità di riferimento = 25,00 m/s

Pressione cinetica di riferimento (q_b) = 39 daN/mq

Coefficiente di forma (C_p) = 0,80

Coefficiente dinamico (C_d) = 1,00

Coefficiente di esposizione (C_e) = 2,02

Coefficiente di esposizione topografica (Ct) = 1,00
 Altezza dell'edificio = 14,00 m

Pressione del vento ($p = qb Ce Cp Cd$) = 63 daN/mq

6. PARAMETRI DELL' AZIONE SISMICA

Si riportano schematicamente di seguito i parametri considerati

Passo 1

Classe d'uso

- I edifici di minor importanza per la sicurezza pubblica [edifici agricoli...]
- II edifici ordinari
- III edifici importanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (scuole, teatri...)
- IV edifici la cui funzionalità ha importanza fondamentale per la protezione civile (ospedali, municipi...)

Pericolosità e zonazione

pericolosità sismica

Modalità di progettazione semplificata per zona 4

Strutture esistenti

- LC1: conoscenza limitata
- LC2: conoscenza adeguata
- LC3: conoscenza accurata

Fattore di confidenza FC: 1,35

S (oriz.)

Sv (vert.)

< Indietro Avanti > Annulla Aggiorna

Valutazione della pericolosità sismica

ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA

vertice della maglia elementare

| Id nodo | Longitudine | Latitudine | Distanza [cm] |
|---------|-------------|------------|---------------|
| 16054 | 10.610 | 44.650 | 6.244 |
| 16055 | 10.680 | 44.652 | 6.014 |
| 15833 | 10.678 | 44.702 | 2.455 |
| 15832 | 10.603 | 44.700 | 3.064 |

Coordinate geografiche

Località: REGGIO NELL'EMILIA (RE) Trova

Longitudine: 10.6469 Latitudine: 44.7009 Applica

Parametri per le forme spettrali

| | P _{ver} | Tr | ag [g] | Fo | T ^c |
|-----|------------------|-----|--------|-------|----------------|
| SLO | 81 | 30 | 0.048 | 2.470 | 0.250 |
| SLD | 63 | 50 | 0.060 | 2.500 | 0.250 |
| SLV | 10 | 475 | 0.157 | 2.380 | 0.290 |
| SLC | 5 | 975 | 0.202 | 2.390 | 0.300 |

Periodo di riferimento per l'azione sismica

| Vita Vn [anni] | Coefficiente uso Cu | Periodo Vr [anni] | Livello di sicurezza per esistenzi % |
|----------------|---------------------|-------------------|--------------------------------------|
| 50 | 1 | 50 | 100 |

Rimuovi limiti Vr e Tr (di norma NO) Reset Calcola

Nota: per il calcolo dei parametri sismici
 1) inserire le coordinate geografiche 2) introdurre Vn e Cu

Per le isole è possibile utilizzare come località: gruppo isole N (con N = 1,2,3,4,5)

p.e. 10% in 50 anni

7 100 200 km

Annulla OK

Passo 2

Categoria di suolo di fondazione

- A formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi
- B depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti
- C depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza
- D depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati o coesivi da poco a mediamente
- E profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali

Categoria topografica

- T1
- T2 in sommità al pendio
- T3 in cresta al rilievo con moderata pendenza
- T4 in cresta al rilievo

100 quota relativa (%)

Analisi dello smorzamento

5 smorzamento (%) del suolo

< Indietro Avanti > Annulla Aggiorna

Passo 3

Parametri e fattori spettro

| S.L. | ag | eta | S | Fo | Fv | TB | TC | TD |
|------|-------|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| SLO | 0.048 | 1.0 | 1.500 | 2.470 | 0.731 | 0.138 | 0.415 | 1.792 |
| SLD | 0.060 | 1.0 | 1.500 | 2.500 | 0.826 | 0.142 | 0.426 | 1.840 |
| SLV | 0.157 | | 1.475 | 2.390 | 1.275 | 0.153 | 0.458 | 2.230 |
| SLC | 0.202 | | 1.411 | 2.390 | 1.449 | 0.156 | 0.469 | 2.407 |

Verticale per tutti: 1.000

Fattore di struttura
 q x-x: 1.5 q y-y: 1.5 q z-z: 1.5 Aiuto...

Edifici isolati
 periodo Tis: 2.0 Smorz. esi: 10.0

Classe di duttilità
 Alta Bassa

Risposta Sismica Locale

File RSL

Infoma...

< Indietro Avanti > Annulla Aggiorna

Passo 4

Dati comuni per le analisi

Quota spiccato [cm]: 0.0

Contributo carichi in fondazione:

Eccentricità aggiuntiva X: 5 Y: 5

Spost. relativo limite 1000/h: muratura 3 altri 5

Dati per analisi dinamica

N. modi: 72 N. modi rigidi: 0

Fattore per calcolo rigidità secante: 1

Dati per analisi statica lineare e non lineare

Altezza edificio [cm]: 1400.0 telai in acciaio altri

Fatt. Lambda [0.85 - 1]: 0.85 telai in c.a. utente

Periodo T1 [primo modo]: dir. x-x: 0.615 dir. y-y: 0.615 dir. z-z: 0.615

Sd (T1) - SLU: 0.274 0.274 0.033

Se (T1) - SLD: 0.156 0.156 0.012

Accelerazione uniforme [Fi=Ph]: NO

Eccentricità convenzionale con momenti Mz: NO

Usa spostamenti medi di piano per pushover: SI

Distrib. triangolare per pushover: SI

opzione suggerita: NO

< Indietro Avanti > Annulla Aggiorna

N.B. il fattore di struttura 1,5 e il periodo principale T1 sono riferiti alla struttura metallica.

7. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Coerentemente al risultato del rilievo geometrico-strutturale e dell'analisi storico critica, il capannone può essere schematizzato come costituito da un involucro formato da pareti monolitiche in muratura e da una struttura intelaiata metallica interna; il collegamento tra le prime e la seconda è realizzato dalle travi metalliche della copertura che possono essere considerate appoggiate in modo scorrevole sulle murature.

Pertanto è corretto studiare le condizioni di sicurezza statiche e sismiche di queste ultime considerandole come singoli blocchi indipendenti, secondo meccanismi di collasso locali, così come effettuato dal progettista strutturale e convalidato dal collaudatore.

E' altresì corretto studiare le condizioni statiche della copertura di collegamento come appoggiata da un lato sulle murature esterne, dall'altro alle strutture metalliche.

Quanto a queste ultime, al fine di valutarne correttamente il comportamento statico e sismico, esse vanno modellate tenendo conto delle effettive geometrie e delle condizioni di vincolo interne.



Nodo tipologico terzere-capriate con incastro nei due piani principali

In queste condizioni è quindi possibile modellare la struttura metallica come telaio tridimensionale e considerare l'interazione con le parti di copertura esterne al telaio unicamente attraverso le reazioni d'appoggio di queste ultime, applicate nei punti di vincolo alle colonne delle relative travi.

Trattasi quindi di portali con il traverso incernierato alla sommità delle colonne incastrate al piede, collegati longitudinalmente da travi di bordo reticolari e dalle terzere che risultando di fatto incastrate in corrispondenza dei nodi delle capriate, realizzano nel piano di falda un vero e proprio telaio controventante che garantisce le lunghezze libere d'inflessione dei correnti superiori e dà ragione dei positivi riscontri sia del comportamento nel tempo di vita sia dei risultati ottenuti con le prove di carico sopra richiamate.

La rigidità nel piano di falda è altresì incrementata dalla presenza di un ulteriore doppio ordine di travetti, il tutto interconnesso rigidamente in corrispondenza dei nodi.

8. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DELLE PARETI MURARIE PER L'AZIONE SISMICA

Per la stima della sicurezza delle pareti d'ambito sono stati valutati i moltiplicatori orizzontali dei carichi α_0 di attivazione dei principali meccanismi di collasso locali delle pareti monolitiche attraverso l'implementazione di modelli cinematici, con riferimento a quanto disposto nella Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti N. 617 del 02-02-2009 di Istruzioni per l'applicazione delle NTC 14-01-08 al punto C8A.4, dove è proposta la verifica delle condizioni di sicurezza nei confronti dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) relativamente al meccanismo considerato.

Si riportano in tabella l'accelerazione di picco su suolo rigido associata al raggiungimento dello specifico Stato Limite in esame, per il confronto con la PGA di riferimento, secondo l'approccio semplificato con fattore di struttura 2 (Analisi Cinematica Lineare).

La minima accelerazione di attivazione del cinematismo per le pareti del capannone in esame vale $0,773 \text{ m/s}^2$ (parete longitudinale lato Est) che rappresentano il 68% della PGA di verifica. Situazione, quest'ultima, da valutare positivamente per una struttura storica quale quella in esame.

Valutazione accelerazione di attivazione per le pareti del capannone:

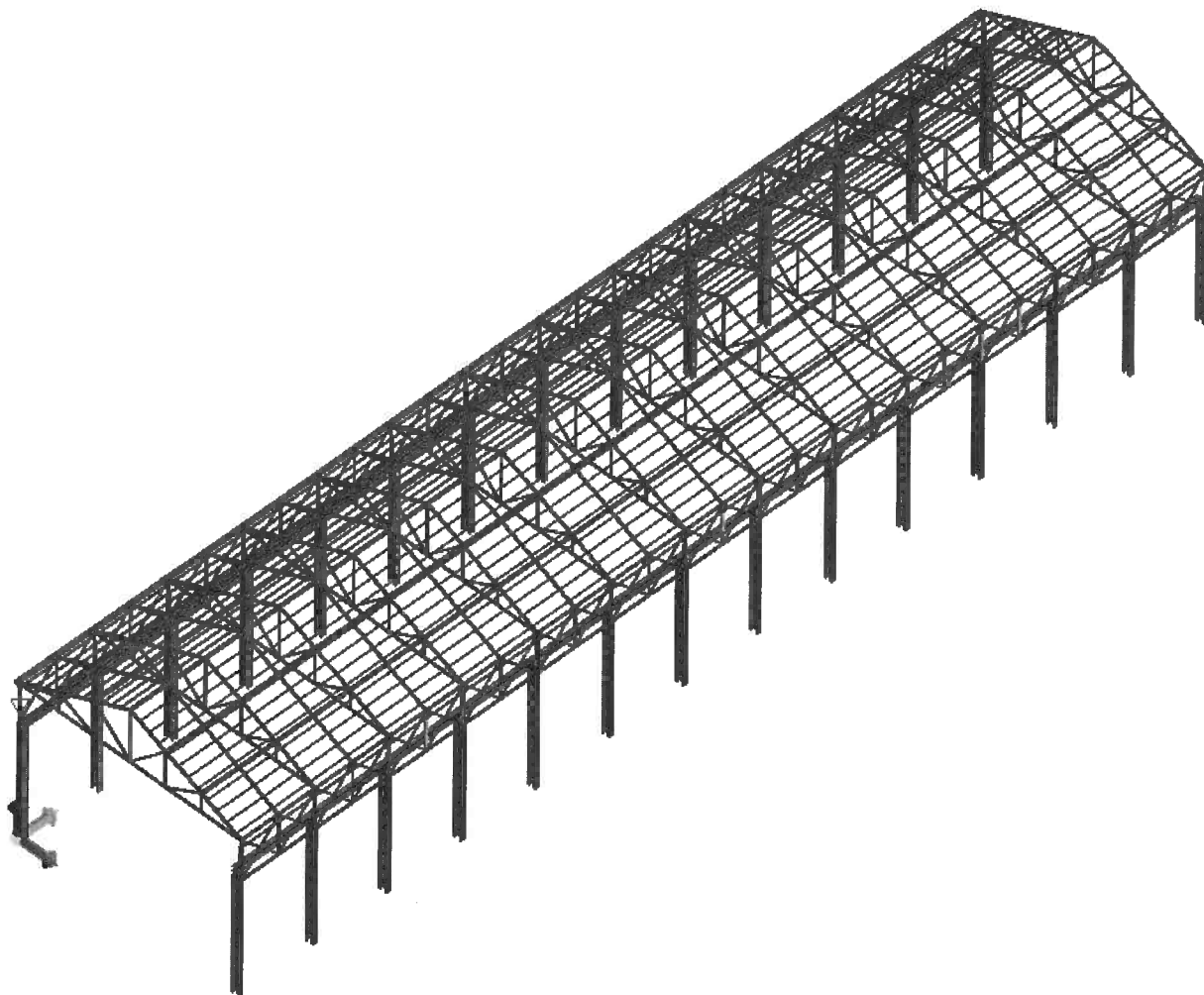
| Posizione parete | Stato di progetto $a_0^* [\text{m/s}^2]$ |
|---------------------------------|---|
| Pareti centrale testate | 0,920 |
| Parete longitudinale lato Est | 0,773 |
| Parete longitudinale lato Ovest | 0,816 |
| Parete esterna soppalco | 0,929 |
| Pareti interne soppalco | 2,901 |

9. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICA DELLE STRUTTURE METALLICHE ESTERNE RISPETTO ALLE CAPRIATE PRINCIPALI

Per queste verifiche si fa riferimento alla relazione di progetto strutturale pagg. 103-115 in cui viene svolta con esito positivo la verifica di sicurezza statica di arcarecci, travi di copertura principali, travi e pilastri di soppalco esistenti e altre strutture metalliche di nuova realizzazione

10. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICA E SISMICA DELLE STRUTTURE METALLICHE ESISTENTI DELLE CAPRIATE PRINCIPALI E DELLE COLONNE

Si riporta di seguito una vista tridimensionale del modello di calcolo agli elementi finiti utilizzato, a struttura scoperta



Il modello di calcolo ha consentito lo svolgimento delle verifiche di sicurezza per le combinazioni statiche SLU e sismiche SLV.

Le suddette verifiche hanno dato esito positivo con l'applicazione delle azioni ambientali previste dalla Normativa Tecnica vigente: Sisma, Vento, Neve, nella misura pari all'80% del loro valore.

Analoga positiva verifica è stata svolta sulle fondazioni, anche tenendo conto delle strutture di collegamento (platea in c.a.) realizzate a rinforzo dei plinti esistenti.

Le relative mappe cromatiche illustrative sono riportate in allegato

Questa percentuale è considerata del tutto accettabile per le strutture storiche, sulle quali sussistono oggettivi limiti di intervento, sia in considerazione della pratica impossibilità di raggiungimento dell'adeguamento completo alla normative tecniche vigenti, in relazione alla composizione dei materiali ed ai dettagli costruttivi, sia in relazione alla convenzionalità dei calcoli di verifica ed alla oggettiva difficoltà di prevedere esattamente i valori delle azioni ambientali stesse, soggette ad ampia variabilità ed aleatorietà.

Nel caso della presente struttura metallica intelaiata inoltre sussiste già una limitazione di rispondenza al sisma previsto dalle norme tecniche, in relazione alla capacità delle pareti murarie d'ambito, che come abbiamo visto presentano un indice di sicurezza sismica allo SLV pari al 68%, valore peraltro anch'esso accettabile per una struttura storicizzata.

11. CONCLUSIONI E GIUDIZIO DI AGIBILITA' DELLA STRUTTURA

Si riassumono in conclusione i risultati delle verifiche di sicurezza ottenuti.

La struttura, verificata con le modalità previste dalle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni-Cap. 8- Costruzioni esistenti e relativa Circolare Applicativa n. 617/2009, si presenta nel complesso adeguata alla Normativa stessa per i pesi propri e le azioni di esercizio controllabili.

Per quanto riguarda l'azione sismica l'indice di sicurezza allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita assume il valore della porzione più vulnerabile (murature esterne longitudinali) pari al 68%.

Per quanto riguarda le altre azioni ambientali (vento e neve) il grado di adeguatezza rispetto ai valori previsti dalla normativa tecnica vigente per un analogo edificio nuovo è l'80%.

Per quanto riguarda il significato pratico e il valore da attribuire ai suddetti indici di sicurezza, si consideri che negli interventi di riparazione e miglioramento sismico conseguenti al sisma del 2012 in Emilia l'obiettivo di miglioramento previsto dalla L.122/2012 era il 60%; inoltre nella bozza della revisione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di imminente pubblicazione al paragrafo 8.4.2 detta percentuale rappresenta l'obiettivo minimo previsto per gli interventi di miglioramento sismico degli edifici in classe d'uso IV e III ad uso scolastico, pertanto rappresenta un valore sostanzialmente considerato dalla normativa statale come valido ai fini della protezione sismica negli edifici pubblici più sensibili.

Quanto alla parziale inadeguatezza per l'azione della neve, si rammenta che le esaustive prove di carico svolte con l'applicazione di carichi equivalenti al massimo valore di normativa (non amplificato con alcun coefficiente parziale) hanno fornito risultati positivi.

Inoltre l'esame obiettivo delle condizioni attuali della struttura e della concezione strutturale è risultato, a parere dello scrivente, più che soddisfacente.

La parziale non rispondenza ai valori normativi delle azioni ambientali è limitata e non configura alcuna significativa carenza, con riguardo alla sicurezza degli occupanti, anche considerando il carattere convenzionale delle verifiche strutturali previste dalla normativa.

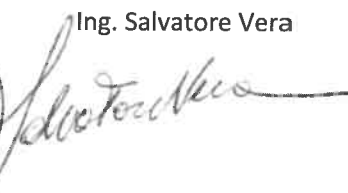

In particolare non si configura a parere dello scrivente alcuna limitazione d'uso relativa al carico neve.

Per quanto sopra esposto lo scrivente ritiene che l'uso del fabbricato in esame, per l'attuale destinazione, possa proseguire senz'altro e senza alcuna limitazione, con il solo riguardo alla manutenzione delle strutture e alle verifiche periodiche previste dal relativo piano annesso al Progetto.

In allegato: Diagrammi e mappe cromatiche illustrative relative ai calcoli di verifica della sicurezza svolti.

Reggio Emilia, 26/06/2017

Ing. Salvatore Vera



ALLEGATI



