



**VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DEGLI
EDIFICI DEL COMPLESSO OSPEDALIERO
S. GIOVANNI DI DIO IN C.da CONSOLIDA
AD AGRIGENTO**

**ADEGUAMENTO SISMICO D.M. 14/01/2008
LOTTO 1**



**PROGETTO DI CONSOLIDAMENTO DEGLI EDIFICI
DEL BLOCCO DIAGNOSI E TERAPIE**

(Progetto riformulato a seguito del parere del C.S.LL.PP. 54/2012 del 09/10/2012)

*Parere positivo di fattibilità L.64/74 per adeguamento sismico secondo D.M. 14/01/2008 rilasciato
dall'Ufficio del Genio Civile di Agrigento, prot. n. 190411 del 30/05/2013*

TAVOLA		ELABORATO	
SGH-S1-1-3		RELAZIONE DI CALCOLO	
Committente Azienda Sanitaria Provinciale di Agrigento (ASP1) Il Direttore Generale		Impresa	Progetto Prof. Ing. Giuseppe Giambanco <i>Consulente dell'Assessorato per la Sanità della Regione Siciliana</i> Collaboratori Ing. Domenico Anello Ing. Valentina Messina
Data Gennaio 2012		Aggiornamenti Dicembre 2012 Aprile 2013	

INDICE

1. PREMESSA
2. DESCRIZIONE DEGLI EDIFICI
3. TERRENI
 - 3.1. Cenni di geologia e geotecnica
 - 3.2. Stratigrafia
 - 3.3. Caratterizzazione fisico-meccanica
4. INDAGINI SUI MATERIALI DA COSTRUZIONE
 - 4.1. Indagini in situ
 - 4.2. Indagini in laboratorio
 - 4.3. Combinazione indagini in situ e in laboratorio
5. LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA
6. AZIONI SULLE STRUTTURE
 - 6.1. Azioni per la valutazione della sicurezza
7. CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI
 - 7.1. Calcestruzzo
 - 7.2. Acciaio
8. MODELLI DI CALCOLO
9. ANALISI STRUTTURALE E VERIFICHE DI SICUREZZA
 - 9.1. Edificio A
 - 9.2. Edificio B
 - 9.3. Edificio C
 - 9.4. Edificio D
10. RAFFORZAMENTO DELL'EDIFICIO 7
11. ADEGUAMENTO SISMICO DEL BLOCCO DIAGNOSI E TERAPIE
 - 11.1. Tipologie di rinforzo e prescrizioni costruttive
 - 11.2. Dimensionamento dell'intervento di rinforzo a taglio
 - 11.3. Verifica dei rinforzi in CFRP
12. CONCLUSIONI

Normativa di riferimento

Appendice A: Prove distruttive tramite carotaggi

Appendice B: Prove non distruttive

Appendice C: Risultati delle prove di laboratorio

Appendice D: Elaborazioni dei risultati delle prove

1. PREMESSA

L'ospedale S. Giovanni di Dio si trova nel territorio di Agrigento in contrada Consolida, a nord-est della città da cui dista circa 8 km. Il complesso edilizio che ospita la struttura sanitaria è stato realizzato in tre fasi, in un ampio periodo temporale compreso fra il 1988 e il 2002.

Il progetto generale del complesso edilizio in un primo tempo prevedeva la realizzazione di due blocchi funzionali: il “blocco degenze” e il “blocco diagnosi e terapia”.

I due blocchi si distinguono facilmente in planimetria. Infatti, il primo blocco ha una forma ad L a lati quasi uguali ed è costituito da due stecche, ognuna composta da tre edifici, e da un edificio cerniera posto in angolo. La stecca avente asse nella direzione N-S è composta dagli edifici denominati 5, 6 e 7 e ogni edificio ha 7 elevazioni (solo una porzione dell'edificio 5 presenta 8 elevazioni). La stecca con asse in direzione E-O contiene gli edifici 1, 2 e 3 e ogni edificio presenta 8 elevazioni, così come il corpo cerniera, denominato edificio 4. Il secondo blocco ha la forma planimetrica di una piastra quadrata ed è composto da 4 edifici, denominati A, B, C e D. I corpi presentano 4 elevazioni tranne il corpo C che ne ha 5.

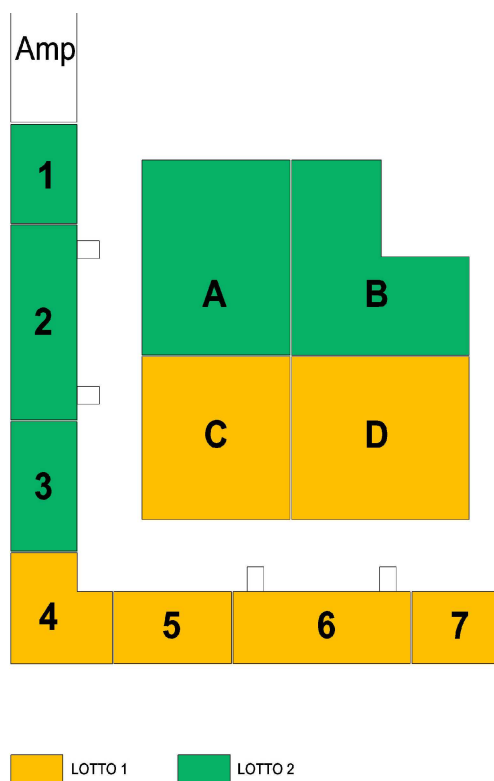


Figura 1.1 Individuazione planimetrica dagli edifici.

I due blocchi sono diversi anche come concezione strutturale. Infatti, gli edifici del blocco degenze sono di calcestruzzo armato (c.a.) e quelli del blocco diagnosi e terapia sono con ossatura in acciaio e nuclei irrigidenti in calcestruzzo armato.

Successivamente è intervenuta l'esigenza di ampliare il blocco degenze introducendo un ulteriore edificio, denominato ampliamento, a proseguimento della stecca E-O.

Complessivamente sono presenti dodici edifici costruiti in fasi temporali differenti.

Gli edifici 4, 5, 6, 7 del blocco degenze e gli edifici C e D del blocco diagnosi e terapia appartengono al primo lotto e alla prima fase di costruzione del complesso. Gli edifici 1, 2, 3 del blocco degenze e gli edifici A e B del blocco diagnosi e terapia appartengono al secondo lotto e sono stati costruiti in una seconda fase temporale. Infine, l'ampliamento è stato costruito singolarmente in una terza fase.

I lavori strutturali del primo lotto di costruzione hanno avuto inizio a seguito dell'autorizzazione del Genio Civile di Agrigento ottenuta il 28 Settembre 1988. Il progetto strutturale che ha avuto parere favorevole è stato redatto dall'ing. Mario Salabé. I lavori di realizzazione delle strutture sono durati circa 7 anni, avendo avuto termine il 6 Giugno 1995. Il collaudo statico è stato eseguito il 26 Gennaio 1996.

Il secondo lotto è stato realizzato in un arco temporale di circa 10 anni, avendo avuto inizio a seguito dell'autorizzazione del Genio Civile del 23 Marzo 1989 ed essendo stato ultimato il 29 Maggio 1999. Il progettista strutturale è lo stesso del primo lotto e il collaudo statico è stato compiuto il 24 Luglio 2000.

Infine, le strutture dell'edificio dell'ampliamento sono state realizzate avendo ottenuto l'autorizzazione del Genio Civile il 27 Ottobre 1999 e sono state ultimate il 9 Dicembre 2002. Il progetto strutturale è stato sviluppato dall'ing. Giuseppe Ferraro e il collaudo statico è stato eseguito il 10 Settembre 2003.

Nell'anno 2009 la Procura di Agrigento ha svolto un'indagine conoscitiva sulle caratteristiche dei materiali costituenti le strutture dell'ospedale. L'indagine, per la parte tecnica, è stata sviluppata dal consulente tecnico di ufficio (CTU) prof. Ing. Attilio Masnata.

A seguito dei risultati della campagna di indagini predisposte dal CTU ed eseguite su diversi elementi strutturali in c.a., si è riscontrata una difformità fra le caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi in opera e quelle previste nei progetti delle strutture.

Nella relazione preliminare del 4 Maggio 2009 e nella relativa nota integrativa del 6 Luglio 2009 il CTU afferma:

- *“Per le strutture in elevazione sia le prescrizioni progettuali sia gli stati finali contabilizzavano l'impiego di calcestruzzi Rck 30. Per contro i risultati ottenuti dalle prove di compressione su carote mostrano valori ampiamente inferiori e, in alcuni casi, prossimi alle tensioni ammissibili.”* (Maggio 2009)
- *“per tutte le opere permane pertanto un valore di resistenza caratteristico inferiore al dato di progetto e ai valori contabilizzati;”* (Luglio 2009)
- *“escludendo i plinti realizzati nei lavori di ampliamento e completamento (terzo lotto in ordine di tempo) le restanti strutture mostrano elevate percentuali (comprese tra il 16 e il 58%) di campioni che presentano valori di resistenza caratteristica inferiori al previsto valore di tensione ammissibile; in altre parole i corrispondenti elementi strutturali, da cui sono state prelevate le carote, non sono in sicurezza sotto l'azione di carichi statici di compressione e/o pressoflessione;”* (Luglio 2009)

Le determinazioni del CTU hanno indotto il dott. A. Davico, Giudice per le Indagini Preliminari, a procedere al sequestro preventivo dell'intero complesso ospedaliero con modalità di sgombero degli edifici. Custode giudiziario degli immobili viene nominato il dott. Guido Bertolaso, capo dipartimento della protezione civile.

Nell'anno 2010, a seguito delle risultanze dell'indagine che testimoniano la presenza di gravi errori esecutivi nella realizzazione dell'opera, viene affidato l'incarico di valutazione della sicurezza della struttura del complesso ospedaliero al Prof. Ing. Mauro Dolce (ordinario di Tecnica delle Costruzioni) e allo scrivente Prof. Ing. Giuseppe Giambanco (ordinario di Scienza delle Costruzioni), il primo in qualità di Direttore dell'Ufficio Valutazione, Prevenzione e Mitigazione del Rischio Sismico del Dipartimento della Protezione Civile e il secondo in qualità di Consulente dell'Assessorato per la Sanità della Regione Siciliana.

La valutazione della sicurezza viene svolta sulla base delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008, emanate con DM 14 gennaio 2008) che definiscono un iter procedurale completo da seguire al fine di stabilire se una costruzione esistente è in grado o meno di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto previste dalla vigente normativa o determinare l'entità massima delle predette azioni che la struttura è capace di sostenere, con i margini di sicurezza richiesti dalla medesima normativa.

Per il caso in esame la valutazione della sicurezza della struttura è stata sviluppata in due fasi: una prima fase di tipo *conoscitivo* e una seconda fase di *analisi della risposta* della struttura schematizzata sulla base delle informazioni desunte nella fase precedente.

La fase conoscitiva ha previsto:

- l'analisi storico-critica, consistente nella raccolta delle informazioni disponibili sul processo di realizzazione del manufatto, le eventuali modificazioni subite e gli eventi accidentali intervenuti dalla data di fine costruzione;
- il rilievo geometrico e dello stato di danneggiamento;
- la caratterizzazione dei terreni del sito di costruzione e dei materiali utilizzati per la realizzazione degli edifici.

Quest'ultima è avvenuta sulla base dei risultati della campagna di indagine sviluppata dal CTU e su ulteriori dati ricavati in situ e in laboratorio a seguito di un piano di indagine messo a punto dai Proff. Dolce e Giambanco che ha avuto inizio il 12 Agosto 2009.

Il piano di indagine ha previsto sondaggi geognostici per la caratterizzazione dei terreni e prove distruttive e non distruttive per la caratterizzazione dei materiali da costruzione.

I sondaggi geognostici sono stati eseguiti dalla ditta ME.TE.RO. s.r.l. di Troina (EN).

Le prove non distruttive sulle strutture e l'estrazione dei provini cilindrici sono state sviluppate dal Laboratorio di Prove sui Materiali e Strutture dell'Università della Basilicata.

Le prove di compressione semplice sui provini di calcestruzzo e le relative operazioni di preparazione dei campioni sono state sviluppate dal laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Aerospaziale e Geotecnica dell'Università di Palermo.

A seguito del completamento della fase conoscitiva si è individuato il livello di conoscenza raggiunto per i diversi parametri che entrano in gioco nella valutazione della sicurezza. Ad ogni livello di conoscenza è stato associato un fattore di confidenza che è servito principalmente ad identificare i valori numerici delle proprietà meccaniche dei materiali da utilizzare nella fase di analisi, analogamente a quello che i valori caratteristici rappresentano nel progetto di una struttura nuova.

La seconda fase, quella di analisi del comportamento meccanico della struttura, è consistita nella modellazione numerico spaziale dei fabbricati e nel calcolo della risposta strutturale degli stessi. Il modello è stato costruito sulla base delle informazioni disponibili e ad esso sono state applicate le azioni previste dalla vigente normativa.

In particolare il modello ha tenuto conto:

- della geometria reale della struttura con le eventuali modifiche rispetto al progetto riscontrate;
- dei materiali effettivamente utilizzati con le resistenze derivate nel corso della

sperimentazione prescindendo dalle classi discretizzate previste dalle norme per le nuove costruzioni;

- delle azioni statiche, dinamiche e distorcenti previste dalla normativa vigente.

Al termine delle calcolazioni è stato possibile determinare le condizioni di sicurezza in cui si trova ogni struttura e definire una sorta di livello di sicurezza, indice a cui si è fatto riferimento per stabilire la necessità delle opere di consolidamento.

I risultati ottenuti dalla studio di valutazione della sicurezza hanno evidenziato quanto di seguito riportato:

- Gli edifici A, B, C e D del blocco Diagnosi e Terapia sono sicuri in presenza di azioni statiche. In presenza di un eventuale sisma, caratterizzato probabilisticamente sulla base delle indicazioni normative, le azioni dinamiche darebbero luogo al superamento delle resistenze a taglio di gran parte dei setti in c.a. dei quattro nuclei scala. Pertanto, il soddisfacimento dei requisiti di sicurezza in condizioni sismiche implica un intervento di adeguamento dei nuclei scala.

I plinti di fondazione dei corpi del blocco Diagnosi e Terapia sono ammalorati e il degrado è variabile in funzione dell'esposizione agli agenti ambientali aggressivi. Un certo numero di plinti devono essere soggetti a un intervento di manutenzione straordinaria che miri a bonificare l'elemento strutturale.

- La struttura in elevazione del blocco degenze, costituito dagli edifici 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 ed Ampliamento, risulta sicuro in presenza di azioni statiche. Le verifiche effettuate in presenza di sisma sono anch'esse sostanzialmente soddisfatte ad eccezione di alcune travi tozze di collegamento tra pareti in c.a. o tra pilastri e pareti in c.a. Il problema è molto limitato quantitativamente ed è relativo a meccanismi duttili, non si ritiene pertanto opportuno un intervento su tali elementi.

La verifica dello stato di avanzamento del processo di carbonatazione sulle carote estratte dalla struttura in elevazione, ha evidenziato la necessità di immediati interventi di bonifica e risanamento dei pilastri del locale impianti nel piano scantinato degli edifici 6 e 7, ove si sono rilevati i valori più elevati della carbonatazione e l'ambiente risulta più aggressivo.

In particolare si dovrà procedere al consolidamento strutturale di due pilastri presenti al piano scantinato dell'edificio 7 e attualmente puntellati sulla base di un progetto di messa in sicurezza provvisoria sviluppato dai Proff. Dolce e Giambanco nel febbraio 2010.

Le verifiche della sicurezza sulle fondazioni del blocco degenze risultano soddisfatte ad

eccezione del plinto a 8 pali più sollecitato dell'edificio 4, del plinto a 4 pali più sollecitato dell'edificio 6, del plinto a 8 pali dell'edificio 3 (i primi due in presenza di azioni statiche, l'ultimo in presenza di sisma). Le verifiche risultano non soddisfatte per differenze irrisorie, per cui su tali plinti si agirà con una bonifica accurata degli strati corticali. La bonifica riguarderà tra l'altro anche le strutture di fondazione che a seguito di una verifica visiva risultino ammalorate.

In relazione alle finalità delle verifiche di sicurezza e alle decisioni conseguenti ai relativi esiti, le Norme Tecniche di cui al D.M.14/01/2008 recitano:

“Gli esiti delle verifiche dovranno permettere di stabilire quali provvedimenti adottare affinché l'uso della struttura possa essere conforme ai criteri di sicurezza delle NTC. Le alternative sono sintetizzabili nella continuazione dell'uso attuale, nella modifica della destinazione d'uso o nell'adozione di opportune cautele e, infine, nella necessità di effettuare un intervento di aumento o ripristino della capacità portante, che può ricadere nella fattispecie del miglioramento o dell'adeguamento...OMISSIS...È evidente che i provvedimenti detti sono necessari e improcrastinabili nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio; più complessa è la situazione che si determina nel momento in cui si manifesti l'inadeguatezza di un'opera rispetto alle azioni ambientali, non controllabili dall'uomo e soggette ad ampia variabilità nel tempo ed incertezza nella loro determinazione. Per le problematiche connesse, non si può pensare di imporre l'obbligatorietà dell'intervento o del cambiamento di destinazione d'uso o, addirittura, la messa fuori servizio dell'opera, non appena se ne riscontri l'inadeguatezza. Le decisioni da adottare dovranno necessariamente essere calibrate sulle singole situazioni (in relazione alla gravità dell'inadeguatezza, alle conseguenze, alle disponibilità economiche e alle implicazioni in termini di pubblica incolumità). Saranno i proprietari o i gestori delle singole opere, siano essi enti pubblici o privati o singoli cittadini, a definire il provvedimento più idoneo, eventualmente individuando uno o più livelli delle azioni, commisurati alla vita nominale restante e alla classe d'uso, rispetto ai quali si rende necessario effettuare l'intervento di incremento della sicurezza entro un tempo prestabilito.”

Dopo un'attenta valutazione delle conclusioni dello studio sviluppato dai Proff. Dolce e Giambanco, la ASP di Agrigento, nella qualità di proprietario del nosocomio S.Giovanni di Dio, ha espresso la chiara volontà di procedere all'adeguamento sismico degli edifici del Blocco Diagnosi e Terapie. Inoltre, ha affidato al prof. Giuseppe Giambanco l'incarico di determinare, sulla base degli studi già

sviluppati, la tipologia di interventi da porre in atto per il soddisfacimento dei requisiti di sicurezza sismica previsti dalla vigente normativa.

Unitamente, la ASP ha dato incarico al medesimo professionista di affrontare il problema del consolidamento dei due pilastri del primo livello dell'edificio 7 in cui è stato riscontrato un notevole ammaloramento corticale e che sono attualmente accoppiati a puntelli metallici provvisori.

Durante la fase di progettazione di adeguamento sismico dei nuclei scala-ascensori, iniziata nel 2011, il committente, ha espresso la necessità di installare delle apparecchiature di una nuova risonanza magnetica (RM) all'interno dell'edificio C alla quota del primo impalcato (piano terra a quota 0.00) in una superficie che secondo il progetto originario dell'ospedale doveva essere occupata dalla cucine (vedi figura 1.1).

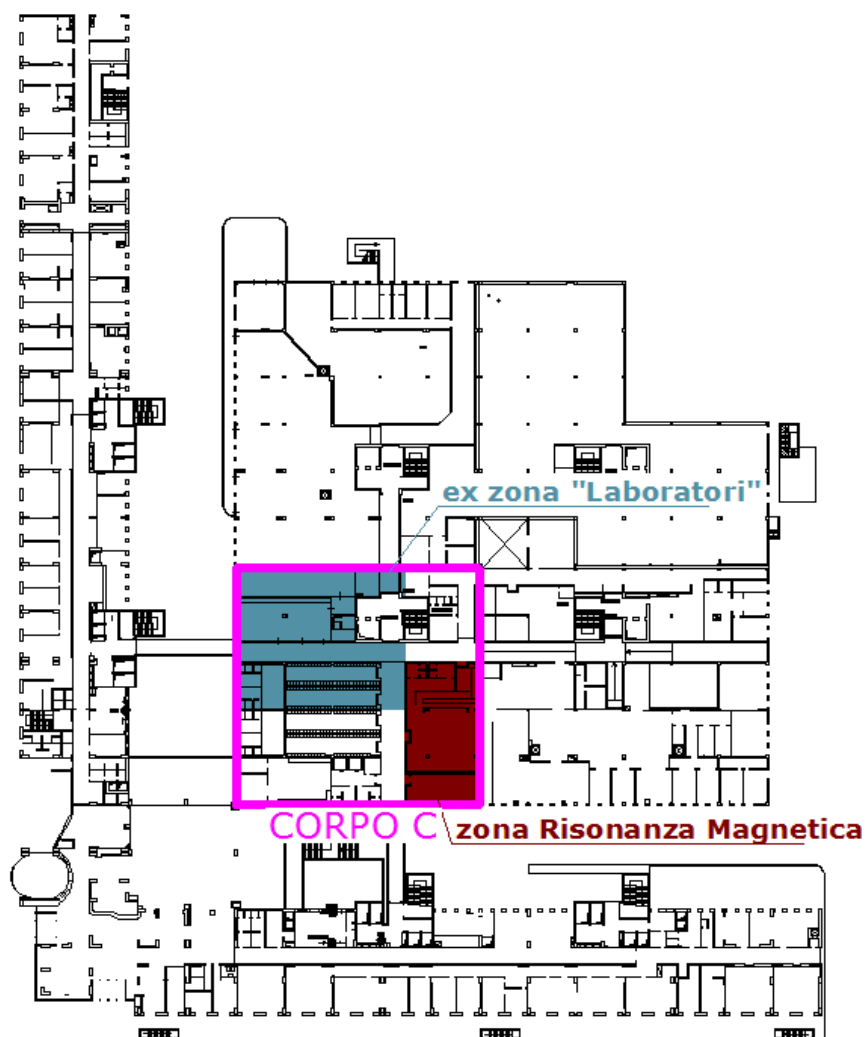


Figura 1.1: Pianta del piano terra - ubicazione dei locali destinati alla Risonanza Magnetica

La predetta apparecchiatura e tutti gli elementi accessori di schermatura delle radiazioni rappresentano un carico fisso portato non previsto né nel progetto originario né nelle successive valutazioni della sicurezza citate.

Il progetto originario dell'edificio considerava allo stesso piano un'area adibita a "laboratori" di cui si è tenuto conto negli studi di valutazione della sicurezza e a cui è stato assegnato nelle analisi un carico variabile di 8 kN/m^2 . L'area "laboratori" non coincide però con quella oggi scelta per l'installazione della risonanza magnetica.

Pertanto nelle analisi strutturali svolte per il progetto di adeguamento sismico si è analizzata la struttura nella nuova futura configurazione, considerando nell'area dove sarà posta l'apparecchiatura RM un carico fisso aggiuntivo relativo all'attrezzatura e riducendo nell'area "laboratori" il carico variabile da 8 a 3 kN/m^2 .

A seguito della nuova richiesta della ASP si è proceduto ad una ulteriore fase di indagine che è consistita nell'ispezione visiva e il rilievo degli elementi strutturali, solai, travi e pilastri, dei quattro corpi del Blocco Diagnosi e Terapie.

I saggi sono stati effettuati nel corpo A e C e consistono in pozzetti esplorativi eseguiti a solaio e ispezione dal basso delle travi principali e secondarie tramite rimozione dei controsoffitti. Con riferimento a quanto descritto nelle relazioni e disegni di progetto reperiti al Genio Civile di Agrigento e presso gli archivi dell'attuale Assessorato Regionale delle Infrastrutture e della Mobilità della Regione Sicilia, si sono riscontrate alcune discordanze, in particolare:

- i corpi C e D (lotto I) non presentano solai a sezione mista acciaio-calcestruzzo, con travi dotate longitudinalmente di connettori a piolo tipo Nelson ma la tipologia dei solai è con soletta semplicemente appoggiata alle travi metalliche;
- nonostante il progetto esecutivo originario prevedesse per le zone da adibire a laboratori la realizzazione di un solaio "rinforzato" costituito da profilati di dimensioni maggiori rispetto quelle dei solai tipo, tale disposizione è stata osservata esclusivamente nei corpi A e B (lotto II). Non sono stati riscontrati i profilati previsti dal progettista nei corpi C e D per le zone "laboratori" che presentano profilati identici a quelli dei solai tipo.
- i solai tipo dei corpi A, B, C, e D hanno soletta in c.a. realizzata con una predalla di spessore pari a 4 cm , come da progetto, ed una caldana in c.a. di 8 cm per un totale di 12 cm di spessore. Il progetto prevedeva invece per i corpi A e B una caldana di 6 cm e per i corpi C e D una caldana di 4 cm .
- sui solai è stata riscontrata la presenza di un massetto di spessore pari a 7 cm non

descritto nelle analisi dei carichi di progetto.

Le difformità fra quanto osservato e le ipotesi assunte in fase di studio della sicurezza, che sostanzialmente rispettavano le informazioni presenti nel progetto originario, hanno determinato la revisione dei carichi agenti sulle membrature nonché il ricalcolo della struttura con gli elementi strutturali effettivamente presenti nel fabbricato.

Sulla base delle informazioni raccolte durante lo studio della sicurezza e dei dati collazionati successivamente, è stato redatto dallo scrivente un primo progetto di adeguamento sismico dei corpi scala-ascensori in c.a. del blocco Diagnosi e Terapie e di rafforzamento dei pilastri ammalorati dell'edificio 7 del Blocco Degenze.

La configurazione dell'edificio C utilizzata per il predetto progetto è quella finale con la RM posta al primo impalcato nella zona indicata dall'ASP e con conseguente abolizione dell'area laboratori prevista dal progetto originario al medesimo impalcato.

Il progetto di adeguamento recepisce sia l'analisi dei nuovi carichi che gli interventi di consolidamento individuati nell'ambito del progetto denominato "Progetto di consolidamento strutturale locale di un solaio del 1° impalcato del corpo C (blocco diagnosi e terapie) nell'ambito dell'appalto per la fornitura chiavi in mano in unico lotto di n.1 tomografo a risonanza magnetica" redatto per la parte strutturale dall'Ing. Giovanni Calabrese nel Febbraio 2012 e approvato dal Genio Civile di Agrigento il 30/07/2012 con prot. n. 283556.

Il progetto è stato sottoposto al Genio Civile di Agrigento per l'ottenimento del parere di fattibilità sismica. Il 12 Giugno 2012 (prot. n. 221431) il genio Civile di Agrigento ha espresso parere favorevole per il progetto di rafforzamento dell'edificio 7 e anche per il progetto di adeguamento degli edifici del Blocco Diagnosi e Terapie a condizione che il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (C.S.LL.PP) si pronunciasse sulla possibilità di adeguare una struttura ospedaliera fissando per questa la vita utile di 50 anni, ipotesi posta alla base del progetto di adeguamento. Si rappresenta che l'ipotesi progettuale era stata dettata dalle risultanze delle indagini sperimentali che hanno messo in evidenza un avanzato stato di invecchiamento dei calcestruzzi dovuto essenzialmente alle mediocri e a volte scarse proprietà meccaniche del materiale. Per questa ragione, legando la vita utile esclusivamente alla durabilità delle strutture è sembrato consequenziale quantificare in 50 anni la vita utile di intesa come numero di anni nel quale la struttura purché soggetta alla manutenzione ordinaria deve poter essere utilizzata per lo scopo alla quale è destinata.

Successivamente nell'adunanza del 09/10/2012 la Prima Sezione del C.S.LL.PP ha espresso il proprio parere in merito al progetto con vita utile 50 anni affermando che visto che "la struttura ospedaliera di cui trattasi è definita struttura strategica dagli Organi competenti, nella fattispecie la vita nominale, secondo la citata Tabella 2.4.1, è da assumersi pari o superiore a 100 anni." Nel parere il C.S.LL.PP. con il termine Organi si riferisce al Assessorato Infrastrutture e Mobilità della regione Siciliana, Dipartimento Infrastrutture Mobilità e Trasporti, Servizio Provinciale del Genio Civile. Recependo il parere il Genio Civile di Agrigento ha comunicato alla proprietà che la vita nominale da assegnare alle strutture del complesso ospedaliero deve essere di 100 anni.

Pertanto, è stata sviluppata la revisione del primo progetto modificando da 50 a 100 anni la vita utile giungendo ad una ricalibrazione degli interventi di adeguamento sismico.

Per l'ottenimento del parere di fattibilità sismica il progetto è stato sottoposto nuovamente al Genio Civile di Agrigento che, in data 30 Maggio 2013 (prot. n. 190411), ha espresso parere favorevole.

Nel maggio 2013 l'ASP 1 di Agrigento, in qualità di committente, ha deciso per questioni di urgenza di suddividere i lavori in due fasi temporali. La prima fase, a cui il presente progetto esecutivo si riferisce, riguarderà i lavori di adeguamento di un primo lotto costituito dal solo corpo C. In una seconda fase si procederà ai lavori sul secondo lotto costituito dai corpi A, B e D, oggetto di adeguamento sismico, e dall'edificio 7, all'interno del quale si interverrà per il risanamento locale di alcuni pilastri in c.a. siti al piano cantinato.

Nei paragrafi successivi si farà comunque riferimento alle verifiche e agli interventi di adeguamento da realizzare sui vani scala-ascensore di tutti i corpi del blocco diagnosi e terapia e agli interventi da mettere in opera nell'edificio 7.

Nel seguito si illustrano nel dettaglio gli interventi progettati verificando che questi consentano effettivamente il soddisfacimento dei criteri di sicurezza imposti dalle norme.

2. DESCRIZIONE DEGLI EDIFICI

Edificio 7

L'edificio 7 appartiene al blocco delle degenze, complesso di 8 edifici disposti planimetricamente a forma di L. Gli edifici hanno fondazioni comuni e in elevazione sono resi indipendenti da giunti.

La struttura dell'edificio 7 è del tipo intelaiato con elementi in conglomerato cementizio armato. I solai sono formati da predalle tralicciate H=4+18+4 cm, dove la suola ha uno spessore di 4 cm, il blocco di alleggerimento in polistirolo ha uno spessore di 18 cm e la caldana ha uno spessore di 4 cm. La caldana è armata con una rete elettrosaldata ϕ 5 mm maglia 15x15 cm. Le scale, ove

presenti, sono realizzate con solette rampanti.

Le fondazioni sono costituite da plinti e platee su pali (diametro 800 mm). I plinti e le platee sono tra loro connessi tramite travi che forniscono anche il sostegno al primo solaio.

L'edificio ha pianta rettangolare con lati di 22 m e 16.06 m ed è dotato di un piano scantinato e sei elevazioni fuori terra. E' presente un nucleo montacarichi doppio e un nucleo montacarichi singolo, quest'ultimo, si arresta al primo piano.

Il presente progetto di consolidamento prevede l'intervento su alcuni pilastri presenti al piano cantinato nella sottocentrale termica dell'edificio secondo le metodologie che verranno discusse nel prosieguo.

Blocco diagnosi e terapia

Il blocco diagnosi e terapia è costituito da un corpo a pianta quadrata suddiviso in quattro edifici tramite due giunti tra loro ortogonali. Si vengono così a formare quattro strutture aventi fondazioni comuni e indipendenti in elevazione. I quattro edifici sono denominati: Edificio A, Edificio B, Edificio C, Edificio D.

L'edificio A ha pianta rettangolare con lati di 36 m e 43.2 m (in asse alle colonne) ed è dotato di tre elevazioni fuori terra, una parziale quarta elevazione e nessun piano interrato.

L'edificio B ha planimetricamente una forma ad L a lati uguali inscritta in un quadrato con lato di 43.2 m (in asse alle colonne) ed è dotato di tre elevazioni fuori terra, una parziale quarta elevazione e nessun piano interrato.

L'edificio C ha pianta quadrata di lato 36 m ed è dotato di quattro elevazioni fuori terra e un piano interrato.

L'edificio D ha pianta rettangolare con lati di 43.2 m e 36 m ed è dotato di quattro elevazioni fuori terra e nessun piano interrato.

Tutti i corpi hanno struttura portante in acciaio con controventi verticali a K e nucleo irrigidente in calcestruzzo armato. I controventi metallici verticali sono disposti perimetralmente. Gli edifici sono dotati di controventi metallici di piano a croce di S. Andrea. Le colonne metalliche sono del tipo a mensola incastrate al plinto di fondazione e i nodi trave-colonna sono del tipo cerniera con colonne passanti. La resistenza alle azioni orizzontali viene affidata sostanzialmente ai nuclei in conglomerato cementizio armato.

La fondazione, comune a tutte e quattro le strutture, è costituita da plinti su pali (diametro 800 mm) in corrispondenza delle colonne e da platee su pali in corrispondenza dei nuclei scala e dei

controventi verticali. Sono presenti tre tipologie di plinto: a pianta quadrata dotato di 4 pali, a pianta triangolare dotato di 3 pali e a pianta rettangolare dotato di 2 pali. Tutti i plinti sono collegati da travi di c.a. che forniscono anche il sostegno al primo solaio.

A seguito degli ultimi rilievi è possibile affermare che sono presenti due tipologie di solaio, il primo, installato direttamente sulle travi in conglomerato cementizio armato di collegamento tra i plinti, è formato da predalle tralicciate $H=4+18+4$ cm, dove la suola ha uno spessore di 4 cm, il blocco di alleggerimento in polistirolo ha uno spessore di 18 cm e la caldana ha uno spessore di 4 cm. La caldana è armata con una rete elettrosaldata ϕ 5 mm maglia 15x15 cm. La seconda tipologia di solaio, utilizzata sulle travi metalliche, è composta da predalle aventi la suola di spessore di 4 cm e una caldana gettata in opera avente 8 cm di spessore. Le predalle poggiano su travi metalliche secondarie disposte con interasse di 1.44 m. La caldana è armata con una rete elettrosaldata ϕ 5 mm maglia 15x15 cm.

Per gli edifici A e B, la seconda tipologia di solaio non è rispondente a quanto previsto nei documenti del progetto originario reperiti dove la caldana è prevista di spessore 6 cm. La difformità è più forte per i solai degli edifici C e D dove la caldana è prevista di spessore 4 cm e dove la soletta è considerata collaborante con le travi primarie e secondarie.

Ognuno dei quattro corpi presenta delle zone che secondo il progetto originario erano da destinarsi a laboratori e suscettibili quindi di essere sottoposte a carichi variabili di entità maggiore di quelli previsti per la rimanente parte dell'edificio. Nelle successive figure 2.1-2.3 vengono evidenziate in verde le suddette zone.

Le carpenterie di progetto prevedevano per tali aree un aumento della sezione dei profilati metallici dei solai proprio al fine di sopperire a tale aggravio di carico. Effettivamente tale differenziazione è stata riscontrata soltanto nei corpi A e B, i corpi C e D non presentano differenza tra i profilati delle zone "laboratori" e delle zone "tipo".

Nella figura 2.3 è riportata nell'area del corpo C la zona destinata ai laboratori (colore verde) e l'area che ospiterà la Risonanza Magnetica (colore rosso). Nel progetto si prevede di abolire l'area verde, che quindi non è più destinata a laboratori, e di istituire una nuova zona speciale destinata alla RM con i carichi valutati sulla base delle indicazioni della casa fornitrice dell'apparecchiatura.

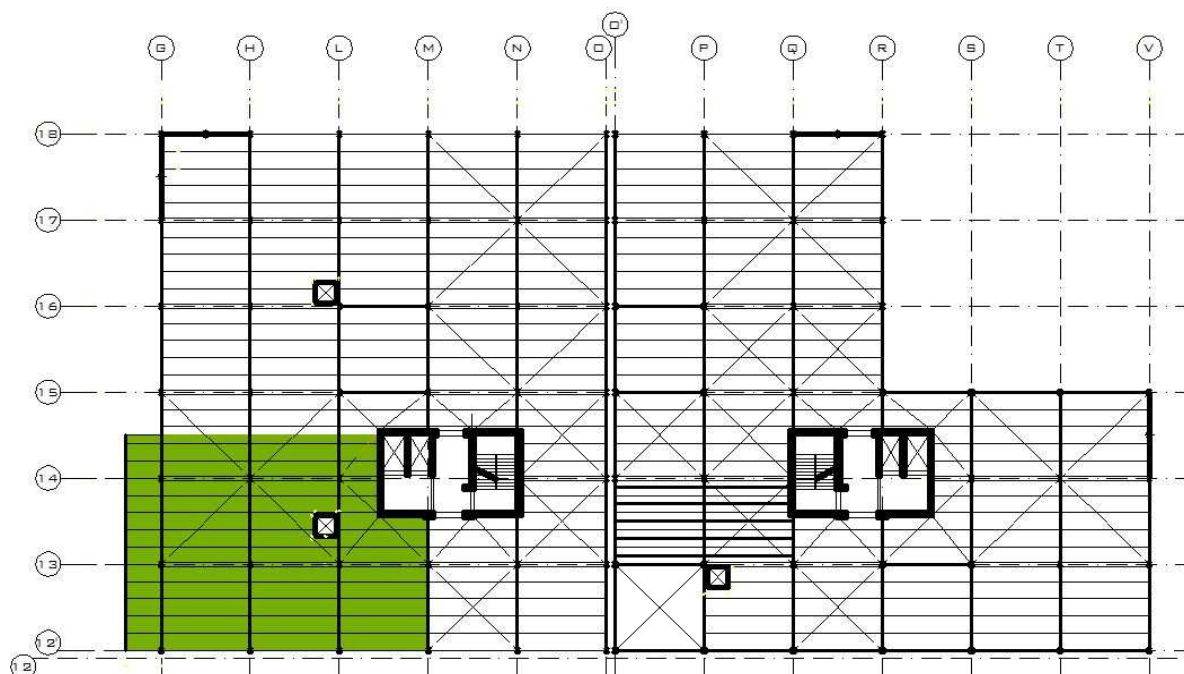


Figura 2.1: Corpi A e B, zona “laboratori” impalcato a quota +3.50 m

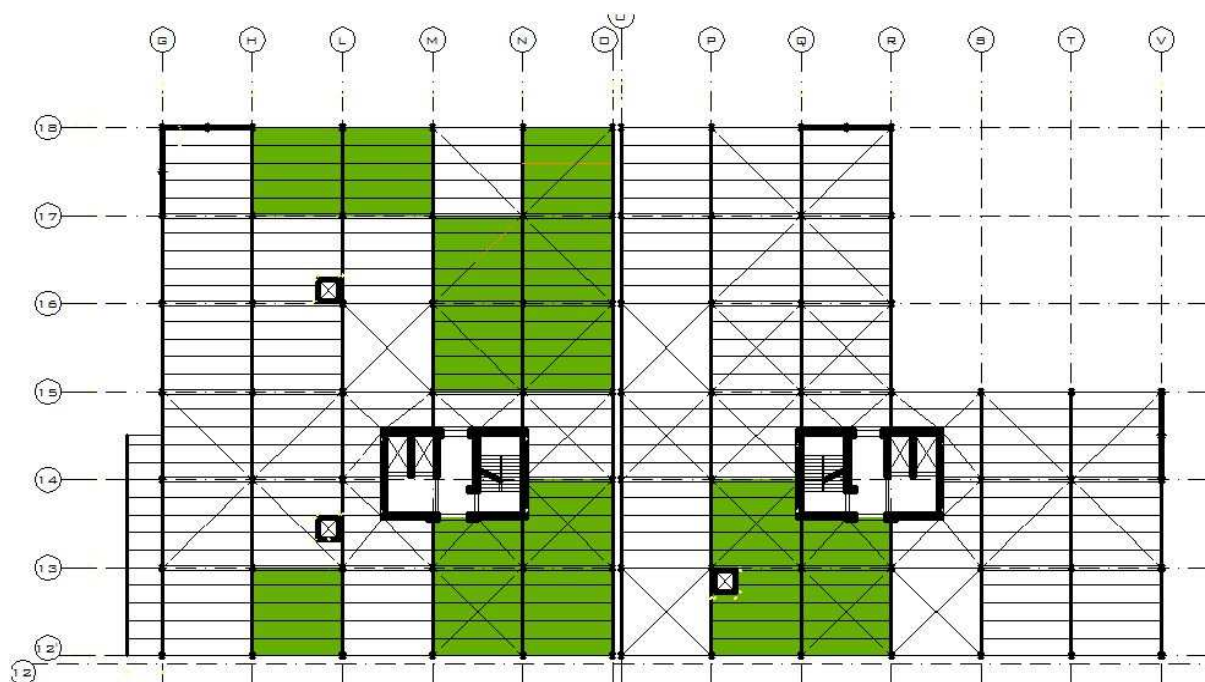


Figura 2.2: Corpi A e B, zona “laboratori” impalcato a quota +7.10 m

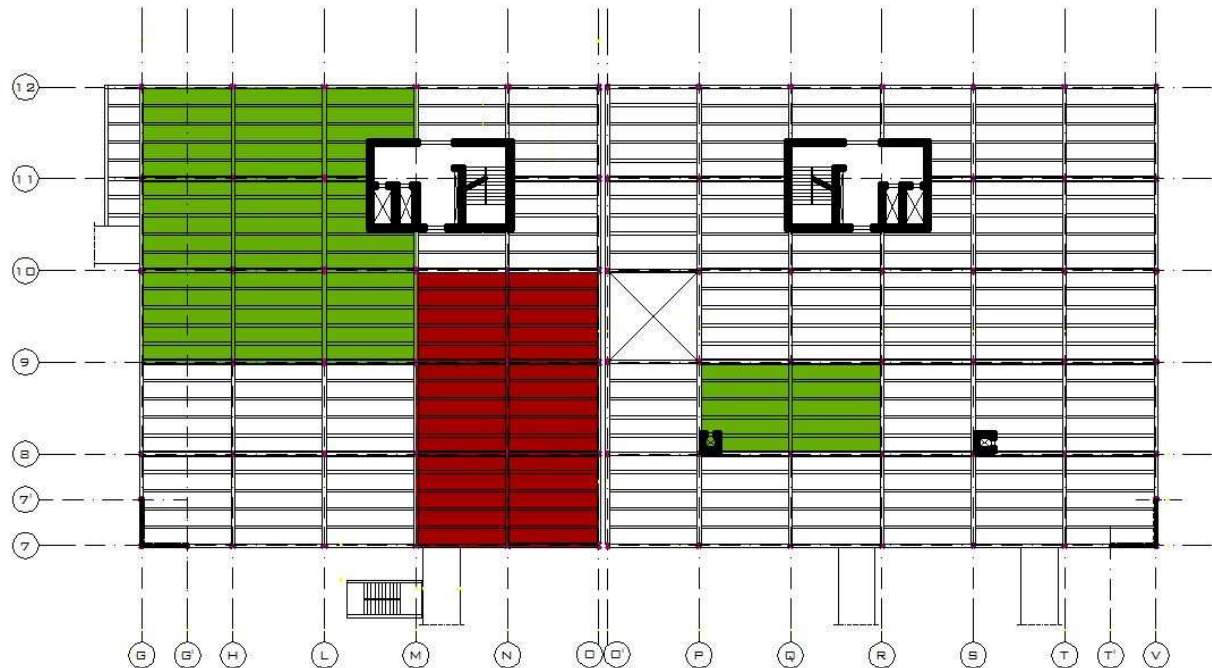


Figura 2.3: Corpi C e D, zona “laboratori” e Risonanza magnetica impalcato a quota +0.00 m

Nelle successive tabelle 2.I e 2.II si riporta una sintesi dei riscontri effettuati sulle strutture degli orizzontamenti.

TRAVI DELL'IMPALCATO “TIPO”			
Corpi	Tipo di trave	Progetto originario e studio di sicurezza	Situazione riscontrata e Progetto di adeguamento
A e B	Principale	HEA 450	HEA 450
	Secondaria	HEA 220	HEA 220
C e D	Principale	HEB 360 + connettori	HEA 450
	Secondaria	HEA 220+ connettori	HEA 220

TRAVI DELL'IMPALCATO “LABORATORI”			
Corpi	Tipo di trave	Progetto originario e studio di sicurezza	Situazione riscontrata e Progetto di adeguamento
A e B	Principale	HEB 450	HEB 450
	Secondaria	HEB 240	HEB 240

C e D	Principale	HEB 450 + connettori	HEA 450
	Secondaria	HEA 240+ connettori	HEA 220

Tabella 2.I: Travi metalliche principali e secondarie

SOLETTA DELL'IMPALCATO "TIPO" e "LABORATORI"		
Corpi	Progetto originario e studio di sicurezza	Situazione riscontrata e Progetto di adeguamento
A e B	predalla (4 cm) + caldana (6 cm)	predalla (4 cm) + caldana (8 cm)+ massetto (7 cm)
C e D	predalla (4 cm) + caldana (4 cm)	predalla (4 cm) + caldana (8 cm)+ massetto (7 cm)

Tabella 2.II: Composizione della soletta

3. TERRENI

I terreni che interagiscono con le fondazioni dei quattro edifici che costituiscono il blocco diagnosi e terapia e con le fondazioni dell'edificio 7 del blocco degenze sono stati investigati in fase di progetto dell'ospedale tramite 5 sondaggi meccanici a rotazione e carotaggio continuo e alcune prove di laboratorio sviluppate sui campioni prelevati nel corso delle perforazioni.

I risultati della campagna di indagine sviluppata in fase di progetto sono illustrati in una relazione geologico-geotecnica a firma dell'Ing. Carmelo Carruba, datata Aprile 1986.

Ai fini dello studio di valutazione della sicurezza sono stati eseguiti due ulteriori sondaggi affinando la caratterizzazione meccanica dei litotipi nei primi 30 m di profondità con l'obiettivo di determinare la corretta classe di appartenenza dei terreni per la valutazione dell'azione sismica. Nel corso dell'esecuzione dei sondaggi sono stati prelevati alcuni campioni indisturbati di terreno che sono stati sottoposti in laboratorio a prove di identificazione delle caratteristiche fisico-meccaniche. Nei medesimi fori di sondaggio sono stati cementati due tubi di HDPE (polietilene ad alta densità) per l'esecuzione di prospezioni geofisiche del tipo down-hole.

I sondaggi eseguiti in fase di progetto sono qui denominati O1÷O5, mentre con S1 ed S2 si indicano i due sondaggi eseguiti in seguito.

I principali dati desunti dalle suddette campagna di indagine sono nel seguito riportati ed elaborati.

3.1 Cenni di geologia e geotecnica

L'area su cui insiste il complesso ospedaliero ha una morfologia di tipo collinare con pendenze modeste. Le quote altimetriche vanno dai 290 ai 310 m l.m.m, con dislivelli massimi del 9%.

Non si denotano fenomeni erosivi e di instabilità importanti, per cui l'assetto morfologico è determinato da un lento processo di modellazione dovuto ad azioni esogene.

I terreni presenti sono di natura argillosa e la formazione in posto è costituita dalle argille del Tortoniano e da quelle sabbiose del Tortoniano superiore. Nelle argille del Tortoniano sono spesso presenti trovanti quarzarenitici mentre nelle argille sabbiose sono presenti terreni più recenti, sempre di natura argillosa, appartenenti al Tortoniano inferiore. Il quadro geologico viene completato dalle argille del Plio-pleistocene che sedimentando hanno colmato le depressioni esistenti nell'area.

I sondaggi eseguiti nella prima campagna di indagine hanno consentito in fase di progetto di redigere una classificazione geotecnica che raggruppa i terreni interessati dalla costruzione in tre termini:

- terreni tipo **L**, limi sabbiosi di colore bruno, con inclusi elementi litoidi di natura calcarea;
- terreni tipo **FA**, argille sabbiose di colore ocreo, con diffuse patine di ossidazione e presenza di cristalli di gesso, mediamente consistenti, risultato dell'alterazione della formazione di base;
- terreni tipo **FB**, argille sabbiose di colore grigio-azzurro consistenti;

3.2 Stratigrafia

Tutti i sondaggi della prima campagna di indagine hanno intercettato i tre termini litologici descritti nel precedente paragrafo. Questo indica che la situazione geotecnica nell'area è abbastanza omogenea e differenze si notano solo per ciò che riguarda gli spessori dei due primi termini. Nella successiva tabella 3.2.1 sono riportate le profondità dal piano campagna che identificano la posizione degli strati. Nella medesima tabella sono riportate anche le quote di prelievo dei campioni che sono stati sottoposti a prove di laboratorio.

Sondaggio	Lunghezza carotaggio	(L)	(FA)	(FB)	Profondità Campioni	Altezza campione
O1	20	0.0÷1.40	1.40÷4.50	>4.50	10	0.5
O2	14	0.0÷3.5	3.50÷9.00	>9.00	3.80, 9.50	0.4, 0.5
O3	16	0.0÷3.50	3.50÷7.00	>7.00	2.0, 5.0, 9.50	0.4, 0.5, 0.5
O4	18	0.0÷0.90	0.90÷5.40	>5.40	10	0.5

O5	40	0.0÷2.40	2.40÷6.50	>6.50	2.0, 3.80, 8.3	0.4, 0.4, 0.4
----	----	----------	-----------	-------	----------------	---------------

Tabella 3.2.I: Sondaggi geognostici della prima campagna di indagine e profondità [m] degli strati.

Dalla tabella si evince che la coltre superficiale costituita dai limi sabbiosi raggiunge uno spessore massimo di 3.5 m e che la formazione di base alterata ha una potenza variabile fra 3.1 e 5.5 m. Infine, la formazione di base si estende con profondità superiori ai 40 m dal p.c..

Con la seconda campagna di indagine si è avuta una conferma dei dati assunti in progetto. Nella successiva tabella 3.2.II sono riportati i principali risultati ottenuti dai due sondaggi.

Sondaggio	Lunghezza carotaggio	(L)	(FA)	(FB)	Profondità Campioni	Altezza campione
S1	35	0.4÷3.0	3.0÷7.10	>7.10	4.50, 8.50	0.5, 0.4
S2	30	-	-	>1.80	2.50, 6.0, 24.5	0.3, 0.4, 0.3

Tabella 3.2.II: Sondaggi geognostici della seconda campagna di indagine e profondità [m] degli strati.

In particolare, il primo sondaggio, operato alla quota del livello 0 (o piano terra) degli edifici delle stecche, ha intercettato tutti e tre i termini litologici, mentre il secondo sondaggio, realizzato al livello del piano di fondazione degli edifici della piastra, ha intercettato direttamente la formazione di base, dopo aver attraversato uno strato di circa 1.8 m di terreno di riporto.

I risultati sono in accordo anche con l'andamento degli strati identificati in progetto. Infatti, il primo sondaggio (S1) è stato eseguito a partire da una quota che differisce meno di 1 m dal piano di campagna originario e gli strati sono molto simili a quelli del sondaggio O3. Il secondo carotaggio ha il boccaforo che rispetto a quello del primo differisce in quota di circa -4 m. Il sondaggio non intercetta i termini L e FA in quanto questi terreni sono stati asportati in fase di sbancamento per la costruzione della piastra. A conferma di ciò, nel sondaggio S2 si è intercettato uno strato di terreno di riporto (TR) servito per livellare il piano dove disporre la pavimentazione in conglomerato bituminoso nel cortile fra la piastra e la stecca del lotto II. In merito al sondaggio S2 bisogna rilevare anche la presenza di uno strato di arenaria grigia (Q), da mediamente a ben cementata, avente spessore di 7.30 m. La presenza di livelli o lenti di arenaria all'interno della formazione delle argille sabbiose è nota, anche se nel caso specifico lo spessore è rilevante.

3.3 Caratterizzazione fisico-meccanica

Nel corso dei sondaggi geognostici sono stati prelevati alcuni campioni dei tre termini litologici individuati; su 7 campioni, considerati rappresentativi dei tre termini geotecnici, sono state sviluppate prove in laboratorio per il riconoscimento delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni. Nella tabella seguente è riportato l'elenco dei campioni con il relativo termine di appartenenza e le prove di laboratorio su di essi eseguite.

Campione	Profondità [m] da a		Termine	Identificazione	Prova di Taglio CD	Prova Triassiale UU	Prova Edometrica
C1/O2	3.8	4.2	FA	x	x	x	x
C1/O3	2	2.4	L	x	x	x	x
C3/O5	8.3	8.7	FB	x	x	x	x
C1/S1	4.5	5	FA	x		x	
C2/S1	8.5	8.9	FB	x		x	
C1/S2	2.5	2.8	FB	x		x	
C3/S2	24.5	24.8	FB	x		x	

Tabella 3.3.I: Elenco dei campioni sottoposti a prove di laboratorio.

In merito alle prove di identificazione è stata sviluppata l'analisi granulometrica, sono stati misurati il peso per unità di volume (γ), il peso secco (γ_s), il contenuto naturale d'acqua (w_n), il grado di saturazione (S), l'indice dei vuoti (e) e sono stati valutati i limiti di Atterberg (limite di plasticità w_p e limite di liquidità w_L) con i relativi indici (indice di plasticità I_p e indice di consistenza I_c). I risultati delle prove sono riportati nella tabella che segue.

Campione	γ [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	w_n	S [%]	e	w_p	w_L	I_p	I_c
C1/O2	19	27	0.31	95	0.88	0.36	0.63	0.27	1.19
C1/O3	18	27	0.38	100	1.03	0.33	0.55	0.23	0.74
C3/O5	19	27	0.2	78	0.7	0.3	0.59	0.29	1.32
C1/S1	19.5	27	0.2	83	0.65	0.34	0.43	0.09	2.6
C2/S1	20.5	25.7	0.18	97	0.48	0.28	0.37	0.09	2.1
C1/S2	19.8	26.3	0.18	85	0.56	0.31	0.43	0.12	2.1

C3/S2	20.1	26	0.2	97	0.55	0.23	0.39	0.16	1.19
-------	------	----	-----	----	------	------	------	------	------

Tabella 3.3.II: Risultati delle prove di identificazione delle caratteristiche fisiche.

Per il campione caratteristico del termine L, dall'analisi granulometrica risulta che il termine è un'argilla con limo sabbiosa. Il contenuto d'acqua è poco superiore al limite di plasticità e il campione risulta perfettamente saturo. Dalla carta di plasticità si deriva che si è in presenza di un limo inorganico di medio-alta compressibilità e l'indice I_c colloca il materiale fra quelli di consistenza medio-elevata.

Le prove di identificazione sulla formazione di base alterata (FA) e non alterata (FB) permettono di classificare granulometricamente i due termini come argilla con limo. Nei campioni il contenuto naturale d'acqua è inferiore al limite plastico e mentre il terreno alterato è prossimo alla perfetta saturazione, la formazione di base non alterata è parzialmente satura. In entrambi i casi i materiali presentano alta plasticità e la consistenza è elevata.

Le prove meccaniche eseguite hanno fornito informazioni in termini di angolo di attrito efficace (ϕ), coesione drenata (c) e non drenata (c_u) e modulo di elasticità in condizioni edometriche (E_d). I risultati sono riportati nella tabella 3.3.III.

	ϕ [°]	c [kPa]	c_u [kPa]	E_d [MPa]
C1/O2	22	25	100	
C1/O3	13	35	80	
C3/O5	18	30	110	
C1/S1	-	-	128	-
C2/S1	-	-	169	-
C1/S2	-	-	140	-
C3/S2	-	-	178	-

Tabella 3.3.III: Risultati delle prove di determinazione delle caratteristiche meccaniche.

Le prove down-hole sono state eseguite 20 giorni dopo la cementazione dei tubi in cui inserire la sonda e sono state fatte misurazioni per 33 m di profondità nel foro di sondaggio S1 e per 29 m nel foro S2. Le misurazioni sono state fatte per ricavare l'andamento con la profondità della velocità di propagazione delle onde elastiche di compressione (P) e di taglio (S). La velocità media di propagazione delle onde di taglio nel terreno nei primi 30 m di profondità è uno dei parametri che

la normativa indica per la classificazione del tipo di suolo da utilizzare nella valutazione dell'azione sismica.

I principali valori ricavati nel corso delle prove sperimentali sono riportati nelle due successive tabelle 3.3.IV e 3.3.V per le prove eseguite nei fori S1 e S2, rispettivamente. Nelle tabelle, oltre alle velocità V_p e V_s delle onde di compressione e di taglio, sono riportati il peso dell'unità di volume γ , il modulo elastico longitudinale E e tangenziale G , il modulo di deformabilità volumetrico K e il coefficiente di Poisson ν . Tutti i parametri fisico-elastici sono ricavati con formule sperimentali.

h [m]	Termine	V_p [m/s]	V_s [m/s]	γ [kN/m ³]	E [MPa]	G [MPa]	K [MPa]	ν
0÷1	TR	658	224	17.5	254.1	88.5	647.9	0.43
1÷8	L/FA	1222	218	19.7	287.5	97.1	2918.2	0.48
8÷33	FB	1769	348	21.1	777.6	263	6348.4	0.48

Tabella 3.3.IV: Risultati delle prove geofisiche nel foro S1.

h [m]	Termine	V_p [m/s]	V_s [m/s]	γ [kN/m ³]	E [MPa]	G [MPa]	K [MPa]	ν
0÷1	TR	1420	447	20.3	1184.8	410	3587.2	0.44
1÷11	FB	1714	308	21	666.2	225.8	5978.1	0.48
11÷18	Q	2236	965	22.1	6097.7	2232.7	8315.3	0.38
18÷29	FB	1874	373	21.3	921.5	312	7198.8	0.48

Tabella 3.3.V: Risultati delle prove geofisiche nel foro S2.

Ai fini dello studio della sicurezza si sono adottati i valori dei parametri fisico meccanici riportati in tabella 3.3.VI.

Termine	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	c_u [kPa]	E [MPa]	ν	V_s [m/s]
L	18	13	20	80		0.4	200
FA	19	20	25	100		0.45	300
FB	20	20	30	150		0.45	350

Tabella 3.3.VI: Caratterizzazione fisico-meccanica dei termini principali

Per la valutazione dell'azione sismica, sulla base della stratigrafia, delle prove in laboratorio e dei

risultati delle prospezioni geofisiche, si individua una velocità media delle onde di taglio sui primi 30 m di terreno pari a $V_{s30} = 330$ m/s e una coesione non drenata $c_u = 135$ kPa. Pertanto, secondo quanto indicato nella normativa vigente il suolo è di **tipo C**.

4. INDAGINI SUI MATERIALI DA COSTRUZIONE

Al fine di caratterizzare dal punto di vista fisico-meccanico i materiali da costruzione, sono state eseguite prove sia in situ che in laboratorio. Le prove eseguite sono di tipo distruttivo (D) e di tipo non distruttivo (ND).

Le prove distruttive consistono nel prelievo in situ di campioni cilindrici del materiale calcestruzzo tramite carotatrice elettrica con corona diamantata. Per il prelievo dei campioni si è adoperata nella maggior parte dei casi una corona che consente il prelievo di carote di circa 100 mm di diametro. In alcuni casi, dove l'armatura era disposta con interassi minori di 15 cm, si è adoperata una corona più piccola, che permette l'estrazione di carote con 80 mm circa di diametro.

Le prove non distruttive permettono di stimare la resistenza del calcestruzzo attraverso la misura di alcune proprietà del materiale ad essa correlate. La metodologia più accreditata allo stato attuale delle conoscenze scientifiche è quella basata sulla misura dell'indice di rimbalzo mediante sclerometro e sulla misura della velocità di propagazione delle onde elastiche ultrasoniche. I risultati provenienti dalle due prove vengono combinati secondo un metodo generalmente conosciuto con il termine SONREB che, eliminando parzialmente i limiti intrinseci dei due tipi di misura, permette di ricavare le resistenze del mezzo indagato. Per ottenere una stima più affidabile della resistenza mediante tale metodo, le misure non distruttive sono state correlate ai risultati delle prove distruttive mediante analisi di regressione.

La scelta di effettuare prove non distruttive, insieme a quelle distruttive, è dettata dalla opportunità di ridurre, per quanto possibile e compatibilmente con il livello di conoscenza che si voleva conseguire, il numero di prove distruttive, sia per contenere il disturbo alle attività dell'ospedale, sia per limitare l'impatto sugli elementi strutturali, stante le dimensioni non trascurabili delle carote. Tale possibilità è prevista anche nella circolare esplicativa alle NTC 08, al punto C8A.1.B.3, dell'appendice C.8.A.

Nel seguito si illustrano per completezza sia i principali risultati ottenuti dalle prove relative ai quattro edifici del blocco diagnosi e terapia oggetto dell'adeguamento sismico, sia i risultati relativi alle indagini sulle strutture dell'edificio 7 del blocco degenze, interessato da soli interventi di rafforzamento locale.

4.1 Indagini in situ

Le indagini in situ sono state eseguite sulla base di un piano di indagine messo a punto dai Proff. Dolce e Giambanco e che ha avuto inizio ad Agosto 2009. Le prove in situ sono state affidate al Laboratorio di Prove sui Materiali e Strutture dell'Università della Basilicata, che ha eseguito il prelievo dei campioni di calcestruzzo e le prove non distruttive.

Nelle planimetrie allegate (tavole SGH-I1-1÷7-0) sono ubicati i punti di prelievo. Ogni campione prelevato è stato battezzato con una sigla del tipo Cx-n-m-Ci, dove la prima C sta per "punto di campionamento", x è l'edificio in cui è posto il predetto punto, n è il piano e m è il numero progressivo del punto di campionamento. Infine, la seconda C sta per "carota" e i è il numero progressivo della carota.

Nella medesime tavole sono, inoltre, ubicati i punti di prelievo delle prove distruttive eseguite sulle strutture dal CTU della Procura di Agrigento Prof. Masnata.

Tutti i campioni prelevati dall'edificio 7 del blocco degenze e dal blocco diagnosi e terapia sono elencati nelle tabelle di appendice A. Nella successiva tabella 4.1.I sono riportati il numero di campioni prelevati.

Edificio	Posizione	Campioni prelevati per il presente studio	Campioni prelevati dal CTU	Campioni Totali
7	-	11	3	14
A	Corpi scala	4	-	4
	Fondazione	0	8	8
B	Corpi scala	4	-	4
	Fondazione	5	-	5
C	Corpi scala	4	-	4
	Fondazione	4	-	4
D	Corpi scala	4	-	4
	Fondazione	3	11	14

Tabella 4.1.I: Prelievi di carote eseguiti

Le prove non distruttive (ND) nell'edificio diagnosi e terapie sono state eseguite principalmente sulle strutture dei corpi scala e subordinatamente sui plinti di fondazione. Nei vani scala dei corpi A e B sono state operate 16 indagini non distruttive. Lo stesso numero di prove è stato eseguito per i

nuclei scala dei corpi C e D.

Le prove ND nell'edificio 7 sono state eseguite sulla struttura in elevazione.

Nella successiva tabella 4.1.II si riporta il numero di prove ND eseguite sugli edifici in oggetto:

Edificio	7	A	B	C	D
n. Prove ND	27	8	13	8	14

Tabella 4.1.II: Prove non distruttive eseguite negli edifici

I risultati delle prove sono riportate in appendice B e la loro ubicazione è riportata nelle planimetrie allegate ((tavole SGH-I1-1÷7-0), la denominazione delle indagini segue quella dei carotaggi, mancando soltanto la C e il numero finali.

Ogni indagine non distruttiva è corredata da due dati. Il dato I_r è l'indice di rimbalzo dello sclerometro ottenuto come media di 10 misurazioni. L'ulteriore dato è la velocità V di propagazione delle onde ultrasoniche nel mezzo misurata, preferibilmente, per trasparenza, ossia ponendo le sonde su due lati contrapposti dell'elemento strutturale, oppure per semitrasparenza, ossia ponendo le sonde su due lati limitrofi oppure con misura superficiale, ossia ponendo le sonde sullo stesso lato, in relazione alle condizioni di accesso dei diversi lati dell'elemento strutturale in esame.

Si specifica che i prelievi delle carote e le prove non distruttive sono stati sempre preceduti dall'asportazione dell'intonaco per un riquadro $30 \times 30 \text{ cm}^2$ fino al rinvenimento della superficie dell'elemento strutturale. La superficie di calcestruzzo è stata spazzolata per eliminare completamente i residui di intonaco e altre asperità. Inoltre è stato fatto un controllo magnetometrico per l'individuazione della posizione delle barre di armatura. In questa maniera è stato possibile evitare l'asportazione di acciaio unitamente al calcestruzzo nell'esecuzione dei carotaggi ed eseguire le prove distruttive e non distruttive evitando l'interferenza con altri materiali.

4.2 Indagini in laboratorio

Le carote di calcestruzzo prelevate dalle strutture del Blocco Degenze e del Blocco Diagnosi e Terapia sono state sottoposte, immediatamente dopo il prelievo, a prove di verifica delle profondità di carbonatazione. La verifica è stata effettuata spruzzando sul campione una soluzione alcolica di fenoftaleina. Nelle zone a pH superiore a 9 (ricche di calce) la soluzione fa assumere alla matrice

cementizia una colorazione rossastra tipica della fenolftaleina in ambiente basico, mentre lascia incolori quelle a pH inferiore (calcestruzzo carbonatato). In ogni prova è stato misurato lo spessore del calcestruzzo che ha subito la carbonatazione. Tale profondità è un indice dell'invecchiamento in atto del materiale e, se il valore risulta superiore al copriferro, può indicare condizioni favorevoli alla corrosione delle barre di acciaio.

Successivamente, presso il laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Aerospaziale e Geotecnica dell'università di Palermo (DISAG), le carote sono state tagliate eliminando la parte corticale carbonatata e, alla faccia opposta, la parte con superficie irregolare di frattura conseguente all'estrazione del campione.

Sulla carota con le facce regolarizzate, si è sviluppata la prova di propagazione delle onde ultrasoniche, per verificare l'eventuale macro-disturbo (fratture interne, vuoti, sfarinamenti della pasta cementizia) subito dal materiale in fase di estrazione.

Da tutte le carote con diametro 100 mm nella maggior parte dei casi si è ricavato un solo provino con altezza di circa 100 mm. In pochi casi si sono ricavati due provini sempre con rapporto altezza/diametro pari a 1. Questi provini sono contrassegnati con "bis".

Da ogni carota avente circa 80 mm di diametro si è ricavato un solo provino con rapporto altezza/diametro pari a 2.

In tutti i casi le facce dei campioni cilindrici sono state rettificare in maniera da soddisfare le tolleranze di normativa.

I risultati delle prove sono riassunti nelle tabelle di Appendice C. Nelle tabelle sono riportate le profondità di carbonatazione s_c , il rapporto approssimato fra lunghezza e diametro del provino l/d , i pesi dell'unità di volume P , la velocità di propagazione delle onde ultrasoniche V e la tensione di picco raggiunta nella prova di compressione semplice f_{core} .

La letteratura tecnico-scientifica e diverse normative fanno una distinzione fra resistenza del materiale calcestruzzo ottenuta dalla prova di compressione semplice e la resistenza in opera, questo per tenere conto del processo di rimaneggiamento ottenuto nel corso del carotaggio e del taglio e la rettifica dei campioni, oltre che di altri fattori.

La trasformazione dei dati ottenuti in laboratorio in dati utili per lo studio del comportamento di una struttura esistente è un argomento assai dibattuto, soprattutto per il fatto che questo aspetto non è ben specificato nelle attuali normative italiane.

Nello studio effettuato ciò che si è preso in considerazione è stato la valutazione dei valori medi delle resistenze in opera a partire dalle resistenze valutate sulla base dei dati ottenuti dalle prove

distruttive e non distruttive, tenendo conto debitamente dell'effetto del prelievo. A tal fine le indicazioni più appropriate e chiare sembrano essere quelle contenute nel rapporto 214.4R-03 dell'American Concrete Institute [2], secondo il quale la trasformazione della resistenza di carota (quindi per singola prova di laboratorio) in resistenza in opera avviene attraverso la formula:

$$V_{Rd,s} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{S} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) \cdot \operatorname{sen}\alpha;$$

dove

f_c rappresenta la resistenza cilindrica in opera;

$F_{l/d}$ è il fattore che tiene conto della geometria del campione espresso, nel caso in esame, dalla formula:

$$V_{Rd,c} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2\theta);$$

F_{dia} è il fattore che tiene conto del diametro del provino, avente valore 1 nel caso di diametro 100 mm e 1.03 nel caso di diametro 75 mm;

F_{mc} è il fattore che tiene conto dell'umidità del provino, che nel caso esaminato vale 1;

F_d è il fattore che tiene conto del disturbo provocato dal carotaggio e vale 1.06.

Dalla resistenza cilindrica è possibile passare alla resistenza cubica utilizzando la seguente relazione riportata in molte normative:

$$\Delta V_{Rd,f} = V_d - V_{Rd,s};$$

Si rammenta che la distinzione fra resistenza a compressione del materiale ottenuta in laboratorio e resistenza a compressione in opera è stata fatta anche dal CTU, con diversa finalità e con una diversa formula di trasformazione tratta da [1] e [2]. In particolare il valore della tensione di picco, da lui ottenuto in laboratorio su provini con rapporto $l/d = 1$ e, quindi, equivalente ad una resistenza cubica, viene trasformata in resistenza in opera tramite divisione per un fattore pari a 0.85.

Nelle medesime tabelle C.I-C.V sono riportati i risultati delle due diverse elaborazioni.

Dall'analisi dei risultati di laboratorio scaturiscono le seguenti considerazioni:

Blocco degenze (Edificio 7)

- i campioni di calcestruzzo estratti dall'edificio 7, mostrano che la resistenza media di carota è di circa 19 MPa;
- la profondità di carbonatazione media nei calcestruzzi è di 37 mm;
- si nota una notevole profondità di carbonatazione (60 mm) nei pilastri dello scantinato.

Blocco diagnosi e terapia

- i campioni di calcestruzzo estratti dall'edificio A, mostrano che la resistenza media di carota estratta in elevazione è di circa 29 MPa e la profondità di carbonatazione è di 37 mm;
- i campioni di calcestruzzo estratti dall'edificio B, mostrano che la resistenza media di carota estratta in elevazione è di circa 29 MPa e la profondità di carbonatazione è di 37 mm, la resistenza media di carota estratta in fondazione è di circa 20 MPa e la profondità di carbonatazione è di 59 mm;
- i campioni di calcestruzzo estratti dall'edificio C, mostrano che la resistenza media di carota estratta in elevazione è di circa 29 MPa e la profondità di carbonatazione è di 35 mm, la resistenza media di carota estratta in fondazione è di circa 14 MPa;
- i campioni di calcestruzzo estratti dall'edificio D, mostrano che la resistenza media di carota estratta in elevazione è di circa 22 MPa e la profondità di carbonatazione è di 29 mm, la resistenza media di carota estratta in fondazione è di circa 16 MPa e la profondità di carbonatazione è di 87 mm
- si ha sempre una certa differenza fra le resistenze dei calcestruzzi in elevazione e in fondazione, d'altro canto il progetto prevedeva due classi differenti: $R_{ck} = 25$ Mpa per le fondazioni e $R_{ck} = 30$ Mpa per l'elevazione;
- la profondità di carbonatazione è molto più elevata nelle fondazioni, fatto consistente con l'ambiente in cui stanno i plinti, molto umido e in alcuni casi con presenza di solfati dovuti a perdite del sistema fognario.

Inoltre possono essere fatte le seguenti considerazioni comuni agli edifici dei due blocchi:

- le velocità delle onde ultrasoniche misurate sulle carote sono consistenti con le resistenze, infatti al crescere della velocità si ha un incremento delle resistenze. L'indice di correlazione non è elevato sia che le misure si prendano tutte insieme, sia che si suddividano i valori per lotti di costruzione. La motivazione è da ricercarsi probabilmente nella differente umidità presente nei campioni che sono stati soggetti al carotaggio e al taglio in presenza di acqua. In tutti i casi le velocità delle onde misurate in situ nel punto di campionamento sono inferiori o molto prossime a quelle misurate nella carota prelevata nel medesimo punto, e questo indica che le carote in fase di estrazione non hanno subito forti danneggiamenti;

- le resistenze in opera calcolate con la formula qui adottata costituiscono una stima prudentiale, essendo sempre inferiori di circa 1 MPa rispetto a quelle ricavate con la relazione utilizzata dal CTU.

4.3 Combinazione indagini in situ e in laboratorio

Le indagini ND sono state eseguite anche nei punti in cui sono stati effettuati i carotaggi, in modo da ricavare un legame analitico fra le misure non distruttive e le resistenze di carota. In letteratura tale legame è espresso tramite una relazione tipica della matematica finanziaria, che permette di ricavare relazioni fra quantità diverse tra loro correlate. Tale relazione, nel caso del metodo SONREB, assume la forma:

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{led} \cdot 2 \cdot t_f \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \frac{w_f}{p_f}; \quad 4.1$$

dove $R_{c,ND}$ è la resistenza del calcestruzzo in opera ottenuto con prove ND e a , b e c sono tre parametri sperimentali da ricavare minimizzando l'errore fra la $R_{c,ND}$ ottenuta con la precedente formula e il valore di resistenza derivato dalle prove di laboratorio nello stesso punto di campionamento.

Nel caso specifico si è operata la regressione suddividendo le prove per edificio nel blocco degenze, e per lotto nel blocco diagnosi e terapia. Al fine di verificare la bontà della regressione è possibile stimare lo scarto quadratico medio definito nella forma:

$$Err = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (R_{c,ND_i} - R_{c_i})^2}{n}};$$

Nella tabella 4.3.I sono riportati per gli edifici in oggetto i valori dei tre parametri sperimentali ottenuti con la regressione lineare e il relativo valore dello scarto quadratico medio.

Edifici	a	b	c	Err [MPa]
7	5.11E-06	0.49	1.66	5.59
A e B (lotto II)	2.93E-06	1.10	1.50	2.51
C e D (lotto I)	2.45E-6	1.10	1.51	2.21

Tabella 4.3.I: Risultati delle regressioni edificio 7 e blocco diagnosi e terapia

In tutti i casi si hanno valori degli scarti accettabili, in linea con quanto riportato in letteratura.

Tramite la formula 4.1 con i valori dei parametri sperimentali noti, i dati delle prove non distruttive, eseguite in punti di campionamento dove non sono state estratte le carote, sono stati utilizzati per ricavare le resistenze in opera. Nelle tabelle di Appendice D si riportano tutti i valori ottenuti da prove distruttive e non per gli edifici in oggetto distinguendo la fondazione dall'elevazione.

Dal complesso dei dati ottenuti per le strutture in elevazione è possibile ricavare le resistenze medie e la deviazione standard delle misure per edifici. Tali valori sono riportati nelle tabelle successive.

	R_{cm} [MPa]	s
7	19.45	4.6
Edificio A	28.89	4.07
Edificio B	25.04	3.85
Edificio C	27.39	4.95
Edificio D	22.65	4.05

Tabella 4.3.II: Valori medi e deviazione standard per il cls degli edifici.

Per ciò che riguarda le fondazioni degli edifici, i dati disponibili per il blocco degenze sono in numero ridotto a causa della difficoltà di accesso agli elementi strutturali per l'esecuzione delle prove in situ. Un certo numero di dati sono stati ottenuti con prove distruttive dal CTU nell'edificio 2 e in quello dell'ampliamento.

In considerazione del fatto che molto probabilmente le fondazioni sono state realizzate nello stesso periodo temporale per i singoli lotti, è possibile allargare la popolazione dei dati utilizzando le prove eseguite nelle fondazioni degli edifici della piastra.

Le quantità statistiche ottenute (con la popolazione dei dati allargata nel caso del blocco degenze) sono riportate nelle successive tabelle.

	R_{cm} [MPa]	s
Lotto I	14.69	3.35
Lotto II	20.7	6.9

Tabella 4.3.III: Valori medi e deviazione standard per il cls delle fondazioni dell'edificio 7 del blocco degenze.

	R_{cm} [MPa]	s
Lotto I	15.39	4.05
Lotto II	23.9	6.34

Tabella 4.3.IV: Valori medi e deviazione standard per il cls del blocco diagnosi e terapia.

5. LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Il progetto di adeguamento sismico ha implicato la definizione di un modello strutturale dei quattro corpi del blocco diagnosi e terapia rappresentativo delle condizioni attuali (e future) degli edifici in termini di geometria, condizioni di vincolo e di carico e proprietà dei materiali.

L'affidabilità dell'analisi dipende dalla raffinatezza del modello, ottenuta sulla base di informazioni desunte da documenti esistenti e da rilievi e indagini in situ.

Le predette informazioni mirano a definire:

- lo stato geometrico-strutturale effettivo, ricostruendo le fasi costruttive e le eventuali successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto;
- il tipo di materiali adoperati nella realizzazione degli elementi aventi funzioni strutturali e le relative proprietà meccaniche;
- il valore delle azioni esterne, meccaniche e distorcenti, e le loro combinazioni.

Le informazioni assunte, sia per la geometria e i dettagli strutturali che per le proprietà dei materiali, hanno consentito il raggiungimento di un certo livello di conoscenza. Ovviamente maggiore è il livello di conoscenza raggiunto minore è il grado di incertezza nell'assegnazione delle proprietà alla struttura.

L'attuale normativa distingue tre livelli di conoscenza: Limitata (LC1), Adeguata (LC2) e Accurata (LC3) (v. punto 8.5.4. delle NTC-08 e appendice C8A della circolare n. 617 del 02.02.09 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici).

Il livello di conoscenza raggiunto gioca un ruolo cruciale nell'analisi della struttura, dato che a ogni livello di conoscenza la normativa associa un fattore di confidenza (FC) da applicare alle proprietà dei materiali per ricavare le resistenze degli elementi strutturali.

Nel caso qui affrontato, il progetto di adeguamento sismico dei corpi della piastra è stato sviluppato sulla base delle informazioni raccolte durante la fase di valutazione della sicurezza dell'intero complesso ospedaliero. Ulteriori notizie, ottenute tramite esecuzione di nuovi rilievi e sondaggi,

sono state reperite durante le fasi preliminari al progetto di consolidamento dei solai del corpo C destinati ad ospitare i locali della Risonanza Magnetica.

Il collazionamento delle informazioni ha avuto inizio dalla ricerca documentale svolta presso l'Ufficio del Genio Civile di Agrigento, l'Ispettorato Tecnico Regionale dell'Assessorato per i Lavori Pubblici e la sede dell'Azienda Ospedaliera.

Dal Genio Civile di Agrigento si è ottenuta la copia conforme di gran parte degli elaborati di progetto, depositati prima dell'inizio delle tre fasi di costruzione (lotto I, lotto II e ampliamento). I documenti grafici riguardano la pianta delle fondazioni, le carpenterie degli impalcati, le armature degli elementi strutturali e le relazioni di calcolo strutturale.

Documenti identici sono stati visionati presso l'Ispettorato Tecnico Regionale dove, però, alcune tavole e relazioni sono difficilmente leggibili a causa dell'umidità che ha rovinato il supporto cartaceo. Presso i medesimi uffici sono stati prelevate copie del collaudo statico e del certificato di conformità delle opere realizzate nelle tre fasi costruttive.

Da un esame della documentazione è risultata una discreta corrispondenza fra quanto riportato nelle tavole grafiche relative al blocco diagnosi e terapia e quanto effettivamente realizzato.

Di notevole importanza è risultata la documentazione grafica ritrovata presso alcuni locali dell'Azienda Ospedaliera. Si tratta di lucidi e controlucidi dove sono presenti diverse indicazioni metriche, probabilmente sviluppate in cantiere nel corso della costruzione. Questi elaborati grafici sono sembrati i più accurati dopo avere svolto controlli a campione in situ.

L'insieme delle informazioni ottenute dai documenti sopracitati, dai rilievi e dalle indagini effettuate, ha consentito una esaustiva definizione del modello geometrico delle strutture in analisi.

Per ciò che attiene ai materiali impiegati, dal progetto risulta che l'ossatura dei corpi del blocco diagnosi e terapia è costituita da profilati in acciaio del tipo Fe360 (S235), Fe430 (S275) e Fe510 (S355). L'acciaio Fe360 è stato impiegato in tutti gli elementi colonna e nella maggior parte delle travi. Alcune travi in zone molto caricate (sale operatorie) sono previste di acciaio Fe430. L'acciaio Fe510 è stato impiegato per la realizzazione dei controventi di piano.

Per gli elementi strutturali di acciaio, la verifica in situ delle effettive proprietà dei materiali è risultata difficile in quanto gli elementi verticali sono ovunque rivestiti e quelli orizzontali sono coperti da controsoffitti all'interno dei quali scorrono diverse tipologie di impianti.

Un rilievo non estensivo è stato fatto in alcuni locali del piano terra dove colonne, travi e controventi sono a vista.

Il calcestruzzo è stato utilizzato per la realizzazione dei nuclei scala-ascensore, per le travi del

primo solaio e per le fondazioni. La classe del calcestruzzo per i nuclei e per le travi è nel progetto Rck 30 MPa (C25/30). Quella per i dadi di fondazione e per i pali è Rck 25 MPa (C20/25). In tutti gli elementi di calcestruzzo armato le barre sono di acciaio Feb 44 k.

Il materiale calcestruzzo è stato sottoposto a prove di caratterizzazione delle proprietà fisico meccaniche come già illustrato nella sezione 4. Per il calcestruzzo dei nuclei scala, a cui può essere assegnata una sorta di area di influenza di circa 82 m², è attribuibile una densità delle prove distruttive di 3.66 ogni 300 m² e una densità di prove non distruttive di 7.32 ogni 300 m². Visto che la normativa, ai fini della determinazione del livello di conoscenza, consiglia l'equipollenza di tre prove indirette con una diretta, risulta che complessivamente sono stati analizzati 6.10 provini ogni 300 m²; il che permette di stabilire che la verifica è di tipo "esaustiva". Per il calcestruzzo delle fondazioni dei corpi A e B (lotto II) sono state eseguite prove non distruttive con densità di 1.31 ogni 300 m² e nessuna prova non distruttiva, per cui la verifica è di tipo "limitata". Per il calcestruzzo delle fondazioni dei corpi C e D (lotto I) sono state eseguite prove non distruttive con densità di 1.89 ogni 300 m² e 2 sole prove non distruttive. Utilizzando il predetto criterio di equivalenza risulta che la densità complessiva è di 2 provini ogni 300 m², e la verifica è di tipo "estesa".

In sintesi è possibile fare le seguenti valutazioni sui livelli di conoscenza.

Seguendo le indicazioni della normativa, per la struttura in acciaio il livello di conoscenza raggiunto è Limitato (LC1). Infatti:

- la geometria è stata definita da documenti progettuali, di cantiere e di officina e si effettuato un limitato rilievo visivo;
- I dettagli costruttivi sono stati derivati da documenti di officina;
- le proprietà dei materiali sono desunti dai certificati di qualificazione citati nel collaudo statico.

Per gli elementi strutturali di calcestruzzo armato appartenenti ai nuclei scala-ascensore si è raggiunto il livello di conoscenza Accurato (LC3), in particolare

- è stata ricostruita la geometria dai disegni di progetto, da quelli di cantiere e si è effettuato un estensivo controllo delle dimensioni geometriche dell'organismo strutturale;
- i dettagli costruttivi quali le posizioni e i diametri delle armature sono stati controllati in diversi elementi strutturali tramite controlli con pacometro e saggi diretti sui setti con asportazione dei copriferri;

- le proprietà del calcestruzzo sono state indagate attraverso prove distruttive e non e la verifica è esaustiva. Per l'acciaio è stato eseguito un prelievo di verifica delle caratteristiche ricavate dai certificati di qualità riportati nella relazione di collaudo statico.

Infine, per le fondazioni di calcestruzzo armato si ritiene che il livello di conoscenza raggiunto sia Limitato (LC1) per i corpi A e B e Adeguato (LC2) per i corpi C e D. Infatti:

- è stata ricostruita la geometria dai disegni di progetto, da quelli di cantiere e si è effettuato un estensivo controllo delle dimensioni geometriche dell'organismo strutturale;
- i dettagli costruttivi quali le posizioni e i diametri delle armature sono stati controllati in diversi elementi strutturali tramite controlli con pacometro;
- le proprietà del calcestruzzo sono state indagate attraverso prove distruttive e non, ottenendo una verifica limitata per i corpi A e B ed estesa per i corpi C e D. Per l'acciaio non sono stati eseguiti prelievi ma le caratteristiche sono state ottenute dai certificati di qualità riportati nella relazione di collaudo statico.

I fattori di confidenza da associare ai livelli di conoscenza sono riportati nella successiva tabella.5.III.

Struttura	LC	FC
Elevazione in acciaio	LC1	1.35
Elevazione in c.a.	LC3	1
Fondazione in c.a. corpi A e B	LC1	1.35
Fondazione in c.a. corpi C e D	LC2	1.2

Tabella 5.III: Livelli di conoscenza e fattori di confidenza per gli edifici della piastra

6. AZIONI SULLE STRUTTURE

Le azioni base utilizzate per il progetto di adeguamento sismico sono state ricavate sulla base dei risultati ottenuti nel corso dei rilievi dello stato di fatto e sulla base delle indicazioni riportate nella vigente normativa. Si distinguono i pesi propri, i carichi fissi, i sovraccarichi variabili e l'azione sismica.

Nella successiva tabella 6.I sono riportati i carichi caratteristici per i solai tipo e per quelli destinati a laboratori. I carichi sono confrontati con quelli desunti dal progetto originario da cui si evincono gli effetti delle discordanze riscontrate a seguito delle ultime indagini in situ.

CARICHI SUL SOLAIO “TIPO”			
Corpi	Tipo di carico	Progetto Originario	Situazione riscontrata e Progetto di adeguamento
A e B	Peso proprio	2.5 [kN/m ²]	3.0 [kN/m ²]
	Carico Fisso	2.2 [kN/m ²]	3.06 [kN/m ²]
	Carico Variabile	4.0 [kN/m ²]	3.0 [kN/m ²]
C e D	Carico Permanente	2.0 [kN/m ²]	3.0 [kN/m ²]
	Carico Fisso	2.2 [kN/m ²]	3.06 [kN/m ²]
	Carico Variabile	4.0 [kN/m ²]	3.0 [kN/m ²]

CARICHI SUL SOLAIO “LABORATORI”			
Corpi	Tipo di carico	Progetto Originario	Situazione riscontrata e Progetto di adeguamento
A e B	Peso proprio	2.5 [kN/m ²]	3.0 [kN/m ²]
	Carico Fisso	2.2 [kN/m ²]	3.06 [kN/m ²]
	Carico Variabile	10.0 [kN/m ²]	8.0 [kN/m ²]
C e D	Carico Permanente	2.0 [kN/m ²]	3.0 [kN/m ²]
	Carico Fisso	2.2 [kN/m ²]	3.06 [kN/m ²]
	Carico Variabile	10.0 [kN/m ²]	8.0 [kN/m ²]

Tabella 6.I: Carichi di impalcato

Per ciò che riguarda la zona del corpo C adibita ad ospitare la RM è stata sviluppata un'analisi dei carichi dettagliata derivante dai risultati dei rilievi e dalle indicazioni fornite dalla ditta incaricata della fornitura e dell'installazione dell'apparecchiatura.

Si distinguono tre zone diverse. La prima zona Z1 (indicata nei tabulati con il nome di “Risonanza magnetica maggiorata”) coincide esattamente con la superficie che ospita la macchina e le relative schermature. La zona Z2 (indicata nei tabulati con il nome di “Risonanza magnetica”) è un'area limitrofa alla precedente in cui è presente una fitta tramezzatura. Infine con Z3 (indicata nei tabulati con il nome di “Soffitto risonanza”) si indica un'area dove viene installato il controsoffitto schermato. Inoltre, nelle medesime zone il peso proprio della struttura è stato incrementato del 10% rispetto al valore attuale per tenere conto dei futuri interventi di rinforzo dei solai.

Zona	Peso proprio [kN/m ²]	Carico fisso [kN/m ²]	Carico Variabile [kN/m ²]
Z1	3.0	6.1	3.0

Z2	3.0	4.5	3.0
Z3	5.06	2.65	3.0

Tabella 6.II: Carichi verticali agenti in corrispondenza dei locali adibiti a RM

Per quanto riguarda l'azione sismica, questa è stata determinata, secondo la normativa vigente, a partire da:

- coordinate geografiche del sito;
- tipo di terreno, che nel caso in esame, da quanto detto, è C;
- vita nominale e classe d'uso della struttura, che nel caso in esame, si assumono rispettivamente pari a 100 anni e classe IV.

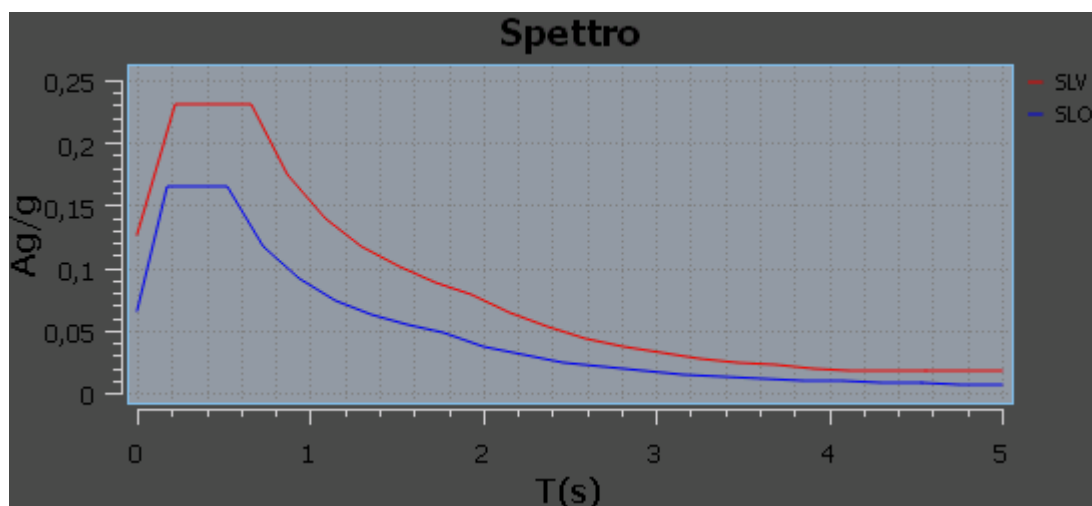


Figura 6.1: Spettro di risposta elastico secondo le norme tecniche 2008.

Sulla base di questi dati si ricava lo spettro elastico riportato in fig. 6.1 Il valore massimo dell'accelerazione spettrale è pari a circa 0.347g.

Il fattore di struttura è stato valutato prudenzialmente sempre pari ad 1.5 sia per i meccanismi duttili che per quelli fragili.

7. CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI

Le indagini sviluppate in situ ed in laboratorio consentono la caratterizzazione meccanica dei materiali da costruzione. La caratterizzazione deve essere sviluppata non soltanto sulla base dei risultati sperimentali ma anche in funzione del tipo di analisi strutturale che si intende adottare.

Per gli edifici in esame e in presenza di sisma, l'analisi che è sembrata più appropriata, in considerazione dei livelli di conoscenza acquisiti e del tipo di comportamento atteso, è l'analisi dinamica lineare, modale con spettro di risposta o con fattore di struttura q .

In questo caso, seguendo quanto riportato al paragrafo C8.7.2.4 della Circolare del Consiglio Superiore dei lavori Pubblici [4], con il termine “resistenza del materiale” si definisce il valore medio ottenuto da prove in situ e dalle informazioni aggiuntive diviso per il relativo fattore di confidenza. Tale resistenza viene utilizzata per il calcolo della capacità dell'elemento a sopportare le sollecitazioni indotte dalle azioni esterne, nel caso in cui si esaminano meccanismi di collasso duttile. Nel caso dei meccanismi fragili, la resistenza media è divisa oltre che per il fattore di confidenza anche per il coefficiente parziale del materiale.

Nel seguito si riportano le resistenze del materiale per i calcestruzzi e gli acciai.

7.1 Calcestruzzo

Sulla base dei risultati illustrati nelle precedenti sezioni si distinguono i calcestruzzi in elevazione da quelli in fondazione. Le quantità meccaniche utilizzate per le analisi strutturali sono riportate nella tabella 7.1.I. In particolare, si riportano i valori della resistenza media cilindrica e del modulo elastico, valutati rispettivamente con le formule seguenti:

$$f_{cm} = \frac{R_{cm}}{FC} \cdot 0.83;$$

$$E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0.3};$$

ELEVAZIONE				
Edificio	R_{cm} [MPa]	FC	f_{cm} [MPa]	E_{cm} [MPa]
Edificio A	29	1	24.1	28633
Edificio B	25	1	20.7	27386
Edificio C	27	1	22.4	28026
Edificio D	23	1	19.1	26709
FONDAZIONE				
Edificio A	24	1.35	14.7	24723
Edificio B	24	1.35	14.7	24723
Edificio C	15	1.2	10.4	22244
Edificio D	15	1.2	10.4	22244

Tabella 7.1.I: Valori delle proprietà meccaniche dei calcestruzzi utilizzati nei calcoli
per gli edifici del blocco diagnosi e terapia

7.2 Acciaio

Si distinguono gli acciai da carpenteria in profilati e quelli per l'armatura del calcestruzzo in barre. Inoltre, si riporta anche la caratterizzazione dei bulloni per la carpenteria metallica.

I valori medi utilizzati nei calcoli, determinati come previsto dalla normativa, sono illustrati in tabella 7.2.I. Nella fase di indagine, per tutti gli acciai non sono state sviluppate prove in laboratorio per la ricerca delle proprietà meccaniche. Per cui i valori dei parametri da utilizzare nello studio strutturale sono stati desunti dalle relazioni a strutture ultimate e dai collaudi.

Per la carpenteria metallica sono stati acquisiti inoltre i disegni costruttivi con cui si è proceduto a controlli visivi a campione. Pertanto, ai fini della determinazione dei fattori di confidenza (FC) per l'acciaio da carpenteria si assegna il livello di conoscenza LC2 e per gli altri acciai il livello LC1.

I valori della resistenza utilizzati nei calcoli sono riportati in tabella 7.2.I insieme agli altri parametri utili per la verifica.

Nella tabella con f_{ym} si intende la tensione di snervamento media, con f_{yd} la tensione di snervamento di calcolo, ottenuta da quella media dividendo per il fattore di confidenza, mentre E_{ym} è il modulo elastico medio.

	Classe	FC	f_{ym} [MPa]	f_{yd} [MPa]	E_{ym} [MPa]
Acciaio da carpenteria	Fe 360	1.20	282	235.0	210000
Acciaio da carpenteria	Fe 430	1.20	316	263.3	210000
Acciaio da carpenteria	Fe 510	1.20	390.5	325.4	210000
Acciaio in barre	Fe B 44 k	1.35	440	326.0	210000
Bulloni	8.8	1.35	649	480.7	210000

Tabella 7.2.I: Valori delle proprietà meccaniche dell'acciaio utilizzati nei calcoli

8. MODELLO DI CALCOLO

Lo studio del comportamento del fabbricato in presenza delle azioni esterne è stato sviluppato attraverso un modello di calcolo agli elementi finiti. Per simulare il comportamento di elementi monodimensionali si sono utilizzati elementi trave a due nodi; i nuclei scala e le fondazioni sono

stati modellati con elementi piastra-lastra a 4 nodi.

Le combinazioni che non prevedono l'applicazione dell'accelerazione sismica sono state sviluppate con l'analisi statica lineare mentre in presenza di sisma è stata effettuata l'analisi dinamica modale con spettro di risposta e fattore di struttura q (C8.7.2.4 di [3]).

In questa modalità di analisi lo spettro di risposta elastico, illustrato nella figura 6.1, viene trasformato in spettro di progetto riducendo le ordinate del fattore di struttura; il valore di quest'ultimo deve essere compreso nell'intervallo $1.5 \div 3.0$ a seconda della tipologia dell'edificio e del tipo di meccanismo rispetto al quale si effettua la verifica.

Per i quattro edifici del blocco diagnosi e terapie, la tipologia è di *struttura mista telai-pareti accoppiate*, dove la maggior parte delle azioni orizzontali sono assorbite dai setti di c.a. e si è assunto, prudenzialmente, un valore di $q=1.5$.

9. ANALISI STRUTTURALE E VERIFICHE DI SICUREZZA

I risultati dell'analisi strutturale e le verifiche di sicurezza di tutti gli elementi strutturali del corpo C per tutte le combinazioni di carico sono riportati nel tabulato di calcolo allegato SGH-S-17-3.

Dall'analisi con il metodo degli elementi finiti si sono ricavate le azioni vincolari e le forze interne. Le forze interne, denominate "sollecitazioni di calcolo", sono state confrontate con le resistenze degli elementi strutturali. In questa maniera sono state eseguite le verifiche dei pilastri, delle travi, dei setti dei nuclei scala e, infine, delle strutture di fondazione.

Per le travi e le colonne in acciaio la resistenza è stata valutata in campo elastico secondo il criterio di Von Mises, ovvero calcolando la tensione ideale fittizia e confrontando quest'ultima con la tensione di snervamento di calcolo. In pratica deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza (cfr. 4.2.4.1.2 della norma [1])

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad 9.1$$

essendo σ la tensione normale nella sezione trasversale della trave dovuta allo sforzo normale e al momento flettente e τ la tensione tangenziale prodotta dal taglio e dal momento torcente.

Negli elementi in acciaio di classe 1 e 2 per i quali la verifica di resistenza non risultasse soddisfatta in campo elastico con il metodo di Von Mises, è stata svolta una verifica della sezione in campo plastico (cfr. 4.2.4.1.2 della norma [1]).

La verifica a flessione della sezione in campo plastico si effettua confrontando il momento resistente plastico con la sollecitazione agente. Il momento resistente è valutato come di seguito:

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} f_{yd} \quad 9.2$$

essendo W_{pl} il modulo resistente plastico, f_{yd} la tensione di calcolo a snervamento della sezione metallica.

La verifica a taglio della sezione si effettua confrontando il taglio resistente con la sollecitazione agente. Il taglio resistente è valutato come di seguito:

$$V_{c,Rd} = A_v f_{yd} / \sqrt{3} \quad 9.3$$

essendo A_v l'area resistente a taglio della sezione.

Se il taglio di calcolo è inferiore alla metà del taglio resistente si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Inoltre, per gli elementi presso-inflessi è stata sviluppata la verifica della stabilità dell'equilibrio in senso euleriano. Tale verifica è stata eseguita con il metodo A, in accordo con quanto indicato al paragrafo C4.2.4.1.3.3.1 della circolare [3]; deve essere soddisfatta la disequaglianza di seguito riportata:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \cdot f_{yd} \cdot A} + \frac{M_{yeq,Ed}}{f_{yd} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{zeq,Ed}}{f_{yd} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1 \quad 9.4$$

essendo N_{Ed} lo sforzo normale di calcolo, $M_{yeq,Ed}$ e $M_{zeq,Ed}$ i momenti equivalenti di calcolo, W_y e W_z moduli resistenti elastici per le sezioni di classe 3 e moduli resistenti plastici per le sezioni di classe 1 e 2, $N_{cr,y}$ e $N_{cr,z}$ carichi critici euleriani secondo i due assi principali di inerzia e χ il coefficiente di riduzione della resistenza dipendente dalla snellezza di riferimento e dalla curva di svergolamento della sezione considerata.

Per la verifica dei setti di c.a. dei nuclei scala si è verificata la rispondenza ai requisiti normativi sia per le sollecitazioni di pressoflessione che per quelle di taglio. La verifica viene sviluppata considerando la sezione trasversale del nucleo scala alla stregua della sezione di una trave e confrontando le sollecitazioni di calcolo e le resistenze.

Per la verifica a pressoflessione deviata si considera la sezione trasversale dell'elemento monodimensionale e si applicano lo sforzo assiale e i due momenti flettenti secondo gli assi principali di inerzia (y e z). La verifica in termini di resistenza è soddisfatta se il momento risultante ricade all'interno del dominio M_y - M_z costruito per il valore considerato di sforzo assiale agente.

La verifica a taglio è stata svolta con riferimento a quanto riportato al paragrafo 4.1.2.1.3.2 di [1]. L'ipotesi base è che il taglio può essere sopportato dal solo calcestruzzo finché, per un certo valore limite, la trave si fessura dando luogo ad una struttura a traliccio dove i due correnti superiore e inferiore sono determinati dal calcestruzzo compresso e dall'armatura longitudinale tesa e le aste di parete coincidono con l'armatura trasversale (staffe) e i puntone di calcestruzzo delimitati da due fratture consecutive. La resistenza del traliccio si ottiene come minimo delle resistenze delle aste di parete: (armatura trasversale) V_{Rsd} e puntone di calcestruzzo V_{Rcd} . I due valori delle resistenze si determinano con le formule seguenti:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw} / s) \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha \quad 9.5$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta) \quad 9.6$$

dove si intende

- d l'altezza utile della sezione;
- b_w la larghezza minima della sezione;
- A_{sw} l'armatura trasversale;
- s l'interasse delle armature trasversali;
- θ e α le inclinazioni del puntone di calcestruzzo e dell'armatura trasversale rispetto all'asse del setto;
- f'_{cd} resistenza di calcolo a compressione ridotta del calcestruzzo ($f'_{cd} = 0.5 f_{cd}$).

Inoltre, trattandosi di pareti, secondo quanto prescritto al paragrafo 7.4.4.5.2.2 di [1], si assume il braccio delle forze interne pari all'80% di quello effettivo, l'inclinazione del puntone si pone pari a 45° e nelle zone critiche la resistenza viene ridotta moltiplicandola per un fattore pari a 0.4.

Per la verifica delle travi di accoppiamento dei setti dei nuclei scala si è proceduto con i metodi propri delle travi, valendo anche le condizioni riportate nel paragrafo 7.4.4.6 della norma [1].

Per la pressoflessione si è operato come già illustrato. Per la verifica a taglio si considera che la trave ha una armatura specifica diagonale ad X, staffata e ancorata alle pareti, la cui Area per ogni diagonale è A_s . La verifica di sicurezza è soddisfatta se vale la relazione:

$$V_{Ed} \leq 2A_s \cdot f_{yd} \cdot \text{Sen} \phi \quad 9.7$$

dove V_{Ed} è il taglio di calcolo e ϕ l'angolo formato dalle diagonali con l'asse orizzontale.

La verifica delle fondazioni riguarda il plinto e i pali. I plinti in progetto sono di diverse forme, ospitano 2, 3 o 4 pali e presentano dimensioni in pianta e spessore fra di loro comparabili il che permette di considerarli come elementi tozzi.

Le verifiche dei plinti sono eseguite con riferimento ai meccanismi di collasso per sollecitazione di flessione e taglio e di punzonamento del palo.

Per il primo meccanismo si è considerato un modello di resistenza del tipo puntone-tirante. Con riferimento alla figura 9.1 dapprima si individua l'inclinazione θ della biella compressa data dalla seguente espressione:

$$\theta = \text{ArcTan} \left(\frac{H - \frac{xc}{2}}{e} \right) \quad 9.8$$

essendo xc la distanza dell'asse neutro della sezione di incastro della biella di calcestruzzo dal bordo compresso ottenuta dalla relazione

$$xc = \frac{n \cdot A_f}{D} \left(\sqrt{1 + \frac{2D \cdot h}{n \cdot A_f}} \right) \quad 9.9$$

dove h è l'altezza utile delle sezione, D è il diametro del palo, n è il coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo e H è l'altezza del plinto.

Gli sforzi di calcolo sulle due bielle sono dati dalla decomposizione dello sforzo normale P sul singolo palo ottenuto dall'analisi strutturale:

$$T_{Ed} = P \cdot \text{Cot}(\theta), \quad N_{Ed} = \frac{P}{\text{Sen}(\theta)}; \quad 9.10$$

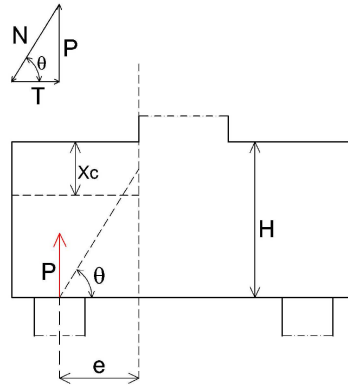


Figura 9.1: Schema di calcolo tirante - puntone per il plinto

le resistenze di calcolo si ottengono sulla base delle seguenti espressioni:

$$N_{Rd} = \frac{f_{cm}}{FC \cdot \gamma_c} \cdot [D \cdot x_c \cdot \cos(\theta)], \quad T_{Rd} = \frac{f_{ym}}{FC} \cdot A_f \quad 9.11$$

dove il meccanismo di rottura a compressione della biella di calcestruzzo è stato considerato fragile. La verifica è soddisfatta se le resistenze di calcolo sono superiori alle sollecitazioni.

Per la verifica a punzonamento si ipotizza la formazione di una superficie di frattura con normale a 45° rispetto alla direzione verticale o asse del palo. La frattura si sviluppa in modo II per cui viene mobilitata la resistenza tangenziale del calcestruzzo. Nell'ipotesi di stato di tensione puramente tangenziale, il valore della resistenza media del calcestruzzo al taglio coincide con la resistenza media a trazione. Anche questo meccanismo si considera di tipo fragile per cui il valore della resistenza al punzonamento vale:

$$P_{Rd} = \frac{1}{2} (D + H) \cdot \phi \cdot H \cdot \frac{f_{ctm}}{FC \cdot \gamma_c} \quad 9.12$$

Per la verifica dei pali di fondazione si fa riferimento a quanto riportato nel paragrafo 6.4.3. della normativa [1]. L'approccio progettuale seguito è il 2 che vale sia per le verifiche strutturali che per quelle geotecniche. Le sollecitazioni sui singoli pali provengono dall'analisi strutturale globale

mentre le resistenze sono calcolate a partire dai valori caratteristici della coesione non drenata riportati nella tab. 3.3.VI per i tre termini geotecnici. Il valore caratteristico della resistenza viene trasformato in valore di calcolo dividendo per γ_{cu} (M1) che vale 1.0 (cfr. Tab. 6.2.II in [1]). Per pali trivellati in terreni coesivi la capacità portante Q_{Rd} del palo può ricavarsi dalla seguente formula:

$$Q_{Rd} = \frac{Q_b}{\gamma_b} + \frac{Q_s}{\gamma_s} \quad 9.13$$

essendo Q_b e Q_s la resistenza alla punta e laterale e $\gamma_b = 1.35$ e $\gamma_s = 1.15$ i rispettivi coefficienti parziali di resistenza. Le resistenze alla base e laterale si calcolano con l'espressione

$$Q_b = 9 \cdot c_u \cdot A_p; \quad Q_s = \sum_{i=1}^3 \alpha_i c_{ui} \cdot \pi \cdot D \cdot h_i \quad 9.14$$

essendo 3 il numero degli strati di spessore h_i e α il fattore di adesione che è funzione del valore della coesione non drenata.

Nel caso specifico, il calcolo è stato effettuato ricavando la lunghezza minima dei pali che soddisfa la condizione di uguaglianza fra l'azione di calcolo e la resistenza. In accordo con una certa omogeneità delle stratigrafie riscontrate, si è ipotizzata una unica situazione geotecnica che si ritiene sufficientemente cautelativa e che vede un primo strato di terreni L dello spessore di 3 m, un secondo strato di spessore 4 m di terreni FA e la rimanente profondità occupata dalla sola formazione di base FB.

9.1 Edificio A

Nella tabella 9.1.I sono riportati le situazioni più gravose registrate per le travi e le colonne di acciaio. Le travi in condizioni più gravose sono quelle appartenenti al solaio destinato ad ospitare i locali da adibire a laboratorio, caratterizzati da un maggior carico variabile.

In particolare la verifica delle travi principali, costituita da profilati HEB450, effettuata con il criterio di Von Mises dà origine a coefficienti di sicurezza (SF) poco al di sotto dell'unità.

Per tali travi la verifica è stata contemporaneamente condotta in campo plastico, separando gli effetti dell'azione flessionale da quella tagliante (sempre considerabile come influente sul comportamento a flessione della sezione) e conducendo il confronto tra azione sollecitante e resistenza di calcolo. Le verifiche così effettuate hanno dato esito positivo.

La colonna soggetta al valore massimo della tensione ideale è posizionata ad uno spigolo del fabbricato, in questo caso la verifica in campo elastico con il criterio di Von Mises risulta già soddisfatta e non si è proceduto alla verifica in campo plastico.

In entrambi i casi sia per la resistenza che la stabilità delle membrature si ha il soddisfacimento dei requisiti di sicurezza.

Elemento	Carico	σ_{id} [MPa]	SF (VonMises)	M_y [kNm]	T_z [kN]	$M_{pl,Rd}$ [kNm]	$V_{c,Rd}$ [kN]	SF ($M_{pl,Rd}/M_y$)
Colonna 1 nodi 58-311 (HEB360)	Sismico	163.2	1.44	-	-	-	-	-
Trave 109 (HEB450)	Verticale	252.2	0.93	887.4	203.8	935.8	1081	1.05

Tabella 9.1.I: Verifiche colonne e travi di acciaio (condizioni più gravose).

I setti del nucleo scala assorbono la maggior parte delle azioni sismiche. Le verifiche sono state sviluppate sia per le sollecitazioni che inducono tensioni normali sia per quelle che determinano tensioni tangenziali.

Per le azioni di sforzo normale e momento flettente, le sollecitazioni agenti sugli elementi piastra-lastra sono stati preliminarmente composti per valutare la risultante e il momento risultante in corrispondenza del baricentro della sezione trasversale del nucleo. Tale sezione trasversale è stata, quindi, verificata in pressoflessione deviata ricavando, per un valore costante della sollecitazione di sforzo normale, i valori dei momenti ultimi. I momenti di calcolo e quelli ultimi sono stati utilizzati nell'espressione per la verifica di sicurezza. Le sezioni esaminate, per ogni porzione di nucleo fra due piani consecutivi, sono quelle di estremità e quella di mezzeria. Tutte le verifiche asseverano la condizione che il nucleo scala è adeguato ad assorbire le sollecitazioni indotte di sforzo normale e momento flettente sia per le combinazioni dei carichi verticali sia per il caso di evento sismico. La condizione più gravosa si riscontra al primo livello in corrispondenza della sezione di incastro con la fondazione e in condizione sismica dove si hanno le sollecitazioni e le resistenze riportate nella tabella successiva.

Sezione Nucleo	N_{Ed} [kN]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Rd}$ [kNm]	$M_{z,Rd}$ [kNm]	C.S.
Livello 2 comb. 3-II-2	-8028.4	35324.68	1021.84	96134.48	7584.91	2.7

Tabella 9.1.II: Verifiche del nucleo scala per tensioni normali (condizioni più gravose).

Per la verifica a taglio si agisce considerando le sollecitazioni setto per setto. In assenza delle forze sismiche orizzontali le verifiche sono sempre soddisfatte.

In presenza delle azioni sismiche, al contrario, l'armatura trasversale necessaria per un notevole numero di setti risulta insufficiente. Nei successivi paragrafi verranno discusse le soluzioni da adottare per conseguire il pieno adeguamento sismico del nucleo scala.

Le travi di accoppiamento dei setti sono tutte verificate e la condizione più gravosa calcolata riguarda la trave n. 355 in corrispondenza del 3° livello. La verifica a pressoflessione fornisce un valore pari a 0.89 per cui la verifica è soddisfatta.

Essendo il rapporto tra la luce netta e l'altezza della trave inferiore a 3, la sollecitazione di taglio deve essere assorbita esclusivamente da due ordini di armature diagonali, opportunamente staffate, disposte ad X che si ancorano sulle pareti adiacenti. Effettivamente nelle travi di accoppiamento dei setti sono presenti armature diagonali a X realizzate con 5+5 ϕ 24 mm e staffe ϕ 8 mm disposte con passo di 10 cm. Le diagonali formano un angolo che va da $\Phi = 22^\circ$ a $\Phi = 45^\circ$ con l'orizzontale a seconda della geometria della trave. Il caso più gravoso si riscontra in corrispondenza della trave n.402 di sezione 30x170 cm. La trave presenta armatura diagonale disposta a 45° , pertanto, essendo $A_s = 45.24 \text{ cm}^2$ l'armatura presente in ciascuna diagonale e $f_{yd} = 318 \text{ N/mm}^2$ la tensione di calcolo associata all'armatura, il taglio resistente, calcolato con la 9.7, vale 2034.5 kN. Essendo il taglio di calcolo massimo $V_{Ed} = 1151.6 \text{ kN}$ la verifica è soddisfatta.

Per la verifica delle fondazioni, dall'analisi agli elementi finiti sono stati estratte le condizioni di sollecitazione più gravose in corrispondenza del collegamento fra la colonna e il plinto. Tali sollecitazioni sono state ripartite in maniera classica sui singoli pali determinando quello che sopporta i maggiori sforzi (P_{max} , T_{max}). Con il valore del carico sul singolo palo si è proceduto alle verifiche secondo il metodo esposto in precedenza. Nella tabella seguente sono riportate le sollecitazioni alla base delle colonne considerate per le verifiche.

Plinto	Caso di carico	N [kN]	Ty [kN]	Tz [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]	P_{max} [kN]	T_{max} [kN]
2 Pali	verticale	-1261.79	$\cong 0$	$\cong 0$	$\cong 0$	$\cong 0$	630.9	$\cong 0$
3 Pali	verticale	-2287.68	-58.6	$\cong 0$	$\cong 0$	69.82	791.65	19.53
4 Pali	verticale	-2877.34	$\cong 0$	$\cong 0$	$\cong 0$	$\cong 0$	719.34	$\cong 0$

Tabella 9.1.III: Sollecitazioni nei plinti e nei pali

Nella tabella seguente sono riportati i risultati delle verifiche del plinto.

Plinto	Caso di carico	Af [cm ²]	T _{Ed} [kN]	N _{Ed} [kN]	T _{Rd} [kN]	N _{Rd} [kN]	P _{Rd} [kN]
2 Pali	verticale	45.24	646.03	-902.99	1474.5	-2056.7	1560.48
3 Pali	verticale	36.19	488.18	-687.87	1179.5	-1861.41	2160.67
4 Pali	verticale	36.19	362.33	-510.53	1179.5	-1861.41	2640.81

Tabella 9.1.IV: Verifiche dei plinti

Dai risultati delle verifiche si evince che i plinti di questo corpo sono sufficienti a trasferire i carichi dalla struttura in elevazione alle fondazioni profonde.

Il massimo sforzo normale sul singolo palo si ottiene nel plinto di forma triangolare e il rispettivo valore è 791.65 kN. Con le formule (9.13) e (9.14) si è valutato che la lunghezza minima del palo deve essere di 8 m, valore di gran lunga inferiore a quelli previsti in progetto (15 m).

9.2 Edificio B

Per le colonne e le travi in acciaio le condizioni più gravose risultate dai calcoli si ottengono in condizioni statiche e i valori utili per la verifica della sicurezza sono riportati in tabella 9.2.I.

Come per l'edificio A, le travi in condizioni più gravose risultano essere quelle appartenenti al solaio destinato ad ospitare i locali laboratorio, caratterizzati da un maggior carico variabile.

Anche in questo caso, la verifica delle travi principali effettuata con il criterio di Von Mises dà origine a coefficienti di sicurezza (SF) leggermente inferiori all'unità. Le verifiche condotte in campo plastico danno esito positivo.

Analogamente a quanto visto per l'edificio A, il nucleo scala è adeguato ad assorbire le sollecitazioni indotte di sforzo normale e momento flettente sia per le combinazioni dei carichi verticali sia per il caso di evento sismico. La condizione più gravosa si riscontra al primo livello in corrispondenza della sezione di incastro con la fondazione e in condizione sismica dove si hanno le sollecitazioni e le resistenze riportate nella tabella successiva.

Elemento	Carico	σ_{id} [MPa]	SF (VonMises)	M _y [kNm]	T _z [kN]	M _{pl,Rd} [kNm]	V _{c,Rd} [kN]	SF (M _{pl,Rd} /M _y)
Colonna 16 primo livello	Verticale	136.3	1.72	-	-	-	-	-

(HEB360)								
Trave 213 (HEB450)	Verticale	252.2	0.93	887.4	203.8	935.8	1081	1.05

Tabella 9.2.I: Verifiche colonne e travi di acciaio (condizioni più gravose).

Sezione Nucleo	N_{Ed} [kN]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Rd}$ [kNm]	$M_{z,Rd}$ [kNm]	C.S.
Livello 1 comb. 3-II-2	-10280.08	36321.69	-4032.62	145750.72	19686.86	4

Tabella 9.2.II: Verifiche del nucleo scala per tensioni normali (condizioni più gravose).

Per quanto attiene la verifica a taglio, si agisce considerando le sollecitazioni setto per setto. In assenza delle forze sismiche orizzontali le verifiche sono sempre soddisfatte. In presenza delle azioni sismiche, al contrario, l'armatura trasversale risulta insufficiente per un notevole numero di setti. Nei paragrafi successivi verranno esaminate le soluzioni da adottare per raggiungere il pieno adeguamento sismico dell'edificio.

Le travi di accoppiamento dei setti sono tutte verificate e la condizione più gravosa calcolata riguarda la trave n. 251 in corrispondenza del 2° livello.

La verifica a pressoflessione fornisce un valore pari a 0.88 per cui la verifica è soddisfatta.

Per quanto riguarda la verifica a taglio, il caso più gravoso si riscontra in corrispondenza della trave n.402 di sezione 30x170 cm. Essendo presenti armature diagonali a X disposte a 45° realizzate con 5+5 ϕ 24 mm ($A_s = 45.24 \text{ cm}^2$) ed essendo $f_{yd} = 318 \text{ N/mm}^2$ la tensione di calcolo associata all'armatura, il taglio resistente, calcolato con la 9.7, vale 2034.5 kN. Il taglio massimo agente vale $V_{Ed} = 1151.6 \text{ kN}$ per cui la verifica è soddisfatta.

Per la verifica delle fondazioni, dall'analisi agli elementi finiti sono stati estratte le condizioni di sollecitazione più gravose in corrispondenza del collegamento fra la colonna e il plinto. Tali sollecitazioni sono state ripartite in maniera classica sui singoli pali determinando quello che sopporta i maggiori sforzi (P_{max} , T_{max}). Con il valore del carico sul singolo palo si è proceduto alle verifiche. Nella tabella seguente sono riportate le sollecitazioni alla base delle colonne.

Nel caso del plinto a 4 pali, il più sollecitato è risultato essere un plinto di confine con l'edificio A. Il valore di N si riferisce quindi alla somma dei contributi di carico verticale forniti dalle due colonne adiacenti dell'edificio A e dell'edificio B.

Plinto	Caso di carico	N [kN]	T _y [kN]	T _z [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	P _{max} [kN]	T _{max} [kN]
2 Pali	verticali	-1075.2	≅0	≅0	≅0	≅0	537.6	0
3 Pali	verticali	-2448.2	≅0	≅0	≅0	≅0	816.07	0
4 Pali	verticali	-2659.61	≅0	≅0	≅0	≅0	664.9	0

Tabella 9.2.III: Sollecitazioni nei plinti e nei pali

Nella tabella seguente sono riportati i risultati delle verifiche del plinto.

Plinto	Caso di carico	A _f [cm ²]	T _{Ed} [kN]	N _{Ed} [kN]	T _{Rd} [kN]	N _{Rd} [kN]	P _{Rd} [kN]
2 Pali	verticali	45.24	550.49	-769.45	1474.5	-2056.7	1560.48
3 Pali	verticali	36.19	340.72	-757.41	1179.5	-1179.87	2160.67
4 Pali	verticali	36.19	334.91	-471.9	1179.5	-1861.41	2640.81

Tabella 9.2.IV: Verifiche dei plinti

Anche i plinti di questo corpo sono sufficienti a trasferire i carichi dalla struttura in elevazione alle fondazioni profonde.

Il massimo sforzo normale sul singolo palo si ottiene nel plinto di forma triangolare e il rispettivo valore è 816.07 kN. Con le formule (9.13) e (9.14) si è valutato che la lunghezza minima del palo deve essere di 8 m. Anche in questo caso la lunghezza è inferiore a quella di progetto (15 m).

9.3 Edificio C

Le verifiche delle strutture dell'edificio C sono riportate nel tabulato allegato SGH-S1-17-3.

Le analisi condotte tengono conto dei nuovi carichi sui solai dovuti alla presenza della risonanza magnetica al piano terra e degli interventi di rinforzo realizzati sulle travi di tali solai.

Sia l'analisi dei nuovi carichi che gli interventi di consolidamento sono stati individuati nell'ambito del progetto denominato "Progetto di consolidamento strutturale locale di un solaio del 1° impalcato del corpo C (blocco diagnosi e terapie) nell'ambito dell'appalto per la fornitura chiavi in mano in unico lotto di n.1 tomografo a risonanza magnetica" redatto per la parte strutturale dall'Ing. Giovanni Calabrese nel Febbraio 2012 e approvato dal Genio Civile di Agrigento il 30/07/2012 con

prot. n. 283556.

Gli interventi di rinforzo considerati nelle verifiche di resistenza effettuate nella presente analisi consistono in:

- realizzazione di una soletta armata in calcestruzzo C25/30 di spessore pari a 8 cm sulle lastre prefabbricate esistenti ($s=4$ cm) all'interno del campo di solaio che ospiterà la risonanza magnetica. La nuova soletta è resa collaborante con le travi secondarie HEA 220 o IPE 240 mediante l'impiego di connettori tipo Nelson;
- saldatura di un piatto metallico di acciaio tipo S275 e di sezione 300x15 mm all'ala superiore delle travi principali HEA450 presenti nel campo di solaio che ospiterà la risonanza magnetica;

Nella tabella 9.3.I sono riportate le situazioni più gravose registrate per le travi e le colonne di acciaio. Per le colonne in acciaio le condizioni più gravose si ottengono in condizioni statiche e la colonna più sollecitata risulta essere quella presente al primo livello all'interno dell'area che ospiterà la risonanza magnetica. Per le travi in acciaio le condizioni più gravose risultate dai calcoli si ottengono in condizioni statiche e riguardano le travi secondarie HEA220 presenti a soffitto dell'area che ospiterà la risonanza. Il solaio di copertura di tali locali non è oggetto di consolidamento ma sarà comunque interessato dalla nuova installazione di impianti, di schermatura magnetostatica e controsoffitto. Le condizioni imposte dalla normativa sono in ogni caso soddisfatte.

Elemento	Carico	σ_{id} [MPa]	SF (VonMises)	M_y [kNm]	T_z [kN]	$M_{pl,Rd}$ [kNm]	$V_{c,Rd}$ [kN]	SF ($M_{pl,Rd}/M_y$)
Colonna 27 primo livello (HEB400)	Verticale	165.4	1.59	-	-	-	-	-
Trave 207 (HEA220)	Verticale	259.2	0.91	133.55	0	133.6	280.4	1

Tabella 9.3.I: Verifiche colonne e travi di acciaio (condizioni più gravose).

Il nucleo scala è adeguato ad assorbire le sollecitazioni indotte di sforzo normale e momento flettente sia per le combinazioni dei carichi verticali sia per il caso di evento sismico. La condizione più gravosa si riscontra al primo livello in corrispondenza della sezione di incastro con la fondazione e in condizione sismica dove si hanno le sollecitazioni e le resistenze riportate nella tabella successiva.

Sezione Nucleo	N_{Ed} [kN]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Rd}$ [kNm]	$M_{z,Rd}$ [kNm]	C.S.
Livello 1 comb. 3-I-2	-16139.39	-75678.9	26804.41	-159710.34	58366.23	2.1

Tabella 9.3.II: Verifiche del nucleo scala per tensioni normali (condizioni più gravose).

Per quanto attiene la verifica a taglio, si agisce analogamente a quanto riportato per i precedenti corpi. In assenza delle forze sismiche orizzontali le verifiche sono sempre soddisfatte. In presenza delle azioni sismiche, al contrario, l'armatura trasversale necessaria per un notevole numero di setti risulta insufficiente come è possibile rilevare dai tabulati allegati. Nella tavola di progetto SGH-S1-9-3 sono riportate le planimetrie del nucleo scala ai vari livelli e in rosso sono evidenziati gli elementi con carente armatura a taglio. Nei paragrafi successivi verranno esaminate le soluzioni da adottare per raggiungere il pieno adeguamento sismico dell'edificio.

Le travi di accoppiamento dei setti sono tutte verificate e la condizione più gravosa calcolata riguarda la trave n. 334 in corrispondenza del 3° livello.

La verifica a pressoflessione fornisce un coefficiente di sicurezza minimo di valore pari a 0.64 per cui la verifica è soddisfatta.

Per quanto riguarda la verifica a taglio, il caso più gravoso si riscontra in corrispondenza della trave n.243 di sezione 30x130 cm. Essendo presenti armature diagonali a X disposte a 30° realizzate con 5+5 ϕ 24 mm ($A_s = 45.24 \text{ cm}^2$) ed essendo $f_{yd} = 318 \text{ N/mm}^2$ la tensione di calcolo associata all'armatura, il taglio resistente, calcolato con la 9.7, vale 1438.6 kN. Il taglio massimo agente vale $V_{Ed} = 1364.3 \text{ kN}$ per cui la verifica è soddisfatta.

Per la verifica delle fondazioni, dall'analisi agli elementi finiti sono state estratte le condizioni di sollecitazione più gravose in corrispondenza del collegamento fra la colonna e il plinto. Tali sollecitazioni sono state ripartite in maniera classica sui singoli pali determinando quello che sopporta i maggiori sforzi (P_{max} , T_{max}). Con il valore del carico sul singolo palo si è proceduto alle verifiche secondo il metodo sopra esposto. Nella tabella seguente sono riportate le sollecitazioni alla base delle colonne considerate per le verifiche.

Plinto	Caso di carico	N [kN]	T_y [kN]	T_z [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	P_{max} [kN]	T_{max} [kN]
2 Pali	verticali	-2165.4	$\cong 0$	$\cong 0$	$\cong 0$	$\cong 0$	1082.7	0.0

3 Pali	verticali	-2820.3	-70.23	$\cong 0$	83.74	$\cong 0$	974.9	23.41
4 Pali	verticali	-3270.9	$\cong 0$	$\cong 0$	$\cong 0$	$\cong 0$	817.7	0.0

Tabella 9.3.III: Sollecitazioni nei plinti e nei pali

Nella tabella seguente sono riportati i risultati delle verifiche del plinto.

Plinto	Caso di carico	Af [cm ²]	T _{Ed} [kN]	N _{Ed} [kN]	T _{Rd} [kN]	N _{Rd} [kN]	P _{Rd} [kN]
2 Pali	verticali	45.24	1108.7	-1549.6	1474.5	-1587.7	1086.4
3 Pali	sismico	36.19	590.41	-878.99	1179.5	-1135.1	1180.8
4 Pali	verticali	36.19	391.28	-565.91	1179.5	-1168.5	1443.2

Tabella 9.3.IV: Verifiche dei plinti

I plinti soddisfano i requisiti di sicurezza. Il massimo sforzo normale sul singolo palo si ottiene nel plinto di forma rettangolare e il rispettivo valore è 1082.7 kN. Con le formule (9.13) e (9.14) si è valutato che la lunghezza minima del palo deve essere di 8 m. Anche in questo caso la lunghezza è inferiore a quella di progetto (15 m).

9.4 Edificio D

Nella tabella 9.4.I sono riportate le situazioni più gravose registrate per le travi e le colonne di acciaio. Per le colonne in acciaio le condizioni più gravose si ottengono in condizioni statiche in corrispondenza di uno sbalzo.

Per le travi in acciaio le condizioni più gravose risultate dai calcoli si ottengono in condizioni statiche in corrispondenza dei solai destinati ad ospitare i laboratori.

Come è possibile evincere dai tabulati, l'orditura principale e secondaria di travi costituita da profilati di tipo HEA 450 e profilati HEA 220, non è idonea a sostenere i carichi verticali ipotizzati per le aree da destinare a laboratorio. Ciò è coerente con il fatto che per tali aree le carpenterie del progetto originario prevedevano un aumento della sezione dei profilati proprio al fine di sopperire all'aggravio di carico. Non essendo stata effettivamente riscontrata tale differenziazione, risulta evidente la necessità di declassare la destinazione d'uso di questi solai da "laboratori" a "tipo" (cfr. paragrafo 6).

Nelle more di limitare il carico variabile sui solai destinati a laboratorio ad un carico variabile pari a

quello dei solai tipo ($3,00 \text{ kN/m}^2$), le condizioni imposte dalla normativa possono ritenersi soddisfatte.

Elemento	Carico	σ_{id} [MPa]	SF
Colonna 11 terzo livello (HEA260)	Statico	261.3	1.01
<u>Trave 109</u> (HEA220)	<u>Statico</u>	<u>353.1</u>	<u>0.67</u>
<u>Trave 124</u> (HEA450)	<u>Statico</u>	<u>305</u>	<u>0.77</u>

Tabella 9.4.I: Verifiche colonne e travi di acciaio (condizioni più gravose).

Anche in questo caso il nucleo scala è adeguato ad assorbire le sollecitazioni indotte di sforzo normale e momento flettente sia per le combinazioni dei carichi verticali sia per il caso di evento sismico. La condizione più gravosa si riscontra al primo livello in corrispondenza della sezione di incastro con la fondazione e in condizione sismica dove si hanno le sollecitazioni e le resistenze riportate nella tabella successiva.

Sezione Nucleo	N_{Ed} [kN]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Rd}$ [kNm]	$M_{z,Rd}$ [kNm]	C.S.
Livello 1 comb. 3-I-2	-12920.71	67981.76	-15959.26	-150668.92	-37386.97	2.2

Tabella 9.4.II: Verifiche del nucleo scala per tensioni normali (condizioni più gravose).

Per quanto attiene la verifica a taglio, si agisce analogamente a quanto riportato per i precedenti corpi. In assenza delle forze sismiche orizzontali le verifiche sono sempre soddisfatte. In presenza delle azioni sismiche, al contrario, l'armatura trasversale necessaria per un notevole numero di setti risulta insufficiente. E' possibile identificare ai vari livelli i setti che necessitano una integrazione di armature nel caso in cui si volesse adeguare sismicamente il nucleo scala. Nei paragrafi successivi verranno esaminate le soluzioni da adottare per raggiungere il pieno adeguamento sismico dell'edificio.

Le travi di accoppiamento dei setti sono tutte verificate e la condizione più gravosa calcolata riguarda la trave n. 310 in corrispondenza del 3° livello. La verifica a pressoflessione fornisce un valore del coefficiente di sicurezza pari a 0.85.

Per quanto riguarda la verifica a taglio, il caso più gravoso si riscontra in corrispondenza della trave n.446 di sezione 30x170 cm. Essendo presenti armature diagonali a X disposte a 45° realizzate con 5+5 ϕ 24 mm ($A_s = 45.24 \text{ cm}^2$) ed essendo $f_{yd} = 318 \text{ N/mm}^2$ la tensione di calcolo associata all'armatura, il taglio resistente, calcolato con la 9.7, vale 2034.5 kN. Il taglio massimo agente vale $V_{Ed} = 1294.0 \text{ kN}$ per cui la verifica è soddisfatta.

Per la verifica delle fondazioni, dall'analisi agli elementi finiti sono state estratte le condizioni di sollecitazione più gravose in corrispondenza del collegamento fra la colonna e il plinto. Tali sollecitazioni sono state ripartite in maniera classica sui singoli pali determinando quello che sopporta i maggiori sforzi (P_{max} , T_{max}). Con il valore del carico sul singolo palo si è proceduto alle verifiche secondo il metodo sopra esposto. Nella tabella seguente sono riportate le sollecitazioni alla base delle colonne considerate per le verifiche.

Plinto	Caso di carico	N [kN]	Ty [kN]	Tz [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]	P_{max} [kN]	T_{max} [kN]
2 Pali	verticali	-1887.77	$\cong 0$	$\cong 0$	$\cong 0$	$\cong 0$	943.89	$\cong 0$
3 Pali	verticali	-1834.03	$\cong 0$	$\cong 0$	$\cong 0$	$\cong 0$	611.34	$\cong 0$
4 Pali	verticali	-2610.64	$\cong 0$	$\cong 0$	$\cong 0$	$\cong 0$	652.66	$\cong 0$

Tabella 9.4.III: Sollecitazioni nei plinti e nei pali

Nella tabella seguente sono riportati i risultati delle verifiche del plinto

Plinto	Caso di carico	$A_f [\text{cm}^2]$	T_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	T_{Rd} [kN]	N_{Rd} [kN]	P_{Rd} [kN]
2 Pali	verticali	45.24	966.5	-1350.9	1474.5	-1490.9	959.4
3 Pali	verticali	36.19	376.9	-531.2	1179.53	-1199.4	1180.8
4 Pali	verticali	36.19	328.7	-463.2	1179.53	-1199.4	1443.2

Tabella 9.4.IV: Verifiche dei plinti

Alla luce delle verifiche, i plinti di questo corpo sono sufficienti a trasferire i carichi dalla struttura in elevazione alle fondazioni profonde.

Il massimo sforzo normale sul singolo palo si ottiene nel plinto di forma rettangolare e il rispettivo valore è 943.89 kN. Con le formule (9.13) e (9.14) si è valutato che la lunghezza minima del palo deve essere di 8 m. Anche in questo caso la lunghezza è inferiore a quella di progetto (15 m).

10. RAFFORZAMENTO DELL'EDIFICIO 7

L'analisi strutturale e le verifiche di sicurezza in presenza di carichi verticali e in presenza di sisma hanno portato alla conclusione che la struttura dell'edificio rispetta i requisiti imposti dalla normativa vigente.

Un dato importante scaturito dalle indagini sperimentali riguarda lo stato di degrado del calcestruzzo derivante sia da situazioni ambientali particolarmente aggressive, sia dall'invecchiamento legato al processo naturale di carbonatazione dello strato superficiale, eventualmente accelerato dalle sfavorevoli condizioni ambientali e dalla originaria composizione del calcestruzzo. Si rende necessario un complessivo intervento di bonifica e di recupero per una buona conservazione in tutto il livello di fondazione del Blocco Diagnosi e Terapie, da effettuarsi in tempi brevi. Inoltre, già nella fase di esecuzione delle indagini sperimentali si era evidenziato il notevole stato di degrado di due pilastri del piano seminterrato dell'edificio 7, nel locale che ospita gli impianti dell'ospedale, a causa dell'ambiente atmosferico aggressivo determinato dal funzionamento degli impianti. A questo proposito era stata evidenziata la necessità di intervenire in somma urgenza per puntellare tali pilastri e procedere rapidamente ad un loro risanamento.

La verifica delle profondità della carbonatazione di tutte le carote estratte ha evidenziato come i valori più elevati, e sicuramente superiori ai valori determinati dalle usuali velocità del processo in condizioni normali, si riscontrino proprio in tale locale, non solo nei due pilastri in corso puntellati, ma anche in altri pilastri vicini, raggiungendo profondità dell'ordine dei 6-7 cm.

Si ricorda che la carbonatazione del calcestruzzo, creando un ambiente sfavorevole alla conservazione delle armature di acciaio, può determinare, congiuntamente ad altre condizioni, l'ossidazione delle armature di acciaio e, quindi, una riduzione locale della resistenza, per riduzione della sezione resistente sia delle armature di acciaio sia del calcestruzzo (per riduzione dell'efficienza dello strato di copriferro).

Per ottemperare alla richiesta del Genio Civile di Agrigento espressa nel parere di fattibilità sismica del 30 Maggio 2013 (prot. n. 190411), l'intervento di risanamento/rafforzamento riguarderà i pilastri 31 e 33 e verrà esteso ad alcuni pilastri vicini.

I pilastri si trovano all'interno di un vano che costituisce la centrale termica degli edifici e in cui si verificano oscillazioni notevoli della temperatura con presenza diffusa di vapori d'acqua. Le condizioni ambientali sfavorevoli hanno determinato il deterioramento della porzione corticale degli elementi strutturali e la corrosione delle barre di acciaio di armatura.

I risultati delle indagini, effettuate al fine di valutare i parametri di resistenza dei materiali di tali elementi strutturali, hanno inoltre rilevato valori ridotti della resistenza a compressione del calcestruzzo. Le carote prelevate nella parte inferiore dei pilastri 31 e 33 e le prove non distruttive effettuate su di essa hanno evidenziato resistenze mediamente pari a 11 MPa.

In ragione delle precedenti osservazioni si è ritenuto necessario adottare a seguito dello studio di valutazione della sicurezza provvedimenti improcrastinabili.

L'intervento di messa in sicurezza provvisoria è stato realizzato sulla base di un progetto redatto dai Proff. Dolce e Giambanco nel Febbraio 2010 ed è consistito in un puntellamento dei due pilastri tale da surrogare la capacità portante degli stessi e scongiurare possibili improvvisi dissesti. I puntelli svolgono una funzione sostitutiva dei pilastri e sono stati progettati e verificati allo stato limite ultimo considerando la combinazione fondamentale delle azioni agenti su di essi (carichi permanenti e carichi variabili).

Il carico verticale sopportato da ogni pilastro viene ripartito su un sistema di quattro colonne in acciaio disposte al di sotto delle travi che convergono al pilastro ed adiacenti ad esso.

All'estremità superiore delle colonne, costituite da due profili HEA 200 affiancati, è stato posizionato un sistema così costituito:

- una piastra inferiore in acciaio di spessore pari a 15 mm;
- un primo blocco costituito da 2 profili HEA200 accoppiati;
- una prima piastra intermedia in acciaio di spessore pari a 15 mm;
- un martinetto idraulico cilindrico con ghiera di sicurezza ENERPAC CLP-2002 da 200 t;
- una seconda piastra intermedia in acciaio di spessore pari a 15 mm;
- un secondo blocco costituito da 2 profili HEA200 accoppiati;

Al fine di salvaguardare le travi da una possibile fessurazione per eccesso di sforzo di taglio in corrispondenza delle colonne, è stato effettuato il rinforzo del nodo trave-pilastro. Al di sopra del sistema prima descritto sono state posizionate selle in acciaio di spessore 20/30 mm le cui facce risultano in totale adesione a quelle della trave tramite l'interposizione di resina epossidica. Le piastre che formano le selle sono inoltre connesse tra loro tramite spinotti costituiti da barre metalliche.

La realizzazione del puntellamento è avvenuta previo spostamento delle macchine della centrale termica, rimozione di pavimentazione e massetto e rimozione dell'intonaco dalle travi interessate.

Il consolidamento definitivo dei pilastri, qui trattato, avverrà mantenendo le strutture di puntellamento esistenti fino al termine delle operazioni di rinforzo e dei periodi di maturazione del nuovo calcestruzzo posto in opera.

L'intervento previsto non sarà uguale per i pilastri in esame, infatti, è visivamente constatabile un differente stato di ammaloramento delle armature e della corteccia di cls, più avanzato nel pilastro 33.

Su tale pilastro le operazioni di consolidamento consisteranno nella scarifica del calcestruzzo ammalorato per un profondità variabile, in funzione della larghezza dell'elemento, tra i 12 e i 7.5 cm .

L'asportazione del calcestruzzo avverrà dalla quota del solaio di calpestio fino alla quota di intradosso della trave più alta che converge su di esso.

Fino alla quota di circa 1.5 m dal calpestio, si provvederà alla sostituzione parziale dell'armatura longitudinale esistente e alla sostituzione integrale dell'armatura trasversale che verrà realizzata con passo pari alla metà di quello di progetto originario. La quantità e l'estensione dell'intervento di sostituzione in ogni caso potrà variare dipendentemente dalle condizioni di degrado in cui versa l'armatura, riscontrabili a seguito della scarifica del pilastro e solo ipotizzabili in sede di progetto.

Le nuove barre di armatura longitudinale verranno ancorate chimicamente alle travi di fondazione convergenti alla base del pilastro e saldate per 30 cm alle barre longitudinali esistenti.

Nella porzione rimanente del pilastro (al di sopra di 1.5 m dal solaio di calpestio e fin sotto l'intradosso della trave) si procederà all'integrazione delle staffe esistenti con l'aggiunta di nuove staffe in modo da dimezzarne il passo.

Le barre di armatura esistenti verranno pulite e trattate con più mani di un impregnante passivante contenente inibitori di corrosione.

Il ripristino della sezione originaria del pilastro avverrà tramite il getto di betoncino cementizio premiscelato colabile ad espansione contrastata in aria, additivato con inibitori migranti di corrosione.

Al termine della maturazione del getto, si provvederà alla rimozione del sistema di puntellamento esistente e alla bonifica corticale della porzione di testa del pilastro e alla bonifica corticale delle travi convergenti ad esso per un'estensione di 1 m a partire dalle facce del pilastro.

La sezione originaria verrà ripristinata tramite l'utilizzo di malta tixotropica a ritiro compensato applicata con spatola e cazzuola previa pulitura e passivazione dei ferri di armatura.

Per il pilastro 31 e per alcuni pilastri vicini si prevede esclusivamente la bonifica corticale secondo

le modalità appena descritte e avendo, anche in questo caso, cura di procedere inizialmente alla bonifica della porzione inferiore e successivamente, allo scadere dei 28 gg di maturazione della malta, alla rimozione dei puntelli e alla bonifica della porzione sommitale del pilastro e delle travi adiacenti.

11. ADEGUAMENTO SISMICO DEL BLOCCO DIAGNOSI E TERAPIE

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza in presenza dei carichi verticali consentono di affermare che i quattro edifici del Blocco Diagnosi e Terapie soddisfano sostanzialmente i requisiti di sicurezza previsti dalla vigente normativa. Unica eccezione va fatta per le travi metalliche di impalcato del Corpo D presenti in corrispondenza delle aree che secondo il progetto originario sarebbero dovute essere destinate a laboratori. Come si evince dai tabulati di calcolo e secondo quanto esposto nei paragrafi precedenti, affinché siano rispettati i requisiti di sicurezza sarà necessario prevedere per tali aree un carico variabile pari a quello presente negli alti solai definiti "tipo". Rispettata tale limitazione, la totalità delle strutture dei corpi del blocco diagnosi e terapie possono essere ritenuti sicuri sotto l'azione dei carichi verticali.

In presenza del sisma di progetto si rileva che i nuclei scala, che giocano un ruolo fondamentale nel resistere alle azioni orizzontali, soddisfano le condizioni di sicurezza in presenza di sforzo normale e momento flettente mentre non soddisfano i requisiti normativi per sollecitazioni di taglio. I requisiti non sono soddisfatti per carenza di armatura trasversale.

Pertanto l'intervento di adeguamento sismico mira a incrementare l'armatura trasversale dei setti del nucleo scala attraverso l'applicazione di rinforzi in materiale composito (FRP) disposti sulle superfici esterne degli elementi strutturali tramite adesivi epossidici.

In ciò che segue si illustra l'intervento progettato e si verifica analiticamente l'efficacia della soluzione proposta.

11.1 Tipologie di rinforzo e prescrizioni costruttive

Il rinforzo dei corpi scala è finalizzato all'incremento di resistenza dei setti in calcestruzzo armato alle azioni taglianti e prevede l'impiego di fasce di fibre di carbonio (CFRP Carbon Fiber Reinforced Polymers) a completa fasciatura dei setti.

La scelta di tale sistema è stata dettata non soltanto da motivazioni legate alle elevate prestazioni meccaniche del rinforzo, ma è dipesa anche dai vantaggi operativi che l'impiego di questa tecnologia consente. L'applicazione di fasce di fibre di carbonio in avvolgimento dei setti di c.a. da

consolidare non implica la messa fuori servizio dei corpi scala durante le fasi di lavoro, non comporta aumenti della sezione degli elementi strutturali e quindi la diminuzione degli spazi calpestabili ed inoltre è considerata una tecnica ad applicazione “rapida” che non prevede tempi di maturazione successivi alla posa in opera.

Le tecnologie di consolidamento che fanno uso di materiali fibrorinforzati a matrice polimerica sono relativamente recenti e sono ad oggi supportate a livello nazionale da un documento di istruzioni redatto dal Consiglio Nazionale delle Ricerche e dalle Linee guida emanate nel Luglio 2009 dall'Assemblea Generale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Tali documenti sono stati sviluppati sulla base di un'intensa attività di ricerca e sperimentazione avvenuta sia in ambito accademico che industriale.

I materiali compositi fibrorinforzati qui utilizzati sono costituiti da una matrice polimerica a base di resina epossidica e da fibre di carbonio, queste ultime svolgono il ruolo di elementi portanti sia in termini di resistenza che di rigidità, mentre la matrice, oltre a fungere da protezione delle fibre, funziona da elemento di trasferimento degli sforzi tra le fibre e tra queste ultime e l'elemento strutturale a cui il composito è applicato.

Le fibre sono fornite nella forma di tessuto caratterizzato da una grammatura (peso specifico per unità di superficie) a cui equivale uno spessore t_f . Il composito viene laminato in opera o in maniera continua, a ricoprire l'intera superficie dell'elemento strutturale, o in maniera discontinua con fasce di larghezza w_f poste ad un determinato passo p_f . Per cui le variabili di progetto del rinforzo sono sia la grammatura, quindi lo spessore di tessuto secco, sia la larghezza che il passo.

Nel presente progetto di rinforzo si farà comunque sempre riferimento a sistemi di rinforzo per cosiddette Applicazioni di tipo A, ovvero sistemi per i quali i produttori dispongono di certificati relativi alle caratteristiche meccaniche e fisiche sia dei singoli componenti che del sistema completo applicato ad un substrato definito. I valori forniti dai produttori dovranno essere supportati da validazioni sperimentali effettuate in laboratorio e documentate da dettagliati rapporti di prova.

Per il consolidamento dei setti è stata ipotizzata una disposizione delle fibre in direzione ortogonale all'asse verticale e su entrambe le facce delle pareti. Per realizzare l'avvolgimento completo dell'elemento da consolidare si prevede l'impiego di connettori in fibra di carbonio (fiocchi), inseriti in appositi fori praticati nello spessore della parete in corrispondenza delle intersezioni tra i setti. I fiocchi consentono anche di spezzare in più parti le fasce in punti che possono considerarsi fissi.

Le variabili di progetto vengono fissate una volta note le sollecitazioni di calcolo che devono essere assorbite dal rinforzo e devono rispettare anche i vincoli geometrici che derivano dalla forma dell'elemento da consolidare.

Nel presente progetto sono state adottate tre diverse grammature come si evince dall'elenco riportato in tabella 11.1.I

Tessuto	Tessitura	Grammatura [g/m ²]	Spessore [mm]
1	Uniax	300	0.16
2	Uniax	600	0.32
3	Uniax	1200	0.64

Tabella 11.1.I: Caratteristiche dei tessuti in fibra di carbonio

I tessuti adottati sono facilmente reperibili in commercio con larghezze di 100 e 200 mm.

Le proprietà meccaniche dei tessuti e della resina utilizzati nei calcoli sono riportate nella tabella 11.1.II.

Carico di rottura a trazione delle fibre [MPa]	4800
Modulo elastico a trazione delle fibre [GPa]	230
Allungamento a rottura delle fibre	1.90%
Resistenza a trazione della matrice (DIN 53455) [MPa]	30
Modulo elastico a trazione della matrice [GPa]	1.76

Tabella 11.1.II: Proprietà meccaniche di fibre e resine

Gli interassi tra le singole fasce di composito, nel caso di consolidamento discontinuo, devono rispettare il passo minimo fornito dalle CNR DDT 200/2004 espresso dalla seguente relazione:

$$w_f \leq p_f \leq \min\{0.5 \cdot d; 3 \cdot w_f; w_f + 200\text{mm}\};$$

dove d è l'altezza utile della sezione.

L'applicazione del composito sarà subordinata ad una preventiva ispezione delle condizioni del supporto di cls. Se il calcestruzzo dovesse risultare degradato si provvederà alla rimozione dello stesso e all'eventuale trattamento delle barre metalliche scoperte, si procederà quindi al rispristino

della parte mediante l'utilizzo di betoncini espansivi e quindi all'eliminazione di asperità superficiali superiori a 10 mm tramite stucco epossidico.

Il substrato ripristinato dovrà ancora essere preparato sabbiandone la superficie in modo da ottenere un grado di scabrezza almeno pari a 0.3 mm. Gli spigoli dovranno essere arrotondati assicurando un raggio di curvatura almeno pari a 20 mm.

I rinforzi, inoltre, dovranno essere installati su substrati con un grado di umidità superficiale inferiore al 10%, tale condizione infatti potrebbe impedire la penetrazione del primer nei pori e generare bolle d'aria che inficiano l'aderenza tra supporto e composito.

Ad opera completata le fasce andranno protette mediante l'applicazione di intonaci o malte cementizie previa preparazione della superficie mediante applicazione di resina epossidica con spolvero "fresco su fresco" di polvere di quarzo.

L'intervento di rinforzo a taglio del nucleo in cls dell'edificio C è riportato nella tavola allegata al progetto SGH-S1-9-3.

In corrispondenza dei setti di cls adiacenti alle solette delle scale, per poter realizzare la fasciatura si realizzerà dapprima la demolizione di una porzione di soletta a contatto con il setto per uno spessore di 5 cm.

Si procederà quindi alla fasciatura del setto interrompendo il sistema in CFRP in corrispondenza della soletta della scala.

La continuità del sistema verrà in ogni caso ripristinata con l'inserimento, all'interno dello spazio tra la soletta e il setto, di piatti metallici, di spessore 5 o 7 mm e altezza pari a quella delle fasce, opportunamente ancorati al supporto e alle estremità libere della fasce in CFRP.

Si rimanda alla tavola dei particolari costruttivi SGH-S1-11-3 per la completa definizione dell'intervento appena descritto.

11.2 Dimensionamento dell'intervento di rinforzo a taglio

Il rinforzo a taglio dei nuclei scala del blocco diagnosi e terapia avverrà applicando strisce di tessuto in aderenza alla superficie perimetrale delle pareti di calcestruzzo armato. Le strisce verranno posizionate o in maniera discontinua, con spazi vuoti tra strisce consecutive, o in maniera continua con strisce adiacenti l'una a l'altra. In ogni caso, verrà sempre realizzato un avvolgimento completo (su 4 lati) del setto, eventualmente tramite l'utilizzo di dispositivi di connessione costituiti da strisce di materiale composito passante nello spessore delle pareti (connettori a fiocco).

Secondo quanto riportato dalle recenti Linee Guida la resistenza di progetto a taglio dell'elemento rinforzato può essere valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rd} = \min \{ V_{Rd,s} + V_{Rd,f}; V_{Rd,c} \};$$

dove:

- $V_{Rd,s}$ è il contributo dell'armatura trasversale di acciaio presente da valutarsi come:

$$V_{Rd,s} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \operatorname{sen} \alpha;$$

con:

- d altezza utile della sezione;
- A_{sw} area dell'armatura trasversale;
- s passo delle staffe;
- f_{yd} tensione di calcolo di snervamento dell'acciaio delle staffe;
- α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse verticale del setto;
- θ inclinazione dei puntoni di cls rispetto all'asse verticale del setto pari a 45° ;

- $V_{Rd,f}$ è il contributo del rinforzo di CFRP da valutarsi come indicato nel seguito;

- $V_{Rd,c}$ è la resistenza massima della biella compressa di calcestruzzo da valutarsi come:

$$V_{Rd,c} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta);$$

con:

- d altezza utile della sezione;
- b_w larghezza minima della sezione;
- α_c coefficiente maggiorativo posto pari a $1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$;
- $f'_{cd} = 0.5 f_{cd}$ resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima;
- α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse verticale del setto e pari a 90° ;
- θ inclinazione dei puntoni di cls rispetto all'asse verticale del setto e pari a 45° .

Dalle precedenti relazioni risulta che il rinforzo dovrà essere in grado di assorbire un taglio di

calcolo $\Delta V_{Rd,f}$ pari a:

$$\Delta V_{Rd,f} = V_d - V_{Rd,s}$$

Nelle seguenti tabelle si riporta una sintesi dei risultati, ordinati per edificio, ottenuti dalle analisi numeriche relativamente alle sollecitazioni di taglio più gravose (V_d) che agiscono sui setti dei corpi scala. Si riportano inoltre i valori del contributo dell'armatura trasversale dei setti ($V_{rd,s}$) e il valore del taglio agente da demandare all'azione del rinforzo in CFRP ($\Delta V_{rd,f}$).

EDIFICIO A							
Livello	n.setto modello	n.setto esecutivi	b [mm]	h [mm]	V_d [KN]	$V_{rd,s}$ [KN]	$\Delta V_{Rd,f}$ [KN]
1	3	1	300	4500	1411	727	684
1	2	2	300	7150	3945	1155	2790
1	1a	3	300	4500	1674	727	947
1	4	4	300	4400	1472	711	761
1	8	5	300	4800	1618	775	843
1	5	6	200	7150	4041	1155	2886
1	1b	8	300	4500	2221	727	1494
2	3	2	300	4500	1401	727	674
2	4	3	300	4400	1615	711	904
2	2	4	300	7150	3807	1155	2652
2	5	5	200	7150	3820	1155	2665
2	1a	6	300	4500	1997	727	1270
2	1b	8	300	4500	1971	7427	1244
2	8	9	300	4800	1143	775	368
3	5	2	200	7150	2883	1155	1728
3	2	3	300	7150	2669	1155	1514
3	1b	4	300	4500	1298	727	571
3	1a	5	300	4500	1376	727	649
3	3	6	300	4500	1189	727	462
3	4	9	300	4400	1457	711	746
4	2	4	300	7150	1304	1155	149
4	3	3	300	4500	947	727	220

4	5	5	200	7150	1712	1155	557
4	4	7	300	4400	1203	711	492

Tabella 11.2.I: Sollecitazioni di taglio nei setti in cls, edificio A

EDIFICIO B							
Livello	n.setto modello	n.setto esecutivi	b [mm]	h [mm]	V_{rd} [KN]	V_{rd,s} [KN]	ΔV_{Rd,f} [KN]
1	1a	1	300	4600	1463	743	720
1	1b	2	300	4500	1468	727	741
1	2	3	300	7150	2128	1155	973
1	3	4	300	4500	1262	727	535
1	4	5	300	4400	1041	711	330
1	5	6	200	7150	2057	1155	902
1	8	9	300	4800	1118	775	343
2	1a	1	300	4600	1280	743	537
2	1b	2	300	4500	1466	727	739
2	2	3	300	7150	2125	1155	970
2	3	4	300	4500	1273	727	546
2	4	5	300	4400	1041	711	330
2	5	6	200	7150	2039	1155	884
3	1a	2	300	4600	877	743	134
3	1b	3	300	4500	1049	727	322
3	2	4	300	7150	1725	1155	570
3	3	5	300	4500	988	727	261
3	4	6	300	4400	866	711	155
3	5	7	200	7150	1430	1155	275

Tabella 11.2.II: Sollecitazioni di taglio nei setti in cls, edificio B

EDIFICIO C							
Livello	n.setto modello	n.setto esecutivi	b [mm]	h [mm]	V_{rd} [KN]	V_{rd,s} [KN]	ΔV_{Rd,f} [KN]
1	3a	1	300	4500	1980	727	1253
1	2	2	200	7150	2698	1155	1543
1	4	3	300	7150	3028	1155	1873
1	3b	4	300	4600	1860	743	1117

Relazione di Calcolo SGH-S1-1-3

1	8	6	300	4500	1378	727	651
1	6	7	300	4800	1374	775	599
1	7	8	300	4400	1324	711	613
2	7	2	300	4400	1640	711	929
2	4	3	300	7150	4392	1155	3237
2	2	4	200	7150	3950	1155	2795
2	8	7	300	4500	1578	727	851
2	3a	8	300	4500	2786	727	2059
2	3b	9	300	4600	2450	743	1707
2	6	10	300	4800	950	775	175
3	4	1	300	7150	4430	1155	3275
3	3a	2	300	4500	2837	727	2110
3	3b	3	300	4600	2519	743	1776
3	8	4	300	4500	1614	727	887
3	7	5	300	4400	1582	711	871
3	2	6	200	7150	4391	1155	3236
4	2	2	200	7150	3504	1155	2349
4	8	3	300	4500	1544	727	817
4	3b	4	300	4600	2076	743	1552
4	3a	5	300	4500	2279	727	1333
4	4	6	300	7150	3405	1155	2250
4	7	10	300	4400	1498	711	787
5	4	1	300	7150	1830	1155	675
5	3a	2	300	4500	1419	727	692
5	2	4	200	7150	1501	1155	758
5	3b	8	300	4600	1970	743	815
5	7	3	300	4400	1167	711	456
5	8	7	300	4500	1054	727	327

Tabella 11.2.III: Sollecitazioni di taglio nei setti in cls, edificio C

EDIFICIO D

Livello	n.setto modello	n.setto esecutivi	b [mm]	h [mm]	V _{rd} [KN]	V _{rd,s} [KN]	$\Delta V_{rd,f}$ [KN]
1	3	1	200	7150	4049	1155	2894
1	5	2	300	7150	4982	1155	3827
1	4a	3	300	4500	2494	727	1767
1	4b	7	300	4600	2532	743	1789
1	1	8	300	4400	1436	711	725
1	8	10	300	4800	1731	775	956
1	6	6	300	4500	841	727	114
2	5	1	300	7150	5553	1155	4398
2	3	2	200	7150	4963	1155	3808
2	1	5	300	4400	1717	711	1006
2	6	6	300	4500	1153	727	426
2	4b	7	300	4600	2546	743	1803
2	8	8	300	4800	1176	775	401
2	4a	9	300	4500	2778	727	2051
3	3	2	200	7150	4351	1155	3196
3	4a	3	300	4500	2413	727	1686
3	4b	4	300	4600	2187	743	1444
3	5	6	300	7150	4737	1155	3582
3	6	8	300	4500	1729	727	1002
3	1	10	300	4400	1638	711	927
4	3	1	200	7150	2694	1155	1539
4	1	3	300	4400	1327	711	616
4	5	4	300	7150	2711	1155	1556
4	6	6	300	4500	1289	727	562
4	4a	7	300	4500	1566	727	839
4	4b	9	300	4600	1621	743	878

Tabella 11.2.IV: Sollecitazioni di taglio nei setti in cls edificio, D

Stabilita l'entità della sovra-resistenza necessaria setto per setto, è stato possibile dimensionare l'intervento di fasciatura come appresso descritto.

Nel caso di disposizione ad U o in avvolgimento su una sezione rettangolare, il contributo del rinforzo di FRP, $V_{Rd,f}$, può essere valutato in base al meccanismo a traliccio di Mörsch e risulta pari a:

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{fed} \cdot 2 \cdot t_f \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \frac{w_f}{p_f};$$

dove:

γ_{Rd} è un coefficiente parziale che vale 1.20;

d è l'altezza utile della sezione;

f_{fed} è la resistenza efficace di calcolo del rinforzo da valutarsi come descritto in seguito;

t_f è lo spessore del rinforzo di CFRP;

β è l'angolo di inclinazione delle fibre rispetto all'asse dell'elemento e vale 90°;

w_f e p_f sono rispettivamente la larghezza e il passo delle strisce;

θ è l'angolo di inclinazione delle fessure assunto pari a 45°.

La resistenza efficace di calcolo del rinforzo f_{fed} è fornita dalla relazione:

$$f_{fed} = f_{fdd} \left[1 - \frac{1}{6} \cdot \frac{l_e \sin \beta}{0.9 \cdot d} \right] + \frac{1}{2} (\phi_R \cdot f_{fd} - f_{fdd}) \cdot \left[1 - \frac{l_e \sin \beta}{0.9 \cdot d} \right];$$

dove:

- f_{fdd} è la resistenza di progetto alla delaminazione e vale:

$$f_{fdd} = \frac{0.24}{\gamma_{f,d} \cdot \sqrt{\gamma_c}} \cdot \sqrt{\frac{E_f \cdot k_b \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot f_{ctm}}}{t_f}};$$

con $\gamma_{f,d}$ coefficiente pari a 1.20 per applicazioni di tipo A, γ_c coefficiente di sicurezza del calcestruzzo pari a 1.5, f_{ck} e f_{ctm} rispettivamente pari alla resistenza di calcolo a compressione del cls e alla resistenza media a trazione, k_b fattore di tipo geometrico pari a:

$$k_b = \sqrt{\frac{2 - \frac{w_f}{p_f}}{1 + \frac{w_f}{400}}} \geq 1;$$

- f_{fd} è la resistenza di progetto a rottura del rinforzo di FRP e viene valutata come:

$$f_{fd} = \frac{\eta \cdot f_f}{\gamma_m};$$

dove η è il fattore di conversione che per interventi in ambienti interni con fibre di carbonio vale 0.95, γ_m è il coefficiente parziale del materiale assunto pari a 1.1.

– ϕ_R è uguale a:

$$\phi_R = 0.2 + 1.6 \cdot \frac{r_c}{b_w};$$

dove r_c è il raggio di curvatura dell'arrotondamento dello spigolo della sezione attorno a cui è avvolto il rinforzo e b_w è la larghezza della sezione.

- l_e è la lunghezza minima di ancoraggio e vale:

$$l_e = \sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{2 \cdot f_{ctm}}};$$

dove E_f è il modulo di elasticità normale nella direzione della forza del composito fibrorinforzato.

Con la precedente formulazione delle verifiche di sicurezza del sistema di rinforzo si sono eseguite le calcolazioni per i quattro vani scala-ascensore degli edifici del blocco diagnosi e terapie e i risultati sono riassunti nelle successive tabelle.

In corrispondenza dei setti adiacenti alla scala e della sostituzione della fasciatura in CFRP con piatti di acciaio, è necessaria la verifica di resistenza dei piatti di acciaio e del sistema di connessione utilizzato.

La continuità della fasciatura avviene tramite l'utilizzo di piatti di acciaio di spessore pari a 5 mm o 7 mm con altezza e passo pari a quello della fasciatura a cui si sovrappongono. I piatti sono connessi al supporto in cls tramite barre filettate M20 passanti da parte a parte del setto (vedi Figura 11.2.1).

Di seguito si effettua la verifica dei piatti nel caso di ripristino della continuità del rinforzo tipo 1 e 2 a partire dalle massime sollecitazioni di trazione agenti su entrambi i tipi di rinforzo. Si effettua inoltre la verifica del sistema di connessione dei piatti di acciaio al setto in cls.

Caso 1: Rinforzo tipo 1 o 3 - piatto di acciaio con sezione trasversale 5 x 200 mm

Sforzo massimo di trazione da assorbire con la fasciatura in CFRP:

$$\Delta V_{\max} = 815 \text{ kN};$$

LIVELLO	GEOMETRIA SETTO					SOLLECITAZIONI			GEOMETRIA COMPOSITO						CARATTERISTICHE CLS SUPPORTO			CALCOLO RINFORZO					
	n.setto Modello	n.setto Esecutivi	b [mm]	h [mm]	c [mm]	Vd [kN]	Vrd,s [kN]	ΔV [kN]	TIPO	tf [mm]	wf [mm]	pf [mm]	gr [gr/m²]	Ef [MPa]	fcm [MPa]	fctm [MPa]	Ecm [MPa]	kb	Le [mm]	Ffd [MPa]	Ffdd [MPa]	Ffed [MPa]	Vrdf [kN]
1	3	1	300	4500	30	1411	727	684	3	0.32	100	250	600	230000	24.1	2.5	28633	1.1	121	4146	410	826	709
1	2	2	300	7150	30	3945	1155	2790	2	0.64	100	150	1200	230000	24.1	2.5	28633	1.0	172	4146	277	760	3462
1	1a	3	300	4500	30	1674	727	947	2	0.64	100	300	1200	230000	24.1	2.5	28633	1.2	172	4146	293	759	1086
1	4	4	300	4400	30	1472	711	761	3	0.32	100	200	600	230000	24.1	2.5	28633	1.1	121	4146	404	822	862
1	8	5	300	4800	30	1618	775	843	3	0.32	100	200	600	230000	24.1	2.5	28633	1.1	121	4146	404	823	942
1	5	6	200	7150	30	4041	1155	2886	2	0.64	100	200	1200	230000	24.1	2.5	28633	1.1	172	4146	286	872	2978
1	1b	8	300	4500	30	2221	727	1494	2	0.64	100	200	1200	230000	24.1	2.5	28633	1.1	172	4146	286	755	1621
2	3	2	300	4500	30	1401	727	674	3	0.32	100	250	600	230000	24.1	2.5	28633	1.1	121	4146	410	826	709
2	4	3	300	4400	30	1615	711	904	3	0.32	100	150	600	230000	24.1	2.5	28633	1.0	121	4146	392	816	1141
2	2	4	300	7150	30	3807	1155	2652	2	0.64	100	150	1200	230000	24.1	2.5	28633	1.0	172	4146	277	760	3462
2	5	5	200	7150	30	3820	1155	2665	2	0.64	100	200	1200	230000	24.1	2.5	28633	1.1	172	4146	286	872	2978
2	1a	6	300	4500	30	1997	727	1270	2	0.64	100	250	1200	230000	24.1	2.5	28633	1.1	172	4146	290	758	1300
2	1b	8	300	4500	30	1971	727	1244	2	0.64	100	250	1200	230000	24.1	2.5	28633	1.1	172	4146	290	758	1300
2	8	9	300	4800	30	1143	775	368	1	0.16	200	400	320	230000	24.1	2.5	28633	1.0	86	4146	546	899	515
3	5	2	200	7150	30	2883	1155	1728	3	0.32	100	150	600	230000	24.1	2.5	28633	1.0	121	4146	392	930	2120
3	2	3	300	7150	30	2669	1155	1514	3	0.32	100	150	600	230000	24.1	2.5	28633	1.0	121	4146	392	822	1873
3	1b	4	300	4500	30	1298	727	571	3	0.32	100	300	600	230000	24.1	2.5	28633	1.2	121	4146	415	828	592
3	1a	5	300	4500	30	1376	727	649	3	0.32	100	250	600	230000	24.1	2.5	28633	1.1	121	4146	410	826	709
3	3	6	300	4500	30	1189	727	462	1	0.16	200	400	320	230000	24.1	2.5	28633	1.0	86	4146	546	899	482
3	4	9	300	4400	30	1457	711	746	3	0.32	100	200	600	230000	24.1	2.5	28633	1.1	121	4146	404	822	862
4	2	2	300	7150	30	1304	1155	149	1	0.16	200	400	320	230000	24.1	2.5	28633	1.0	86	4146	546	902	771
4	3	3	300	4500	30	947	727	220	1	0.16	200	400	320	230000	24.1	2.5	28633	1.0	86	4146	546	899	482
4	5	5	200	7150	30	1712	1155	557	1	0.16	200	400	320	230000	24.1	2.5	28633	1.0	86	4146	546	1011	864
4	4	7	300	4400	30	1203	711	492	4	0.32	100	300	600	230000	24.1	2.5	28633	1.2	121	4146	415	828	579

EDIFICIO A – Progetto di rinforzo a taglio con CFRP del corpo scala-ascensori in cls

LIVELLO	GEOMETRIA SETTO					SOLLECITAZIONI			GEOMETRIA COMPOSITO					CARATTERISTICHE CLS SUPPORTO			CALCOLO RINFORZO						
	n.setto Modello	n.setto Esecutivi	b [mm]	h [mm]	c [mm]	Vd [kN]	Vrd,s [kN]	ΔV [kN]	TIPO	tf [mm]	wf [mm]	pf [mm]	gr [gr/m²]	Ef [MPa]	fcm [MPa]	fctm [MPa]	Ecm [MPa]	kb	Le [mm]	Ffd [MPa]	Ffdd [MPa]	Ffed [MPa]	Vrdf [kN]
1	1a	1	300	4600	30	1463	743	720	3	0.32	100	200	600	230000	20.7	2.3	27386	1.1	126	4146	381	810	889
1	1b	2	300	4500	30	1468	727	741	3	0.32	100	200	600	230000	20.7	2.3	27386	1.1	126	4146	381	810	869
1	2	3	300	7150	30	2128	1155	973	3	0.32	100	250	600	230000	20.7	2.3	27386	1.1	126	4146	387	819	1120
1	3	4	300	4500	30	1262	727	535	3	0.32	100	300	600	230000	20.7	2.3	27386	1.2	126	4146	391	815	583
1	4	5	300	4400	30	1041	711	330	1	0.16	200	400	320	230000	20.7	2.3	27386	1.0	89	4146	514	882	462
1	5	6	200	7150	30	2057	1155	902	3	0.32	100	300	600	230000	20.7	2.3	27386	1.2	126	4146	391	929	1059
1	8	9	300	4800	30	1118	775	343	1	0.16	200	400	320	230000	20.7	2.3	27386	1.0	89	4146	514	883	506
2	1a	1	300	4600	30	1280	743	537	3	0.32	100	300	600	230000	20.7	2.3	27386	1.2	126	4146	391	815	596
2	1b	2	300	4500	30	1466	727	739	3	0.32	100	200	600	230000	20.7	2.3	27386	1.1	126	4146	381	810	869
2	2	3	300	7150	30	2125	1155	970	3	0.32	100	250	600	230000	20.7	2.3	27386	1.1	126	4146	387	819	1120
2	3	4	300	4500	30	1273	727	546	3	0.32	100	300	600	230000	20.7	2.3	27386	1.2	126	4146	391	815	583
2	4	5	300	4400	30	1041	711	330	1	0.16	200	400	320	230000	20.7	2.3	27386	1.0	89	4146	514	882	463
2	5	6	200	7150	30	2039	1155	884	3	0.32	100	300	600	230000	20.7	2.3	27386	1.2	126	4146	391	929	1059
3	1a	2	300	4600	30	877	743	134	1	0.16	200	400	320	230000	20.7	2.3	27386	1.0	89	4146	514	883	484
3	1b	3	300	4500	30	1049	727	322	1	0.16	200	400	320	230000	20.7	2.3	27386	1.0	89	4146	514	882	473
3	2	4	300	7150	30	1725	1155	570	1	0.16	200	400	320	230000	20.7	2.3	27386	1.0	89	4146	514	886	757
3	3	5	300	4500	30	988	727	261	1	0.16	200	400	320	230000	20.7	2.3	27386	1.0	89	4146	514	882	473
3	4	6	300	4400	30	866	711	155	1	0.16	200	400	320	230000	20.7	2.3	27386	1.0	89	4146	514	882	463
3	5	7	200	7150	30	1430	1155	275	1	0.16	200	400	320	230000	20.7	2.3	27386	1.0	89	4146	514	995	850

EDIFICIO B – Progetto di rinforzo a taglio con CFRP del corpo scala-ascensori in cls

LIVELLO	GEOMETRIA SETTO					SOLLECITAZIONI			GEOMETRIA COMPOSITO						CARATTERISTICHE CLS SUPPORTO				CALCOLO RINFORZO					
	n.setto Modello	n.setto Esecutivi	b [mm]	h [mm]	c [mm]	Vd [kN]	Vrd,s [kN]	ΔV [kN]	TIPO	tf [mm]	wf [mm]	pf [mm]	gr [gr/m²]	Ef [MPa]	fcm [MPa]	fctm [MPa]	Ecm [MPa]	kb	Le [mm]	Ffd [MPa]	Ffdd [MPa]	Ffed [MPa]	Vrdf [kN]	
1	3a	1	300	4500	30	1980	727	1253	2	0.64	100	250	1200	230000	22.4	2.38	28026	1.1	176	4146	281	753	1301	
1	3b	4	300	4600	30	1860	743	1117	3	0.32	100	150	600	230000	22.4	2.38	28026	1.0	124	4146	380	810	1193	
1	2	2	200	7150	30	2698	1155	1543	3	0.32	100	200	600	230000	22.4	2.38	28026	1.1	124	4146	392	930	1589	
1	4	3	300	7150	30	3028	1155	1873	2	0.64	100	250	1200	230000	22.4	2.38	28026	1.1	124	4146	281	762	2082	
1	8	6	300	4500	30	1378	727	651	1	0.32	100	250	600	230000	22.4	2.38	28026	1.1	124	4146	398	819	703	
1	6	7	300	4800	30	1374	775	599	3	0.32	100	300	600	230000	22.4	2.38	28026	1.2	124	4146	402	822	627	
1	7	8	300	4400	30	1324	711	613	3	0.32	100	250	600	230000	22.4	2.38	28026	1.1	124	4146	398	819	687	
2	7	2	300	4400	30	1640	711	929	3	0.32	100	150	600	230000	22.4	2.38	28026	1.0	124	4146	380	810	1132	
2	4	3	300	7150	30	4392	1155	3237	2	0.64	100	150	1200	230000	22.4	2.38	28026	1.1	176	4146	269	755	3455	
2	2	4	200	7150	30	3950	1155	2795	2	0.64	100	200	1200	230000	22.4	2.38	28026	1.1	176	4146	277	867	2962	
2	8	7	300	4500	30	1578	727	851	3	0.32	100	200	600	230000	22.4	2.38	28026	1.1	124	4146	392	816	875	
2	3a	8	300	4500	30	2786	727	2059	2	0.64	100	150	1200	230000	22.4	2.38	28026	1.0	176	4146	269	746	2135	
2	3b	9	300	4600	30	2450	743	1707	3	0.32	100	100	600	230000	22.4	2.38	28026	1.0	124	4146	374	807	1771	
2	6	10	300	4800	30	950	775	175	1	0.16	200	400	320	230000	22.4	2.38	28026	1.0	88	4146	529	891	513	
3	4	1	300	7150	30	4430	1155	3275	2	0.64	100	150	1200	230000	22.4	2.38	28026	1.0	176	4146	269	755	3455	
3	3a	2	300	4500	30	2837	727	2110	2	0.64	100	150	1200	230000	22.4	2.38	28026	1.0	176	4146	269	746	2135	
3	3b	3	300	4600	30	2513	743	1770	3	0.32	100	100	600	230000	22.4	2.38	28026	1.0	124	4146	374	807	1771	
3	8	4	300	4500	30	1601	727	874	3	0.32	100	200	600	230000	22.4	2.38	28026	1.0	124	4146	592	816	875	
3	7	5	300	4400	30	1582	711	871	3	0.32	100	150	600	230000	22.4	2.38	28026	1.0	124	4146	380	810	1132	
3	2	6	200	7150	30	4391	1155	3236	2	0.64	100	150	1200	230000	22.4	2.38	28026	1.0	176	4146	269	863	3931	
4	2	2	200	7150	30	3504	1155	2349	2	0.64	100	250	1200	230000	22.4	2.38	28026	1.1	176	4146	281	869	2376	
4	8	3	300	4500	30	1544	727	817	3	0.32	100	200	600	230000	22.4	2.38	28026	1.0	124	4146	392	816	875	
4	3a	5	300	4500	30	2279	727	1552	2	0.64	100	200	1200	230000	22.4	2.38	28026	1.1	176	4146	277	750	1610	
4	3b	4	300	4600	30	2076	743	1333	2	0.64	100	200	1200	230000	22.4	2.38	28026	1.1	176	4146	277	751	1647	
4	4	6	300	7150	30	3405	1155	2250	2	0.64	100	200	1200	230000	22.4	2.38	28026	1.1	176	4146	277	759	2596	
4	7	10	300	4400	30	1498	711	787	3	0.32	100	200	600	230000	22.4	2.38	28026	1.1	124	4146	392	816	855	
5	4	1	300	7150	30	1830	1155	675	1	0.16	200	400	320	230000	22.4	2.38	28026	1.0	88	4146	529	894	767	
5	3a	2	300	4500	30	1419	727	692	3	0.32	100	250	600	230000	22.4	2.38	28026	1.0	124	4146	398	819	703	
5	3b	8	300	4600	30	1501	743	758	3	0.32	100	200	600	230000	22.4	2.38	28026	1.1	124	4146	392	816	895	
5	2	4	200	7150	30	1970	1155	815	1	0.16	200	400	320	230000	22.4	2.38	28026	1.0	88	4146	529	1003	861	
5	7	3	300	4400	30	1167	711	456	1	0.16	200	400	320	230000	22.4	2.38	28026	1.0	88	4146	529	890	470	
5	8	7	300	4500	30	1054	727	327	1	0.16	200	400	320	230000	22.4	2.38	28026	1.0	88	4146	529	890	481	

EDIFICIO C – Progetto di rinforzo a taglio con CFRP del corpo scala-ascensori in cls

	GEOMETRIA SETTO					SOLLECITAZIONI			GEOMETRIA COMPOSITO						CARATTERISTICHE CLS SUPPORTO			CALCOLO RINFORZO						
LIVELLO	n.setto Modello	n.setto Esecutivi	b [mm]	h [mm]	c [mm]	Vd [kN]	Vrd,s [kN]	ΔV [kN]	TIPO	tf [mm]	wf [mm]	pf [mm]	gr [gr/m²]	Ef [MPa]	fcm [MPa]	fctm [MPa]	Ecm [MPa]	kb	Le [mm]	Ffd [MPa]	Ffdd [MPa]	Ffed [MPa]	Vrdf [kN]	
1	3	1	200	7150	30	4049	1155	2894	2	0.64	100	200	1200	230000	19.1	2.14	26709	1.1	185	4146	259	857	2928	
1	5	2	300	7150	30	4982	1155	3827	2	0.64	100	130	1200	230000	19.1	2.14	26709	1.0	185	4146	248	743	3909	
1	4a	3	300	4500	30	2494	727	1767	2	0.64	100	150	1200	230000	19.1	2.14	26709	1.0	186	4146	252	736	2106	
1	4b	7	300	4600	30	2532	743	1789	2	0.64	100	150	1200	230000	19.1	2.14	26709	1.1	185	4146	252	737	2154	
1	1	8	300	4400	30	1436	711	725	3	0.32	100	200	600	230000	19.1	2.14	26709	1.1	131	4146	366	802	841	
1	8	10	300	4800	30	1731	775	956	3	0.32	100	150	600	230000	19.1	2.14	26709	1.0	131	4146	356	798	1218	
1	6	6	300	4500	30	841	727	114	1	0.16	200	400	320	230000	19.1	2.14	26709	1.0	93	4146	495	872	468	
2	5	1	300	7150	30	5553	1155	4398	2	0.64	100	100	1200	230000	19.1	2.14	26709	1.0	185	4146	248	743	5081	
2	3	2	200	7150	30	4963	1155	3808	2	0.64	100	150	1200	230000	19.1	2.14	26709	1.0	185	4146	252	853	3886	
2	1	5	300	4400	30	1717	711	1006	3	0.32	100	150	600	230000	19.1	2.14	26709	1.0	131	4146	356	796	1114	
2	6	6	300	4500	30	1153	727	426	1	0.16	200	400	320	230000	19.1	2.14	26709	1.0	93	4146	495	872	468	
2	4b	7	300	4600	30	2546	743	1803	2	0.64	100	150	1200	230000	19.1	2.14	26709	1.0	186	4146	252	737	2154	
2	8	8	300	4800	30	1176	775	401	1	0.16	200	400	320	230000	19.1	2.14	26709	1.0	93	4146	495	873	500	
2	4a	9	300	4500	30	2778	727	2051	2	0.64	100	150	1200	230000	19.1	2.14	26709	1.0	185	4146	252	736	2106	
3	3	2	200	7150	30	4351	1155	3196	2	0.64	100	150	1200	230000	19.1	2.14	26709	1.0	185	4146	252	853	3886	
3	4a	3	300	4500	30	2413	727	1686	2	0.64	100	150	1200	230000	19.1	2.14	26709	1.0	185	4146	252	736	2106	
3	4b	4	300	4600	30	2187	743	1444	2	0.64	100	200	1200	230000	19.1	2.14	26709	1.1	185	4146	259	740	1624	
3	5	6	300	7150	30	4737	1155	3582	2	0.64	100	130	1200	230000	19.1	2.14	26709	1.0	185	4146	248	743	3909	
3	6	8	300	4500	30	1729	727	1002	3	0.32	100	150	600	230000	19.1	2.14	26709	1.0	131	4146	356	797	1140	
3	1	10	300	4400	30	1638	711	927	3	0.32	100	150	600	230000	19.1	2.14	26709	1.0	131	4146	356	796	1114	
4	3	1	200	7150	30	2694	1155	1539	3	0.32	100	200	600	230000	19.1	2.14	26709	1.1	131	4146	366	917	1566	
4	1	3	300	4400	30	1327	711	616	3	0.32	100	250	600	230000	19.1	2.14	26709	1.1	131	4146	372	805	675	
4	5	4	300	7150	30	2711	1155	1556	3	0.32	100	150	600	230000	19.1	2.14	26709	1.0	131	4146	356	803	1829	
4	6	6	300	4500	30	1289	727	562	3	0.32	100	300	600	230000	19.1	2.14	26709	1.2	131	4146	376	807	577	
4	4a	7	300	4500	30	1566	727	839	3	0.32	100	200	600	230000	19.1	2.14	26709	1.1	131	4146	366	802	861	
4	4b	9	300	4600	30	1621	743	878	3	0.32	100	200	600	230000	19.1	2.14	26709	1.1	131	4146	366	880	880	

EDIFICIO D – Progetto di rinforzo a taglio con CFRP del corpo scala-ascensori in cls

Caso 2: Rinforzo tipo 2 - piatto di acciaio con sezione trasversale 7 x 100 mm

Sforzo massimo di trazione da assorbire con la fasciatura in CFRP:

$$\Delta V_{\max}=4398 \text{ kN};$$

Caratteristiche del rinforzo:

- altezza della fascia $b_f=100 \text{ mm}$;
- passo della fasciatura $p_f=100 \text{ mm}$;

Taglio assorbito dalla singola fascia e dal singolo piatto:

$$V_{\text{piatto}}=\Delta V_{\max}/(n_b n_f)=4398/(2 \times 10)=219.9 \text{ kN};$$

essendo n_b è il numero di bracci, pari a 2, ed n_f è il numero di fasce in un metro, pari a 10.

Caratteristiche dei piatti di acciaio:

- altezza del piatto $h=100 \text{ mm}$;
- spessore del piatto $s=7 \text{ mm}$;
- tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio 355 MPa ;
- coefficiente di sicurezza $\gamma_m=1.05$;

Resistenza di calcolo del piatto di acciaio:

$$R_d = f_d \times h \times s = (355/1.05) \times 100 \times 7 = 236.67 \text{ kN}$$

Dato che la resistenza di calcolo è superiore allo sforzo di trazione agente sul piatto ($R_d > V_{\text{piatto}}$) la verifica è soddisfatta.

Verifica della connessione

La connessione dei piatti di acciaio al setto in cls è realizzata tramite l'utilizzo di barre filettate M20 classe cl.10.9 passanti da parte a parte del setto, bullonate alle estremità e inghisate nel cls con resina epossidica.

Affinchè la verifica della connessione sia soddisfatta deve risultare che il taglio resistente della connessione V_{dconn} sia superiore al taglio di calcolo V_{conn} :

$$V_{dconn} > V_{conn};$$

La resistenza della connessione può essere assunta pari al minore tra i valori di resistenza a taglio della singola barra filettata $F_{v,Rd}$ e di resistenza a rifollamento del piatto di unione $F_{b,Rd}$:

$$V_{dconn} = \min (F_{v,Rd}; F_{b,Rd}).$$

La resistenza a taglio della singola barra, può essere assunta pari a:

$$F_{v,Rd} = 0.5 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2};$$

dove f_{tb} è la resistenza a rottura della barra, A_{res} indica l'area resistente della barra e γ_{M2} è il coefficiente di sicurezza pari a 1.25.

La resistenza di calcolo a rifollamento del piatto di unione è invece data dalla seguente relazione:

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2};$$

dove k e α sono fattori che dipendono dalla posizione delle barre rispetto ai margini del piatto, f_{tk} è la resistenza a rottura del piatto, d è il diametro nominale del gambo della barra, t è lo spessore del piatto.

Nel caso specifico la connessione è costituita da n.3 barre M20 allineate orizzontalmente e disposte su ognuna delle due estremità della connessione.

Si riportano di seguito in forma tabellare i valori di input e output della verifica eseguita sulla connessione, intendendo per d_b il diametro del bullone, per e_1 , e_2 e p_1 le distanze dai bordi dell'asse della barra rispettivamente nella direzione del taglio e nella direzione perpendicolare al taglio e la distanza tra due barre adiacenti nella direzione del taglio, per t lo spessore del piatto di unione.

Caso	d_b [mm]	t [mm]	e_1 [mm]	e_2 [mm]	p_1 [mm]
1	20	5	50	100	70
2	20	7	50	50	70

Tabella 11.2.IX: Dati geometrici dell'unione

Considerando la presenza di 3 barre filettate M20 cl.10.9 si ottengono i seguenti risultati:

Caso	V_{piatto} [kN]	V_{conn} [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]	$F_{b,Rd}$ [kN]	V_{dconn} [kN]
------	----------------------	--------------------	--------------------	--------------------	---------------------

1	163	54	76.8	81.6	76.8
2	219.9	73	76.8	113.3	76.8

Tabella 11.2.X: Taglio agente sul piatto, taglio agente sulla singola barra, resistenza di calcolo a

taglio della barra e resistenza a rifollamento del piatto di unione.

Dato che in entrambi i casi $V_{dconn} > V_{conn}$ la verifica risulta soddisfatta.

12. CONCLUSIONI

Nel periodo temporale compreso fra la metà dell'anno 2009 e la metà dell'anno 2010, gli edifici del nosocomio S. Giovanni di Dio di Agrigento sono stati sottoposti ad un dettagliato studio delle condizioni di sicurezza strutturale secondo quanto previsto dalle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni.

Lo studio è stato sviluppato dai proff. Dolce e Giambanco, il primo nella qualità di Direttore del Dipartimento di Protezione e Mitigazione del Rischio Sismico della Protezione Civile Nazionale, il secondo nella qualità di consulente dell'Assessorato per la Sanità della Regione Sicilia. A conclusione dello studio sono state individuate alcune situazioni di potenziale rischio in presenza dei carichi previsti dalle norme.

In primo luogo, i quattro edifici del Blocco Diagnosi e Terapie, analizzati in condizioni sismiche, non soddisfano i criteri di sicurezza. In queste strutture le forze orizzontali vengono prevalentemente assorbite dai nuclei scala-ascensori in conglomerato cementizio armato e i relativi sforzi taglienti che si esercitano nei setti che compongono i nuclei sono in alcuni casi superiori alle relative resistenze per carenza di armatura trasversale. Il meccanismo di collasso relativo al superamento della resistenza tagliente è di tipo fragile e gli effetti di un tale evento si possono ripercuotere rovinosamente sull'intera struttura.

Nella fase di studio della sicurezza, si concludeva che, qualora la proprietà avesse ritenuto di adeguare la struttura alle condizioni sismiche previste dalla recente normativa, i nuclei scala dovevano essere consolidati incrementando l'armatura trasversale opportunamente.

Una ulteriore situazione di rischio individuata riguarda le condizioni di degrado del calcestruzzo, principalmente dei pilastri nel piano interrato dell'edificio 7. Nel vano adibito a sottocentrale termica, sia per causa delle scarse proprietà del materiale calcestruzzo sia per causa di un ambiente aggressivo e molto umido, i pilastri presentano una notevole penetrazione del fenomeno

della carbonatazione e in due di questi pilastri sono evidenti i fenomeni di ossidazione delle barre di armatura. A questa situazione di rischio si è dovuto porre rimedio con interventi urgenti e improcrastinabili di rinforzo dei due pilastri con ulteriori elementi indipendenti di acciaio.

A seguito delle predette risultanze dello studio della sicurezza, la ASP di Agrigento ha dato incarico allo scrivente di adeguare sismicamente i quattro edifici del Blocco Diagnosi e Terapie e consolidare alcuni pilastri dell'edificio 7 che presentano un avanzato degrado del calcestruzzo corticale e delle barre di armatura.

In accordo con il parere espresso dal C.S.LL.PP. Il progetto di adeguamento è stato sviluppato nell'ipotesi che il manufatto edilizio abbia una vita utile di 100 anni e una classe d'uso IV attribuita alle strutture di importanza strategica.

Le analisi strutturali svolte nel presente progetto utilizzano tutto il complesso dei dati e dei risultati presenti nello studio della sicurezza strutturale. Per consentire una completa valutazione del progetto tali dati e risultati sono compresi nel presente studio.

Il progetto tiene conto inoltre della recente installazione delle apparecchiature di una nuova risonanza magnetica (RM) situata all'interno dell'edificio C alla quota del primo impalcato (0.00) in una superficie occupata dalla cucine secondo il progetto originario.

La predetta apparecchiatura e tutti gli elementi accessori di schermatura che necessitano rappresentano un carico fisso portato non previsto né nel progetto originario né nelle successive valutazioni della sicurezza citate.

Nel progetto originario dell'edificio allo stesso piano era stata considerata un'area adibita a laboratori dove si era imposto un sovraccarico variabile maggiore di quello generalmente utilizzato per le strutture ospedaliere. Negli studi successivi di valutazione della sicurezza si è mantenuta questa area "laboratori" a cui si è applicato un carico variabile di 8 kN/m^2 .

L'area "laboratori" non coincide però con quella oggi scelta per l'installazione della risonanza magnetica. Pertanto, nello studio si è tenuto conto di una variazione dei carichi al piano trasferendo l'area laboratori nella zona occupata dalla nuova risonanza magnetica e declassando l'ex area laboratori a "solaio tipo". Le verifiche condotte sulle strutture di tale nuova area percepiscono l'analisi dei nuovi carichi e gli interventi di consolidamento individuati nell'ambito del progetto denominato "Progetto di consolidamento strutturale locale di un solaio del 1° impalcato del corpo C (blocco diagnosi e terapie) nell'ambito dell'appalto per la fornitura chiavi in mano in unico lotto di n.1 tomografo a risonanza magnetica" redatto per la parte strutturale dall'Ing. Giovanni Calabrese nel Febbraio 2012 e approvato dal Genio Civile di Agrigento il 30/07/2012 con

prot. n. 283556.

A seguito delle verifiche strutturali condotte è emerso che anche nell'edificio l'area che nel progetto originario era destinata a laboratori deve subire un declassamento a "solaio tipo". Questo in quanto i saggi effettuati sui solai hanno permesso di riscontrare l'assenza di elementi strutturali idonei a sopportare i carichi verticali aggiuntivi previsti per tale area.

Si precisa infine che nel maggio 2013 l'ASP 1 di Agrigento, in qualità di committente, ha deciso per questioni di urgenza di suddividere i lavori in due fasi temporali. La prima fase, a cui il presente progetto esecutivo si riferisce, riguarderà i lavori di adeguamento di un primo lotto costituito dal solo corpo C. In una seconda fase si procederà ai lavori sul secondo lotto costituito dai corpi A, B e D, oggetto di adeguamento sismico, e dall'edificio 7, all'interno del quale si interverrà per il risanamento locale di alcuni pilastri in c.a. siti al piano cantinato.

Nei paragrafi precedenti si è fatto comunque riferimento alle verifiche e agli interventi di adeguamento da realizzare sui vani scala-ascensore di tutti i corpi del blocco diagnosi e terapia e agli interventi da mettere in opera nell'edificio 7.

Le verifiche condotte dimostrano come gli interventi previsti siano in grado di eliminare le situazioni di rischio individuate.

Palermo, Giugno 2013

Il progettista strutturale
Prof. Ing. Giuseppe Giambanco

Normativa di riferimento

[1] " Norme tecniche per le costruzioni", D.M. 14 Gennaio 2008.

[2] " Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive", Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Febbraio 2008.

- [3] "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008", Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, cir. 617 del 2 Febbraio 2009;
- [4] "ACI 214.4R-03, "Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Results" Settembre 2003.

APPENDICE A

Prove distruttive tramite carotaggi

BLOCCO DEGENZE

Lotto I edificio 7 – Elevazione			
	Campione	Elemento	Livello
1	C7-S-46-C21	Pilastro	S
2	C7-S-51-C19	Pilastro	S
3	C7-S-T15-C5	Trave	S
4	C7-S-48-C20	Pilastro	S
5	C7-T-22-C11	Pilastro	T
6	C7-T-23-C14	Pilastro	T
7	C7-1-47-C1	Pilastro	1
8	C7-2-33-C11	Pilastro	2
9	C7-3-31-C11	Pilastro	3
10	C7-4-25-C9	Pilastro	4
11	C7-4-29-C10	Pilastro	4
Lotto I edificio 7 – Fondazione			
-	-	-	-

Tabella A.I: Prelievi di carote effettuati nell'edificio 7 (Lotto I) del blocco degenze.

Lotto I edificio 7 – Elevazione			
	Campione	Elemento	Livello
1	P5	Pilastro	S
2	P18	Pilastro	S
3	P23	Pilastro	1
Lotto I edificio 7 – Fondazione			
-	-	-	-

Tabella A.II: Prelievi di carote effettuati dal CTU nell'edificio 7 (Lotto I) del blocco degenze.

BLOCCO DIAGNOSI E TERAPIA

Lotto II edificio A – Elevazione			
	Campione	Elemento	Livello
1	CPA-3-2-C1	Nuclei scala	3
2	CPA-2-3-C2	Nuclei scala	2
3	CPA-1-2-C3	Nuclei scala	1
4	CPA-T-3-C4	Nuclei scala	T
Lotto II edificio A – Fondazione			
-	-	-	

Tabella A.III: Prelievi di carote effettuati nell'edificio A (lotto II) del blocco diagnosi e terapia.

Lotto I edificio A – Fondazione		
	Campione	Elemento
1	PL18	Plinto di Fondazione
2	PL10	Plinto di Fondazione
3	PL25	Plinto di Fondazione
4	PL23	Plinto di Fondazione
5	PL9	Plinto di Fondazione
6	PL17	Plinto di Fondazione
7	PA1	Palo di Fondazione
8	PL24	Plinto di Fondazione

Tabella A.IV: Prelievi di carote effettuati dal CTU nell'edificio A (lotto II) del blocco diagnosi e terapia.

Lotto II edificio B – Elevazione			
	Campione	Elemento	Livello
1	CPB-3-1-C1	Nuclei scala	3
2	CPB-2-1-C2	Nuclei scala	2
3	CPB-1-1-C3	Nuclei scala	1
4	CPB-T-2-C4	Nuclei scala	T
Lotto II edificio B – Fondazione			
1	CPB-F-1-C1	Plinto di Fondazione	

2	CPB-F-2-C2	Plinto di Fondazione	
3	CPB-F-3-C3	Plinto di Fondazione	
4	CPB-F-4-C4	Plinto di Fondazione	
5	CPB-F-5-C5	Plinto di Fondazione	

Tabella A.V: Prelievi di carote effettuati nell'edificio B (lotto II) del blocco diagnosi e terapia.

Lotto I edificio C – Elevazione			
	Campione	Elemento	Livello
1	CPC-3-1-C1	Nuclei scala	3
2	CPC-2-3-C2	Nuclei scala	2
3	CPC-1-2-C3	Nuclei scala	1
4	CPC-T-3-C4	Nuclei scala	T
Lotto I edificio C – Fondazione			
1	CPC-F-1-C1	Plinto di Fondazione	
2	CPC-F-2-C2	Plinto di Fondazione	
3	CPC-F-3-C3	Plinto di Fondazione	
4	CPC-F-4-C4	Plinto di Fondazione	

Tabella A.VI: Prelievi di carote effettuati nell'edificio C (lotto I) del blocco diagnosi e terapia.

Lotto I edificio D – Elevazione			
	Campione	Elemento	Livello
1	CPD-3-1-C1	Nuclei scala	3
2	CPD-2-2-C2	Nuclei scala	2
3	CPD-1-2-C3	Nuclei scala	1
4	CPD-T-1-C4	Nuclei scala	T
Lotto I edificio D – Fondazione			
1	CPDF-1-C3	Plinto di Fondazione	
2	CPD-F-4-C1	Plinto di Fondazione	
3	CPD-F-9-C2	Plinto di Fondazione	

Tabella A.VII: Prelievi di carote effettuati nell'edificio D (lotto I) del blocco diagnosi e terapia.

Lotto I edificio D – Fondazione		
	Campione	Elemento
1	PL30	Plinto di Fondazione
2	PL3	Plinto di Fondazione
3	PL12	Plinto di Fondazione
4	PL2	Plinto di Fondazione
5	PL5	Plinto di Fondazione
6	PL13	Plinto di Fondazione
7	PL4	Plinto di Fondazione
8	PL26	Plinto di Fondazione
9	PL27	Plinto di Fondazione
10	PL1	Plinto di Fondazione
11	PL16	Plinto di Fondazione

Tabella A.VIII: Prelievi di carote effettuati dal CTU nell'edificio D (lotto I) del blocco diagnosi e terapia.

APPENDICE B

Prove non distruttive (SONREB)

Punto di Campionamento	Elemento Strutturale	V [m/s]	Ir
C7-S-46	Pilastro	3692	34.6
C7-S-47	Pilastro	3510	36
C7-S-48	Pilastro	3299	34.6
C7-S-49	Pilastro	3677	38
C7-S-51	Pilastro	3142	30.1
C7-S-52	Pilastro	2576	25.8
C7-S-T14	Trave	3098	24.4
C7-S-T15	Pilastro	2862	23.9
C7-T-22	Pilastro	3500	33
C7-T-23	Pilastro	3670	34
C7-T-35	Pilastro	3596	33.4
C7-T-36	Pilastro	3571	34.2
C7-1-47	Pilastro	3572	35.5
C7-1-48	Trave	3292	31.4
C7-1-49	Trave	3750	32.8
C7-2-31	Pilastro	3636	32.2
C7-2-32	Pilastro	3463	30.5
C7-2-33	Pilastro	3604	31.3
C7-3-31	Pilastro	3292	29.8
C7-3-32	Pilastro	3334	33.2
C7-3-33	Pilastro	3479	31.6
C7-4-25	Pilastro	3797	32.1
C7-4-26	Pilastro	3479	33.7
C7-4-27	Pilastro	3810	31.7
C7-4-28	Pilastro	3556	34.6
C7-4-29	Pilastro	3687	29.4
C7-4-30	Pilastro	3819	32.4

Tabella B.I: Prove non distruttive eseguite nell'edificio 7 (Lotto I) del blocco degenze.

Punto di Campionamento	Elemento Strutturale	V [m/s]	Ir
CPA-1-1	Setto c.a.	3926	32.6

CPA-1-2	Setto c.a.	3830	31
CPA-1-3	Setto c.a.	3882	31
CPA-2-1	Setto c.a.	3914	30.4
CPA-2-2	Setto c.a.	4035	35.2
CPA-2-3	Setto c.a.	4087	33.6
CPA-3-1	Setto c.a.	3661	34.2
CPA-3-2	Setto c.a.	4200	34.2
CPA-3-3	Setto c.a.	3946	33.9
CPA-T-1	Setto c.a.	3332	29
CPA-T-2	Setto c.a.	3749	32.6
CPA-T-3	Setto c.a.	3552	26.4

Tabella B.II: Prove non distruttive eseguite nell'edificio A (lotto II) del blocco diagnosi e terapia.

CPB-1-1	Setto c.a.	3572	28.7
CPB-1-2	Setto c.a.	3907	29.4
CPB-1-3	Setto c.a.	3925	28.5
CPB-2-1	Setto c.a.	3454	25.5
CPB-2-2	Setto c.a.	3618	28.7
CPB-2-3	Setto c.a.	3918	27.5
CPB-3-1	Setto c.a.	3559	27.3
CPB-3-2	Setto c.a.	4000	30.3
CPB-3-3	Setto c.a.	4095	31.3
CPB-T-1	Setto c.a.	3431	30.9
CPB-T-2	Setto c.a.	3697	28.9
CPB-T-3	Setto c.a.	4030	29.2
CPB-F-T6	Trave c.a.	3832	33.7
CPB-F-T7	Trave c.a.	4082	34.4
CPB-F-T8	Trave c.a.	4049	32.8
CPB-F-T9	Trave c.a.	3954	34.6
CPB-F-T10	Trave c.a.	3345	26.5

Tabella B.III: Prove non distruttive eseguite nell'edificio B (lotto II) del blocco diagnosi e terapia.

Punto di Campionamento	Elemento Strutturale	V [m/s]	Ir
CPC-1-1	Setto c.a.	4386	31
CPC-1-2	Setto c.a.	4278	32.2

CPC-1-3	Setto c.a.	4118	34.8
CPC-2-1	Setto c.a.	4019	33.5
CPC-2-2	Setto c.a.	3913	28.8
CPC-2-3	Setto c.a.	4358	36.7
CPC-3-1	Setto c.a.	3716	28
CPC-3-2	Setto c.a.	3843	26.7
CPC-3-3	Setto c.a.	4268	29
CPC-T-1	Trave c.a.	3623	28.1
CPC-T-2	Trave c.a.	4313	33
CPC-T-3	Setto c.a.	3764	34.9

Tabella B.IV: Prove non distruttive eseguite nell'edificio C (lotto I) del blocco diagnosi e terapia.

CPD-1-1	Setto c.a.	3771	33.3
CPD-1-2	Setto c.a.	3654	30.1
CPD-1-3	Setto c.a.	4015	31.6
CPD-2-1	Setto c.a.	3593	29.1
CPD-2-2	Setto c.a.	3375	31.3
CPD-2-3	Setto c.a.	4042	28.2
CPD-3-1	Setto c.a.	3502	28
CPD-3-2	Setto c.a.	3016	29.5
CPD-3-3	Setto c.a.	3208	27.3
CPD-T-1	Setto c.a.	3163	27.4
CPD-T-2	Setto c.a.	4000	29.4
CPD-T-3	Setto c.a.	4167	29.2
CPD-F-1	Plinto c.a.	3564	25.6
CPD-F-2	Plinto	3520	34
CPD-F-4	Plinto c.a.	3097	22.4
CPD-F-T3	Trave c.a.	2934	26.5
CPD-F-T10	Trave c.a.	3691	30.4
CPD-F-T6	Trave c.a.	3930	34.7
CPD-F-T7	Trave c.a.	3363	29.5
CPD-F-8	Plinto	3626	27.6

Tabella B.V: Prove non distruttive eseguite nell'edificio D (lotto I) del blocco diagnosi e terapia.

APPENDICE C

Risultati delle Prove di Laboratorio

Lotto II edificio 7 – Elevazione							
Campione	s _c [mm]	l/d	P [kN/m ³]	V [m/s]	f _{core} [MPa]	R _c [MPa]	R _c CTU [MPa]
C7-S-46-C21	38	1	21.34	3655	16.25	18.23	19.12
C7-S-51-C19	60	1	21.89	3404	15.02	16.85	17.67
C7-S-T15-C5	60	1	21.3	3269	12.13	13.59	14.27
C7-S-48-C20	58	1	21.33	3152	6.96	7.46	8.19
C7-T-22-C11	35	2	21.54	3806	15.64	20.6	18.4
C7-T-23-C14	35	1	21.83	3339	11.78	13.04	13.86
C7-1-47-C1	30	1	21.1	3687	14.83	16.62	17.45
C7-2-33-C11	15	1	21.43	3850	22.99	25.85	27.05
C7-3-31-C11	50	1	21.45	3646	18.7	20.98	22
C7-4-25-C9	5	1	21.53	3856	23.16	26.05	27.25
C7-4-29-C10	20	1	21.68	3863	21.82	24.53	25.67
Valori medi	36,9		21.49	3593	16.3	18.53	19.17
Lotto II edificio 7 – Fondazione							
Campione	s _c [mm]	l/d	P [kN/m ³]	V [m/s]	f _{core} [MPa]	R _c [MPa]	R _c CTU [MPa]
-	-	-	-	-	-	-	-
Valori medi	-		-	-	-	-	-

Tabella C.I: Risultati delle prove effettuate su campioni di cls dell'edificio 7 (Lotto I) del blocco degenze.

Lotto II edificio A – Nucleo scala							
Campione	s _c [mm]	l/d	P [kN/m ³]	V [m/s]	f _{core} [MPa]	R _c [MPa]	R _c CTU [MPa]
CPA-3-2-C1	25	1	21.34	3930	30.89	34.85	36.34
CPA-2-3-C2	25	1	22.21	4094	25.2	28.35	29.65
CPA-1-2-C3	20	1	22.07	4024	24.82	27.92	29.2
CPA-T-3-C4	60	1	21.68	3931	20.5	23.01	24.12
Valori medi	32.5		21.83	3995	25.35	28.53	29.83
Lotto II edificio A – Fondazione							
Campione	s _c [mm]	l/d	P [kN/m ³]	V [m/s]	f _{core} [MPa]	R _c [MPa]	R _c CTU [MPa]
-	-	-	-	-	-		

Tabella C.II: Prove su carote relative all'edificio A (lotto II) del blocco diagnosi e terapie.

Lotto II edificio B – Nucleo scala							
Campione	s_c [mm]	l/d	P [kN/m ³]	V [m/s]	f_{core} [MPa]	R_c [MPa]	R_c CTU [MPa]
CPB-3-1-C1	25	1	21.46	3983	17.75	19.89	20.88
CPB-2-1-C2	35	1	21.28	3649	15.57	17.43	18.32
CPB-1-1-C3	30	1	21.76	3944	23.21	26.08	27.31
CPB-T-2-C4	35	1	21.96	3780	20.48	23.06	24.18
<i>Valori medi</i>	<i>31.25</i>		<i>21.61</i>	<i>3839</i>	<i>19.27</i>	<i>21.62</i>	<i>22.67</i>
Lotto II edificio B – Fondazione							
Campione	s_c [mm]	l/d	P [kN/m ³]	V [m/s]	f_{core} [MPa]	R_c [MPa]	R_c CTU [MPa]
CPB-F-1-C1	80	1	21.31	3699	16.54	18.53	19.46
CPB-F-2-C2	50	1	21.75	3822	22.28	25.03	26.21
CPB-F-3-C3	55	1	21.43	3774	19.66	22.06	23.13
CPB-F-4-C4	50	1	21.55	3813	18.55	20.8	21.82
CPB-F-5-C5	60	1	21.46	3476	11.55	12.91	13.59
<i>Valori medi</i>	<i>59</i>		<i>21.5</i>	<i>3717</i>	<i>17.72</i>	<i>19.86</i>	<i>20.84</i>

Tabella C.III: Prove su carote relative all'edificio B (lotto II) del blocco diagnosi e terapie.

Lotto I edificio C – Nucleo scala							
Campione	s_c [mm]	l/d	P [kN/m ³]	V [m/s]	f_{core} [MPa]	R_c [MPa]	R_c CTU [MPa]
CPC-3-1-C1	45	2	21.38	3826	15.91	20.92	22.55
CPC-2-3-C2	30	2	22.28	4257	27.35	35.98	38.77
CPC-1-2-C3	35	2	22.3	4239	22.07	29.03	31.28
CPC-T-3-C4	30	2	21.94	4049	19.6	25.78	27.78
<i>Valori medi</i>	<i>35</i>		<i>21.97</i>	<i>4092</i>	<i>24.58</i>	<i>29.01</i>	<i>30.01</i>
Lotto I edificio C – Fondazione							
Campione	s_c [mm]	l/d	P [kN/m ³]	V [m/s]	f_{core} [MPa]	R_c [MPa]	R_c CTU [MPa]
CPC-F-1-C1	-	1	21.71	4017	14.59	16.33	17.16
CPC-F-2-C2	-	1	21.67	3609	8.32	9.28	9.79
CPC-F-3-C3	-	1	21.59	3254	14.15	15.83	16.65
CPC-F-4-C4	-	1	21.85	4002	13.19	14.75	15.52
<i>Valori medi</i>	<i>-</i>		<i>21.71</i>	<i>3720</i>	<i>12.56</i>	<i>14.05</i>	<i>14.78</i>

Tabella C.IV: Prove su carote relative all'edificio C (lotto I) del blocco diagnosi e terapie.

Lotto I edificio D – Nucleo scala							
Campione	s_c [mm]	l/d	P [kN/m ³]	V [m/s]	f_{core} [MPa]	Rc [MPa]	Rc CTU [MPa]
CPD-3-1-C1	22.5	1	21.84	4048	21.71	25.13	25.54
CPD-2-2-C2	30	2	21.74	3844	14.9	19.6	21.12
CPD-1-2-C3	30	2	21.27	3804	18.76	24.68	26.59
CPD-T-1-C4	32.5	2	21.65	3670	13.52	17.78	19.16
<i>Valori medi</i>	28.75		21.63	3841	-	21.8	23.1
Lotto I edificio D – Fondazione							
Campione	s_c [mm]	l/d	P [kN/m ³]	V [m/s]	f_{core} [MPa]	Rc [MPa]	Rc CTU [MPa]
CPDF-1-C3	85	1	21.75	3502	16.23	18.18	19.09
CPD-F-4-C1	100	1	21.46	3717	12.09	13.51	14.22
CPD-F-9-C2	75	1	21.67	3687	14.76	16.52	17.36
<i>Valori medi</i>	86.67		21.63	3635	14.36	16.07	16.89

Tabella C.V: Prove su carote relative all'edificio D (lotto I) del blocco diagnosi e terapie.

APPENDICE D

Elaborazione dei Risultati delle Prove

Lotto I edificio 7 – Elevazione				
	Campione	Livello	R _c [MPa]	R _c /Livello [MPa]
1	C7-S-46-C21	S	18.23	15.98
2	C7-S-51-C19	S	16.85	
3	C7-S-T15-C5	S	13.59	
4	C7-S-48-C20	S	7.46	
5	P5	S	20.08	
6	P18	S	11.55	
7	C7-S-47	S	21.88	
8	C7-S-49	S	24.27	
9	C7-S-52	S	11.14	
10	C7-S-T14	S	14.71	
11	C7-T-22-C11	T	20.6	19.4
12	C7-T-23-C14	T	13.04	
13	C7-T-35	T	21.97	
14	C7-T-36	T	21.97	
15	C7-1-47-C1	1	16.62	19.31
16	P23	1	18.88	
17	C7-1-48	1	18.4	
18	C7-1-49	1	23.34	
19	C7-2-33-C11	2	25.85	22.52
20	C7-2-31	2	21.96	
21	C7-2-32	2	19.74	
22	C7-3-31-C11	3	20.98	20.17
23	C7-3-32	3	19.3	
24	C7-3-33	3	20.23	
25	C7-4-25-C9	4	26.05	23.47
26	C7-4-29-C10	4	24.53	
27	C7-4-26	4	20.88	
28	C7-4-27	4	23.54	
29	C7-4-28	4	21.92	
30	C7-4-30	4	23.91	
VALORE MEDIO R _{cm}			19.45	
DEVIAZIONE STANDARD s			4.6	

Tabella D.I: Risultati delle prove distruttive e non per l'edificio 7 del lotto I

Lotto II edifici A e B – Elevazione	
Campione o PND	R _c (D+ND) [MPa]
CPA-3-2-C1	34.85
CPA-2-3-C2	28.35
CPA-1-2-C3	27.92
CPA-T-3-C4	23.01
CPA-1-1	30.57
CPA-1-3	28.44
CPA-2-1	28.18
CPA-2-2	34.68
CPA-3-1	29
CPA-3-3	32.17
CPA-T-1	20.98
CPA-T-2	28.52
VALORE MEDIO Ed.A R_{cm}	28.89
DEVIAZIONE STANDARD s	4.07
CPB-3-1-C1	19.89
CPB-2-1-C2	17.43
CPB-1-1-C3	26.08
CPB-T-2-C4	23.06
CPB-1-2	27.08
CPB-1-3	26.35
CPB-2-2	23.48
CPB-2-3	25.27
CPB-3-2	29.01
CPB-3-3	31.15
CPB-T-1	23.51
CPB-T-3	28.17
VALORE MEDIO Ed.B R_{cm}	2.04
DEVIAZIONE STANDARD s	3.85

Tabella D.II: Risultati delle prove distruttive e non per gli edifici del blocco diagnosi e terapia A e B in elevazione.

Lotto I edifici C e D – Fondazione	
Campione o PND	R _c (D+ND) [MPa]
CPC-3-1-C1	20.92
CPC-2-3-C2	35.98
CPC-1-2-C3	29.03
CPC-T-3-C4	25.78
CPC-1-1	30.67
CPC-1-3	31.7
CPC-2-1	29.31
CPC-2-2	23.83
CPC-3-2	21.34
CPC-3-3	27.36
CPC-T-1	20.67
CPC-T-2	32.04
VALORE MEDIO Ed.C R_{cm}	27.39
DEVIAZIONE STANDARD s	4.95
CPD-3-1-C1	25.13
CPD-2-2-C2	19.6
CPD-1-2-C3	24.68
CPD-T-1-C4	17.78
CPD-1-1	26.46
CPD-1-3	27.44
CPD-2-1	21.21
CPD-2-3	24.45
CPD-3-2	16.56
CPD-3-3	16.68
CPD-T-2	25.2
CPD-T-3	26.59
VALORE MEDIO Ed.D R_{cm}	22.65
DEVIAZIONE STANDARD s	4.05

Tabella D.III: Risultati delle prove distruttive e non per gli edifici del blocco diagnosi e terapia C e D in elevazione.

Lotto II edifici A e B – Fondazione	
Campione o PND	R _c (D+ND) [MPa]
PL18 (CPA)	18.82
PL10 (CPA)	23.17
PL25 (CPA)	23.59
PL23 (CPA)	30.11
PL9 (CPA)	33.28
PL17 (CPA)	36.46
PA1 (CPA)	24.64
PL24 (CPA)	21.32
CPB-F-1-C1	18.53
CPB-F-2-C2	25.03
CPB-F-3-C3	22.06
CPB-F-4-C4	20.8
CPB-F-5-C5	12.91
VALORE MEDIO R_{cm}	23.9
DEVIAZIONE STANDARD s	6.34

Tabella D.IV: Risultati delle prove distruttive e non per gli edifici del blocco diagnosi e terapia A e B in fondazione.

Lotto I edifici C e D – Fondazione	
Campione o PND	R _c (D+ND) [MPa]
CPC-F-1-C1	16.33
CPC-F-2-C2	9.28
CPC-F-3-C3	15.83
CPC-F-4-C4	14.75
CPDF-1-C3	18.18
CPD-F-4-C1	13.51
CPD-F-9-C2	16.52
PL30 (CPD)	14.17
PL3 (CPD)	11.75
PL12 (CPD)	11.92
PL2 (CPD)	25.99

PL5 (CPD)	11
PL13 (CPD)	12.93
PL4 (CPD)	13.38
PL26 (CPD)	13.58
PL27 (CPD)	20.78
PL1 (CPD)	20.32
PL16 (CPD)	16.79
VALORE MEDIO Rcm	15.39
DEVIAZIONE STANDARD s	4.05

Tabella D.V: Risultati delle prove distruttive e non per gli edifici del blocco diagnosi e terapia C e D in fondazione.