

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale

in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

**Modellazione agli elementi finiti per la
verifica ed il recupero del Paraboloide di
Casale Monferrato**



Relatore

Candidato

firma del relatore

firma del candidato

Prof. Stefano Invernizzi

Andrea De Francesco

.....

.....

Marzo 2016

Ringraziamenti

Questa tesi, insieme a tutti gli anni di studi universitari che ho appena concluso, non sarebbero sicuramente stati possibili senza l'appoggio e la vicinanza di alcune persone che mi hanno sostenuto direttamente o indirettamente e che meritano tutta la mia gratitudine.

Ringrazio il Professor Stefano Invernizzi che senza dubbio è stato una guida importantissima durante questi mesi di lavoro. Senza il suo aiuto infatti, non sarebbe stato possibile sviluppare questa tesi ed arrivare a questo risultato. Egli, insieme ad altri docenti incontrati nel percorso di studi in questa Università ed anche nei miei studi precedenti a Lecce, rappresentano e rappresenteranno per me importantissimi punti di riferimento che certamente hanno contribuito alla mia personale formazione. Desidero inoltre ringraziare il Professor Alessandro Fantilli del Politecnico di Torino, il quale ha messo a mia disposizione un suo studio che si è rivelato molto utile in questa tesi e l'Ingegnere Francesco Canterini, della Softing S.r.l., che mi ha dato un importante aiuto per quanto riguarda l'utilizzo dei software che ho adoperato durante la fase di modellazione della struttura.

Il ringraziamento più importante va sicuramente ai miei familiari, sia i miei genitori che i miei zii, che con il loro sostegno hanno reso possibile tutto il mio percorso di studi. Ringrazio poi di cuore anche tutti i miei amici, quelli conosciuti durante questi due anni qui Torino, quelli che hanno studiato con me a Lecce e quelli di Tricase, importanti compagni di studio e di vita.

Andrea

Indice

1.	Introduzione	11
1.1	Lo studio	14
1.2	L'uso dell'arco parabolico in cemento armato	22
1.3	Il Paraboloide in matematica	29
1.4	Il comportamento a membrana	32
2.	Il Paraboloide di Casale	37
2.1	Gli edifici industriali nell'area del Monferrato.....	37
2.2	La storia	43
2.3	La struttura.....	51
2.4	Il ciclo produttivo all'interno del Paraboloide.....	62
2.5	I Paraboloidi in Italia	69
2.5.1	Caratteristiche comuni	69
2.5.2	Cenni su strutture simili al Paraboloide di Casale Monferrato	75
2.5.2.1	I Paraboloidi di Perluigi Nervi	75
2.5.2.2	I Paraboloidi della Montecatini	82
2.5.2.2	Altri Paraboloidi in Italia	86
3	Il degrado e le indagini sul Paraboloide	91
3.1	Considerazioni di carattere generale.....	91
3.2	Il rilievo	98
3.3	Il degrado nelle strutture in cemento armato	113
3.3.1	La durabilità	113
3.3.2	La permeabilità	117
3.3.3	La carbonatazione	118
3.3.4	Il degrado indotto dalla corrosione delle armature	125
3.4	Diagnosi del Paraboloide.....	129
3.4.1	Prove non distruttive	132
3.4.2	Prove distruttive	151
3.4.3	Programmazione delle indagini	163
4	La resistenza a compressione del calcestruzzo del Paraboloide.....	179
4.1	Considerazioni di carattere generale.....	179
4.2	Studio sul calcestruzzo storico	181

4.3	Scelta del valore di resistenza del calcestruzzo da adottare	190
5	La modellazione del Paraboloide.....	191
5.1	Cenni del metodo degli elementi finiti	191
5.2	Costruzione del modello in Nòlian.....	197
5.2.1	Modello 1	198
5.2.2	Modello 2.....	208
5.2.3	Modello 3	217
5.2.4	Modello 4 (definitivo).....	221
5.3	Analisi statica del modello.	229
5.4	Modello per la definizione delle armature.....	231
5.5	Calcolo armature.....	241
5.6	Modello che tiene conto degli effetti del degrado	248
6.	La verifica del Paraboloide	253
6.1	Considerazioni di base.....	255
6.2	Analisi dinamica del modello	259
6.3	La verifica tramite analisi statica lineare	267
6.4	La verifica con il software “Exsys”	271
6.4.1	La verifica del modello con elementi a sezioni non ridotte.....	276
6.4.2	La verifica del modello con elementi a sezioni ridotte.....	277
	Nervature	281
	Pilastri.....	285
	Guscio.....	290
	Pensiline laterali	290
	Pensilina superiore.....	291
7.1	Le categorie di intervento nelle strutture in cemento armato	293
7.1.1	Interventi locali.....	300
	Riparazione delle fessure con resina epossidica	301
	Ripristino localizzato con conglomerati	304
7.2	Il rinforzo strutturale con FRC.	309
7.2.1	L’utilizzo di FRC per gli interventi sul Paraboloide.....	312
7.3	Spunti progettuali	316
8.	Conclusioni.....	325
	Bibliografia.....	329

Sitografia 332

1. Introduzione

“La forma segue la funzione”

Nell’ambito dell’architettura industriale italiana è possibile distinguere un gruppo di strutture, purtroppo non sempre valorizzate come dovrebbero, che sono accomunate nel complesso dello stesso schema strutturale e dalla stessa tipologia costruttiva: i “Paraboloidi” in cemento armato.

Già dagli anni Venti del Novecento infatti, comincia a svilupparsi una tendenza, che poi ha il massimo splendore nelle opere di Pierluigi Nervi, sull’uso del cemento armato per la costruzione di strutture geometricamente perfette, molto grandi ed imponenti e di grande valore architettonico-strutturale.

E’ con questo spirito che in tutta Italia nascono molte strutture accomunate da una copertura con sezione parabolica, la quale consente appunto di godere di enormi spazi liberi interni (fondamentali in gran parte dei processi industriali) e nello stesso tempo con spessori del guscio molto piccoli.

Nel libro *“Paraboloidi, un patrimonio dimenticato dell’architettura moderna”*, si parla di un *“equilibrio perfetto tra estetica e funzionalismo”* riconoscibile in queste strutture, il quale è stato poi riconosciuto in quegli anni anche da numerosi esperti internazionali consentendo quindi di poter esportare questa tipologia costruttiva al di fuori dell’Italia.¹

Questi enormi capolavori architettonici, sono stati costruiti con lo spirito *“Form follows Function”* (Louis Sullivan). Questo è un principio associato all’architettura moderna ed al design industriale del Ventesimo secolo, secondo cui la forma di una struttura o, più in generale anche di un oggetto, deve essere basata soprattutto sulla funzione per cui esso viene progettato:

*“Whether it be the sweeping eagle in his flight, or the open apple-blossom, the toiling work-horse, the blithe swan, the branching oak, the winding stream at its base, the drifting clouds, over all the coursing sun, **form ever follows function**, and this is the law. Where function*

¹ Marcello Modica, Francesca Santarella, *“Paraboloidi. Un patrimonio dimenticato dell’architettura moderna”*- IDIFIR. 2014.

*does not change, form does not change. The granite rocks, the ever-brooding hills, remain for ages; the lightning lives, comes into shape, and dies, in a twinkling. It is the pervading law of all things organic and inorganic, of all things physical and metaphysical, of all things human and all things superhuman, of all true manifestations of the head, of the heart, of the soul, that the life is recognizable in its expression, **that form ever follows function.** This is the law."* (Louis Sullivan).¹

“Che si tratti di una grande aquila in fuga, o del fiore di un melo aperto, del lavoro di un cavallo, di un cigno allegro, della ramificazione della quercia, del torrente tortuoso alla sua base, delle nuvole alla deriva, su tutto il corso del sole, la forma segue sempre la funzione, e questa è la legge”

La legge di Louis Sullivan "*la forma segue (sempre) la funzione*", fu praticamente un grido di battaglia degli architetti modernisti nella prima metà del 1900 e la si può ritrovare benissimo applicata nella struttura oggetto di questa tesi.

Tale legge infatti si adatta perfettamente alle strutture con volta a paraboloide in Italia. Ad esempio, si può notare come le pareti inclinate di queste strutture sono adatte perfettamente per lo stoccaggio degli inerti e dei materiali che sono immagazzinati quindi in grandi spazi di forma conica, evitando in questo modo spinte troppo elevate che altrimenti si avrebbero se le pareti fossero verticali.

Quindi la forma segue la funzione, ma c'è di più. Infatti essa supera la necessità pratica in quanto tali opere posso lavorare anche quando lo scopo per cui sono state costruite cessa. Gli enormi spazi e l'architettura così insolita e singolare fanno sì infatti che tali strutture possano essere riutilizzate anche come musei o come centri atti ad accogliere grandi gruppi di persone.

A tal proposito è molto interessante e suggestivo il paragone del grande architetto Le Corbusier fatto tra gli hangar di Orly e Notre-Dame, che perfettamente si adatta anche a queste strutture. Esse infatti conservano “l'aspetto luministico delle grandi chiese gotiche, con tagli di luce che provengono dalle finestre *en longuer*”. E' molto evidente infatti,

¹ Sullivan, Louis , "*The Tall Office Building Artistically Considered*". Lippincott's Magazine (March 1896). Pag. 403–409.

quando si entra in uno di questi paraboloidi, come la luce illumina l'interno con effetti scenografici, come se fossimo in un teatro o appunto in una cattedrale.

Nonostante la meravigliosa architettura però, queste strutture sono accomunate anche da un aspetto molto triste: gran parte di esse risultano adesso dismesse ed in uno stato di abbandono.

Lo scopo di questa tesi quindi, è cercare di salvare dall'abbandono e ripristinare una di queste spettacolari strutture, il Paraboloide di Casale Monferrato, che è uno degli esempi più caratteristici e importanti dell'architettura industriale italiana del passato.

In questo lavoro si è proceduto alla creazione di numerosi modelli *f.e.m.* di questa struttura, contribuendo quindi al suo recupero ed alla ricerca di una sua nuova funzione, rispettosa dei grandi spazi di questa costruzione, in modo da permettere ad esso di sopravvivere e di salvarlo quindi da un triste destino, che senza dubbio non merita.

1.1 Lo studio

La struttura oggetto di questa tesi è un vecchio magazzino del clinker, noto comunemente come il "Paraboloide di Casale Monferrato".

Grazie alla sua semplicità, la sua architettura pulita ed imponente, e le tecniche innovative utilizzate nel periodo in cui è stato costruito, il Paraboloide è considerato oggi come un punto di riferimento dell'architettura industriale italiana, costituendo quindi un simbolo non solo del passato industriale di Casale, ma anche di un'intera stagione di sperimentazione di nuovi materiali e di strutture resistenti coperte da gusci leggeri.

Esso è inoltre probabilmente il primo esempio di edificio in cemento armato costruito con questa particolare concezione strutturale in Italia.



Figura 1.1 - *Vista dall'esterno del Paraboloide di Casale Monferrato.*

Lo studio ha riguardato la modellazione agli elementi finiti della struttura in elevazione, finalizzata alla verifica statica e allo studio della vulnerabilità sismica del Paraboloide. Sono

stati analizzati in particolare tutti i vari stadi fondamentali in un processo di verifica di una struttura esistente.

In questo lavoro non è stato possibile portare a termine l'intero studio della struttura perché durante il periodo in cui è stata sviluppata la tesi, all'interno del Paraboloide è stato trovato materiale altamente tossico (amianto). Questa struttura infatti versa attualmente in un grave stato di abbandono ed è stata quindi oggetto di atti vandalici. Di conseguenza non è stato possibile procedere in questo periodo ad un rilievo della parte interrata della struttura, che rappresenta gran parte dell'intera costruzione. Al di sotto del livello del terreno infatti sono presenti 7 tramogge di dimensioni veramente notevoli ed alcuni cunicoli in cui si muoveva la manovalanza quando la struttura era in servizio. Di conseguenza per terminare lo studio di modellazione sarà necessario in futuro procedere ad un rilievo della parte inferiore della struttura ed aggiungere questi elementi al modello.

Una seconda conseguenza dell'attuale inagibilità della struttura è l'impossibilità di effettuare la diagnosi degli elementi strutturali. A causa del materiale tossico rinvenuto, infatti, non è stato possibile entrare all'interno della struttura per procedere con le prove necessarie (ampiamente descritte nel Capitolo 3 di questa tesi), in modo da definire le proprietà dei materiali dell'edificio.

Per avere un valore di riferimento sulla resistenza a compressione del calcestruzzo della struttura, si è sfruttato uno studio del Politecnico di Torino svolto dai Professori Alessandro Fantilli, Bernardino Chiaia e dalla ricercatrice Barbara Frigo (analizzato nel Capitolo 4).

Infine, sempre a causa dell'inagibilità della struttura non è stato possibile procedere ad un rilievo tramite pacometro delle armature. Ovviamente quindi tale lavoro di verifica dovrà essere ripreso ed aggiornato quando saranno disponibili dati più precisi sulle armature, sui valori di resistenza del calcestruzzo e sulla parte di struttura interrata, della quale attualmente di conosce veramente poco.

Lo studio quindi, si articola nelle fasi seguenti:

- **Conoscenza della struttura.**

Uno dei primi aspetti, sicuramente d'importanza fondamentale, che è necessario analizzare quando si ha a che fare con la verifica di una struttura esistente, è il processo di acquisizione della conoscenza della struttura. Dalle NTC2008 infatti si riporta *“La conoscenza della costruzione storica è un presupposto fondamentale sia ai fini di una attendibile valutazione della sicurezza sismica attuale sia per la scelta di un efficace intervento di miglioramento”*¹.

Grazie all'utilizzo dei livelli di conoscenza si riesce ad incentivare l'avvicinamento tra progettista e struttura reale. In molti casi infatti è accaduto che interventi volti a migliorare la sicurezza si sono tramutati nella causa principale della rovina, e questo perché molto spesso questi insuccessi sono il prodotto di un'analisi insufficiente dello stato di fatto o dell'assunzione di modelli comportamentali lontani della realtà². Per procedere alla conoscenza del Paraboloido, il primo passo è stato documentarsi sulla storia dell'edificio ed anche sulla storia degli edifici vicini risalenti agli anni di costruzione del Paraboloido (i quali però sono stati abbattuti).

A questo scopo sono necessari documenti d'archivio e cartografie che si sono rivelati non facili da reperire.

La fase di conoscenza poi necessita sicuramente di un rilievo accurato e di un processo di diagnosi su tutta struttura.

- **Rilievo**

Parallelamente al processo di documentazione, è fondamentale accostare il rilievo vero e proprio della struttura in modo da andare ad individuare le condizioni attuali in cui versa, soprattutto per quanto riguarda lo studio del degrado di elementi strutturali e materiali, del quale è necessario sicuramente tenere conto anche nella fase di modellazione.

¹ Norme tecniche per le costruzioni, 2008 . Paragrafo § 4.1.1.

² R. Ceravolo, G. V. Demarie, *“Analisi sismica per livelli di conoscenza del patrimonio architettonico”*. CLUT editore. Pagina 47.

Una struttura molto degradata infatti, come il Paraboloide, presenta anche una riduzione delle sezioni resistenti dei vari elementi strutturali. Un modello attendibile e veritiero quindi deve sicuramente tenere conto di questo aspetto.

La conoscenza della geometria strutturale planimetrica e altimetrica del Paraboloide inoltre è particolarmente utile per la definizione degli spazi, per l'individuazione delle possibili destinazioni d'uso, per il posizionamento degli impianti, e sicuramente anche per l'individuazione dei punti di indagine.

Per questi scopi si è recuperato un lavoro di rilievo già effettuato dal Politecnico di Torino sul Paraboloide di Casale. Il rilievo è stato realizzato utilizzando la tecnologia di scansione del laser terrestre ad alta risoluzione (Lidar), in modo da ottenere alla fine un modello 3D molto accurato.

Questa quindi è stata l'unica fase dello studio della struttura che non è stata trattata da me personalmente in quanto era già stata effettuata quando ho iniziato il lavoro della tesi.

La procedura di rilievo ha consentito di ottenere una corretta lettura della tipologia strutturale dell'edificio e il riconoscimento dei principi di progettazione e costruzione utilizzati, la cui conoscenza è essenziale per il progetto di recupero. Il rilievo laser è stato condotto sia su intradosso sia sull'estradosso della enorme volta parabolica, eseguendo un elevato numero di posizioni di scansione situate all'interno e lungo il limite esterno dell'edificio, descritte meglio nel paragrafo 3.2.

Al rilievo laser di tutto il complesso dell'edificio si sono aggiunti dei rilievi fotogrammetrici su porzioni interessanti della struttura in modo da realizzare delle inchieste dettagliate del modello incentrato soprattutto sulla valutazione del degrado di struttura e materiali.

Grazie a questi rilievi fotogrammetrici, è stato possibile modificare il modello originale del Paraboloide in modo da tener conto del degrado in cui versa la struttura attualmente.

- **Diagnosi strutturale del Paraboloide e definizione del Fattore di Confidenza**

Alla fase di rilievo strutturale, poi, va aggiunta una seconda fase, altrettanto importante: quella della diagnosi. Con questo processo si indaga sulla qualità e sulle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali, le quali possono essere determinate attraverso delle indagini di tipo distruttivo e non distruttivo. Sempre dalle Norme

Tecniche per le costruzioni 2008 si riporta infatti che *“Il rilievo visivo ed alcune indagini possono consentire di giungere ad una buona conoscenza e ad un giudizio sulla qualità dei materiali e del loro degrado (punto 4.1.5). Tuttavia, in alcuni casi la modellazione del comportamento strutturale, specie nei riguardi dell’azione sismica, richiede la conoscenza di parametri meccanici di deformabilità e resistenza dei materiali”*.

Le condizioni in cui versa attualmente il Paraboloide sono caratterizzate da:

- una vasta carbonatazione, praticamente su tutta la superficie della struttura;
- sfaldamento soprattutto per quanto riguarda le arcate, ma anche in altri settori;
- grandi e microlesioni;
- efflorescenze.

Il degrado è quindi evidentemente molto avanzato e si possono anche avanzare delle ipotesi sul meccanismo di deterioramento dei materiali. In particolare per esempio, la superficie di estradosso del calcestruzzo potrebbe aver sviluppato microfessurazioni dovute a cicli di gelo/disgelo, le quali sono cresciute con il passare del tempo anche in profondità; queste crepe successivamente poi possono aver portato alla penetrazione di pioggia all’interno del Paraboloide ed in questo modo di sono create macchie, efflorescenze e crescita di materiale biologico ad intradosso della superficie del calcestruzzo.



Figura 1.1 – *Particolare del Paraboloide visto dall’esterno in cui è possibile notare il degrado avanzato in cui versa la struttura.*

A questo fenomeno si aggiungono problemi sulle facciate della struttura, in particolare sulla facciata Nord-occidentale si può notare infatti una considerevole crescita di vegetazione e problemi legati anche alle radici delle piante, che sono penetrate nel calcestruzzo adiacente. La crescita delle radici all'interno del cemento è molto pericolosa, in quanto essa potrebbe causare fessurazioni gravi e fenomeni di spalling del calcestruzzo.

Poiché il Paraboloide è un edificio storico, durante la fase di indagine è necessario prestare la massima attenzione per evitare di danneggiare ulteriormente la struttura, ma ovviamente alle indagini non distruttive vanno abbinate obbligatoriamente delle opportune prove distruttive allo scopo di determinare le caratteristiche fisiche e meccaniche del calcestruzzo con cui è stato costruito il Paraboloide.

Una volta terminata la campagna di indagini e tutti i rilievi opportuni, occorre definire il fattore di confidenza (FC), fondamentale nelle fasi successive. Come previsto dalle NTC08 il valore del fattore di confidenza è compreso tra 1 e 1,35 e la sua definizione è funzione del grado di approfondimento raggiunto dalle diverse fasi conoscitive della struttura.

- **Sviluppo del modello f.e.m. della struttura e definizione dell'azione sismica e delle altre azioni in gioco**

La fase seguente a questo punto è la valutazione della struttura in presenza di tutte le azioni presenti.

A questo scopo si è sviluppata un'analisi dettagliata agli elementi finiti per mezzo del software "Nòlian", che fa parte del pacchetto "All in One" fornito dalla Softing. Lo studio del modello è stato principalmente focalizzato alla valutazione ed al controllo delle caratteristiche geometriche della membrana di cemento armato. Insieme a "Nòlian" sono stati utilizzati anche "EasyBeam" ed "EasyWall", due estensioni di "All in One" che servono per l'immissione o il calcolo delle armature all'interno del modello.

Questi software sono stati sfruttati allo scopo di procedere ad un nuovo calcolo della struttura, in modo da andare ad indagare su come la struttura sarebbe dovuta essere armata se essa fosse stata concepita con la Normativa attuale.

A questo scopo è risultato necessario procedere ad una nuova modellazione della struttura, in modo da risolvere alcuni problemi del modello utilizzato per la verifica

(analizzati tutti in dettaglio nel Capitolo 5) e procedere quindi al calcolo della stessa con i metodi e le regole attuali.

Il modello costruito tramite le varie estensioni di “*All in One*” è stato a questo punto modificato per vedere come il degrado abbia influito sulla struttura.

Le conseguenze dei fenomeni di degrado, ed in particolare della corrosione delle armature infatti non riguardano solo gli aspetti funzionali o lo stato esteriore delle opere interessate dal processo, ma anche gli aspetti strutturali e di sicurezza. Soprattutto quando poi l’attacco risulta localizzato, la riduzione della sezione resistente delle armature può essere tale da portare addirittura alla diminuzione della loro capacità di sopportare i carichi statici o dinamici. Questo accade perché l’azione espansiva indotta dal fenomeno della corrosione in prossimità dell’interfaccia tra armature e calcestruzzo può creare delle fessure nel copriferro, una sua locale espulsione o addirittura una totale delaminazione¹. Oltre a questo la corrosione può portare anche alla riduzione di aderenza delle armature, che può avere gravi conseguenze strutturali, specie per strutture molto antiche, come il Paraboloido, che possono essere state costruite utilizzando barre “lisce” e non ad aderenza migliorata. In questo modo si è potuto notare come molte parti della struttura, specialmente gli elementi di copertura, hanno sezioni sicuramente insufficienti le quali sicuramente non risulteranno verificate.

- **La resistenza del calcestruzzo del Paraboloido**

Poiché durante il periodo in cui è stata sviluppata questa tesi non è stato possibile portare a termine tutto il processo di diagnosi della struttura, a causa dei problemi già esposti all’inizio di questo paragrafo, non si conoscono attualmente i valori di resistenza a compressione del calcestruzzo del Paraboloido.

Ovviamente la conoscenza di tale proprietà è fondamentale ed imprescindibile in questo studio, di conseguenza è necessario disporre almeno di informazioni sulla resistenza del calcestruzzo nelle strutture con età simile a quella del Paraboloido di Casale. Per questo motivo, si sono state utilizzate le informazioni di uno studio del Politecnico di Torino svolto da A. Fantilli, B. Chiaia e da B. Frigo², grazie al quale

¹ Pietro Pedferri, “*La corrosione delle armature nel calcestruzzo*”, Politecnico di Milano. <http://www.unibg.it/dati/corsi/8421/6558-pedferri%20corrosione%20nel%20cls%202004.pdf>

² “*A simplified approach for the evaluation of old concrete strength*”, Prof. Alessandro P. Fantilli, Barbara Frigo, Bernardino Chiaia – Politecnico di Torino

si è estrapolato un primo valore di resistenza a compressione della struttura da inserire nel modello *f.e.m.* creato. Il valore di resistenza considerato, com'è ovvio, andrebbe successivamente controllato, e, nel caso si rivelasse errato, corretto alla luce dei risultati delle prove distruttive e non distruttive sulla struttura.

- **Cenni sugli interventi**

Infine, dopo la fase di modellazione, si è passati ad un breve studio di possibili interventi da effettuare per ripristinare la funzionalità della struttura. Sono state proposte alcune tecniche per garantire una nuova vita a questo straordinario esempio di architettura industriale italiana.

In realtà la fase di progetto degli interventi è molto delicata e richiede un lavoro particolarmente importante, di conseguenza non è stata affrontata in toto in questa tesi, ma ci si è limitati ad una breve descrizione di alcuni interventi consigliati sulla struttura.

In particolare si è scelto di analizzare interventi locali, finalizzati ad un miglioramento del comportamento sismico della struttura del Paraboloide attraverso la riduzione del rischio d'innescò di meccanismi fragili. Sono state considerate le indicazioni su questa tipologia di intervento riportate all'interno del paragrafo 8.4.3 delle Norme tecniche 2008.

Oltre ad interventi di carattere locale, si è scelto di considerare anche l'utilizzo di calcestruzzi fibro-rinforzati. Essi infatti si dimostrano particolarmente adatti ad essere adoperati sul Paraboloide in quanto una delle loro maggiori applicazioni è legata alla possibilità di poter sostituire parte dei metodi di rinforzo convenzionali in modo da ottenere un grande vantaggio durante la fase di intervento.

L'utilizzo di questi materiali infatti, al posto dei rinforzi tradizionali, consente di ottenere delle nuove geometrie con piccoli spessori e forme curve, che, altrimenti, utilizzando i tradizionali metodi di rinforzo, sarebbe difficile ottenere.

Infine, sono stati riportati brevemente due casi studio su due Paraboloidi italiani recuperati negli ultimi anni, che potrebbero essere degli spunti importantissimi durante il progetto vero e proprio degli interventi.

1.2 L'uso dell'arco parabolico in cemento armato

“L'elemento strutturale più indicato per i manufatti in cemento armato è però sempre l'arco, sia perché più conveniente e più adatto alla natura ed al comportamento elastico del materiale, sia perché è anche l'elemento strutturale che meglio di presta per realizzare un effetto estetico soddisfacente”¹

Come già anticipato, grazie all'uso del cemento armato è possibile costruire volte o gusci in grado di coprire enormi spazi, ottimizzando la loro risposta strutturale, e quindi anche con spessori degli elementi molto modesti. In questo modo si evita quindi anche di adoperare appoggi intermedi che andrebbero a creare problemi alla funzionalità della struttura.

I gusci “resistenti per forma” possono essere costruiti traslando un arco su una retta data oppure, come succede con i paraboloidi iperbolici, su una curva direttrice particolare.

Tutto questo in realtà è possibile grazie alle qualità plastiche del cemento armato, ed è proprio grazie ad esse che si sono costruite tutte le strutture con volta a sezione parabolica in Italia.

La costruzione di tali strutture ha un senso solo in relazione ad un bassissimo costo della manodopera ed un alto costo dei materiali, in quanto in questo modo si abbassano gli spessori dei materiali sfruttando cassetture molto complicate che richiedono molto tempo per la loro costruzione.

E' per questo motivo, quindi, che quando nel corso del tempo si sono abbassati i costi dei materiali e si sono alzati i costi della manodopera, non è stato più possibile costruire strutture di questo genere.

I principi strutturali dei gusci “resistenti per forma” sono stati studiati nel corso del '900. In particolare volte di spessore molto sottile, a partire da 5 cm vennero sperimentate già nei primi anni del secolo scorso. Si possono ricordare nello specifico i lavori di Monier e di Dischinger e Finsterwalder (**Figura 1.2** e **Figura 1.3**).

¹ Ing. Luigi Santarella, “L'architettura nei ponti italiani in cemento armato”, in “Annali dei lavori Pubblici”, Aprile 1930

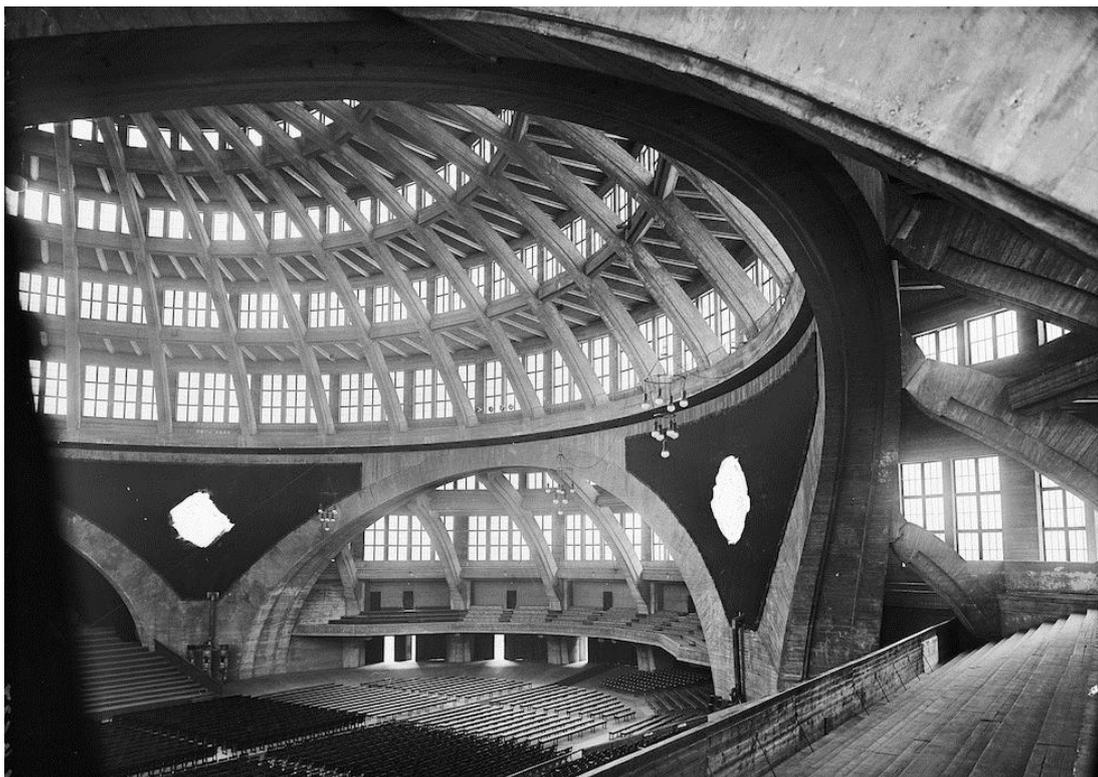


Figura 1.2 - *Interno della Sala del Centenario (Hala Stulecia, Max Berg, 1911-13) a Wroclaw (Polonia).*¹



Figura 1.3 - *Esterno della Sala del Centenario (Hala Stulecia, Max Berg, 1911-13) a Wroclaw (Polonia).*²

¹ <http://www.ilpost.it/2015/09/01/foto-darchivio-43/breslavia-polonia/>

² <http://vaumm.com/wpcontent/uploads/blogger/jahrhunderthalle.jpg>

Altro studio molto importante in questo campo, datato nel 1938, è quello commissionato da E.G. Portlad a Robert Maillart. Egli infatti riuscì a costruire una volta enorme, lunga 12 metri, alta 11 metri e larga 16 metri, utilizzando un guscio spesso solo 6 centimetri (**Figura 1.4**).

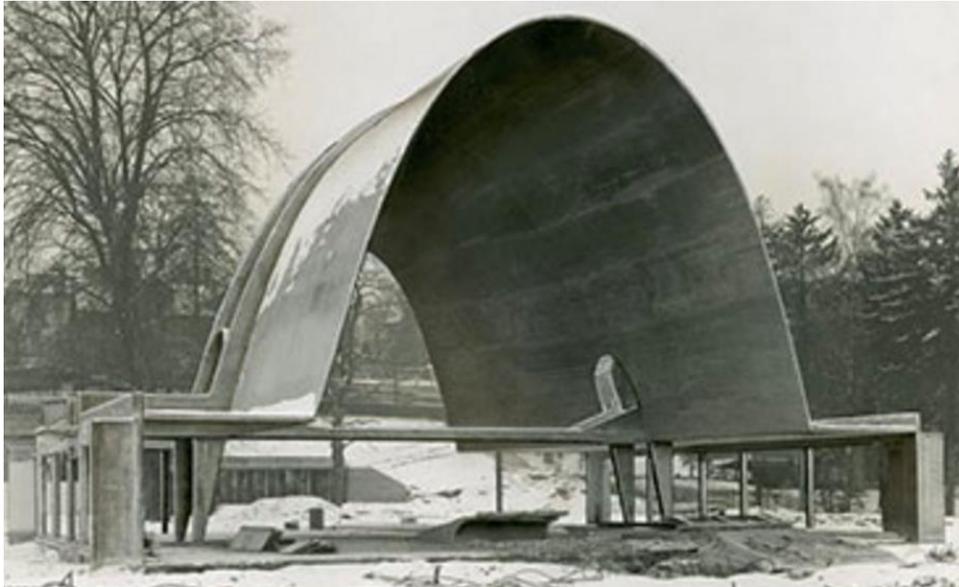


Figura 1.4 - Esterno della Sala del Centenario (*Hala Stulecia*, Max Berg, 1911-13) a Wrocław (Polonia).¹

Oltre a questi due studi, in Europa se ne contano moltissimi altri. Architetti che si sono cimentati con strutture a guscio sottile in cemento armato sono Antoni Gaudì, Eduardo Torija, Giorgio Baroni, elix Candela, Pier Luigi Nervi, Le Courbusier, Frei Otto, Eduardo Catalano, Carlos Raùl Villanueva e tantissimi altri.

In tutte queste strutture si può notare come minimo denominatore comune l'uso dell'arco come elemento che va a conferire ulteriore rigidità al guscio. Nel Paraboloide di Casale Monferrato, in particolare, sono presenti otto costole di forma parabolica, disposte ad intervalli regolari.

L'uso dell'arco parabolico, come è ampiamente noto, rappresenta un elemento strutturale di origine antichissima. Esso viene anche chiamato "arco catenario" in quanto la sua forma

¹ <http://lnx.costruzioni.net/wp-content/uploads/2009/01/ROBERT-MAILLART.pdf>

rappresenta quella di una catena tenuta nei suoi due estremi e lasciata pendere, descrivendo quindi una forma parabolica.

Questa particolare forma consente di distribuire i carichi in maniera omogenea e di conseguenza non necessita di elementi di supporto o contrafforti, come accade in realtà per altre tipologie di archi.

La proprietà appena esposta si adatta perfettamente a strutture in cemento armato. Infatti in questo caso la curva delle pressioni va a coincidere con l'asse dell'arco parabolico ed esso si troverà soggetto solo a sforzi di compressione, ottimizzando quindi l'uso di calcestruzzo, che com'è noto resiste molto di più a compressione che a trazione.

L'arco catenario è stato studiato nel dettaglio dal grande architetto spagnolo Antoni Gaudì, il quale creò numerosi modelli sperimentali di esso.

L'architetto catalano sfruttava un robusto cavo teso sotto il soffitto, al quale andava ad appendere grossi fili metallici in punti molto precisi, fino a comporre una specie di "ragnatela di metallo". Tutto questo perché, egli una volta notato che gli archi parabolici hanno la forma perfetta per la ripartizione dei carichi, invece di perdere tempo nella costruzione di essi su carta, li costruiva direttamente dal vivo sfruttando la forza di gravità (**Figura 1.5**).



Figura 1.5 - Studio sull'arco catenario da parte di Antoni Gaudì a Barcellona.¹

¹ <https://chiaracol.wordpress.com/forme-complesse-la-sagrada-familia/>

Dopo poi aver “ribaltato” tali elementi, essi potevano essere utilizzati per creare gli archi veri e propri da utilizzare nelle sue opere.

Proprio per questo motivo è possibile ritrovare archi parabolici in quasi tutte le opere di Gaudì, come ad esempio nella Casa Batlò (Figura 1.6) o nella Sagrada Familia (Figura 1.7 e Figura 1.8).



Figura 1.6 -*Casa Batlò (Barcellona), Antoni Gaudì¹*



Figura 1.7 –*Disegno originale di Gaudì di una delle facciate della Sagrada Familia (Barcellona)¹.*

¹ <https://www.pinterest.com/pin/236368680413394749>



Figura 1.8 – *Archi parabolici all'interno della Sagrada Família a Barcellona.*

L'uso dell'arco parabolico come elemento strutturale soggetto solo a compressione, e quindi perfetto per la costruzione di opere in cemento armato, lo si ritrova ovunque nella struttura del Paraboloide di Casale Monferrato (**Figura 1.9** e **Figura 1.10**).

In questo caso infatti la volta è infatti rinforzata da enormi elementi con profilo parabolico, le quali vanno ad irrigidire la struttura.



Figura 1.9 – *Facciata Nord del Paraboloide di Casale.*

Tav. 57
SILOS PER KLINKER
 OFFICINA DI CASAL-MONFERRATO
 FABBRICHE RIUNITE
 — CEMENTO E CALCE-BERGAMO

0 1 2 3 4 5 m.
 Scala metrica della sezione
 e della testata.

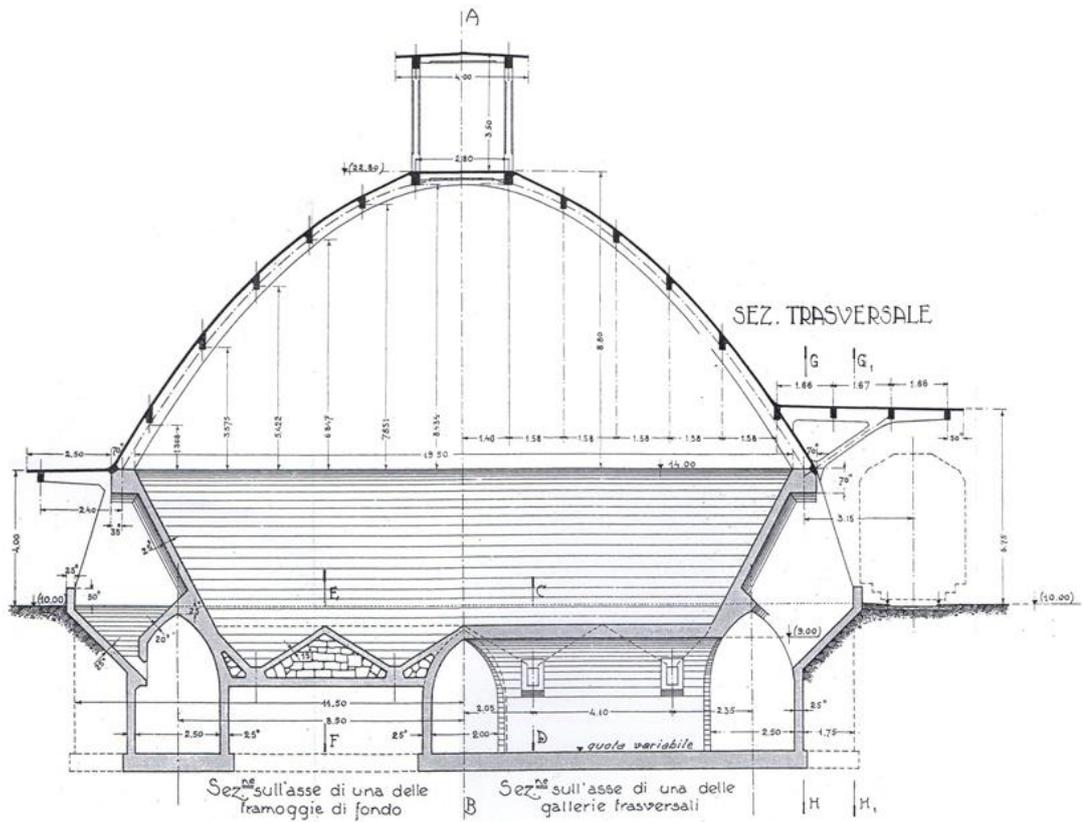


Figura 1.10 – Particolare di un disegno tecnico del Paraboloido di Casale in cui è rappresentata una sezione trasversale della struttura. E' possibile notare il perfetto profilo parabolico della volta superiore.

1.3 Il Paraboloide in matematica

In matematica, il paraboloide è una superficie del secondo ordine rappresentabile nello spazio a tre dimensioni con una delle seguenti equazioni:

$$\left(\frac{x}{a}\right)^2 + \left(\frac{y}{b}\right)^2 = \frac{z}{c} \quad (1)$$

$$\left(\frac{x}{a}\right)^2 - \left(\frac{y}{b}\right)^2 = \frac{z}{c} \quad (2)$$

Dove i parametri a e b rappresentano il grado di curvatura della superficie rispettivamente nei piani x - z e y - z , e c rappresenta invece il grado di apertura del paraboloide. In particolare se c è maggiore di zero, il paraboloide si apre verso l'alto, mentre se c è minore di zero, il paraboloide si apre verso il basso.

Comunque l'uso del termine "Paraboloide" per la struttura oggetto di questa tesi non è molto esatto. Difatti in questo caso si tratterebbe di "cilindro parabolico", superficie cioè generata traslando una parabola lungo una retta perpendicolare al piano in cui essa giace.

Il paraboloide è una superficie senza punti doppi e tangente al piano all'infinito. Esso può essere di due tipologie, ellittico o iperbolico.

Queste due famiglie, paraboloide ellittico e paraboloide a sella sono due superfici di traslazione. Per capire tale definizione, basta prendere due parabole giacenti su due piani tra loro perpendicolari e aventi stesso vertice e stesso asse, P e P' (**Figura 1.11**).

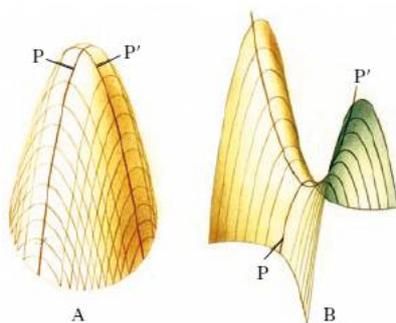


Figura 1.11– Paraboloide ellittico e Paraboloide a sella.¹

¹ <http://www.treccani.it/enciclopedia/paraboloide/>

Ora, se una delle due parabole viene traslata facendo scorrere il suo vertice su P' , si ottiene un paraboloido (ellittico, se le due parabole hanno la concavità verso la stessa, mentre iperbolico se esse volgono la concavità in due parti diverse).

Le principali proprietà di queste due tipologie sono:

- **Il Paraboloido ellittico.**

Descritto dall'equazione (1), questa curva è formata da una superficie estesa all'infinito situata tutta nello stesso semispazio rispetto al piano ad essa tangente nel vertice (**Figura 1.12**).

Esso è tagliato in ellissi dai piani perpendicolari all'asse z (piani con equazione $z=k$), mentre è tagliato in parabole da piani perpendicolari agli assi x e y (piani con equazione $x=k$ e $y=k$).

Il paraboloido ellittico inoltre non contiene rette reali e, nel caso in cui $a=b$, si ottiene un particolare paraboloido ellittico, il paraboloido di rotazione, in cui tutti i piani sono principali.

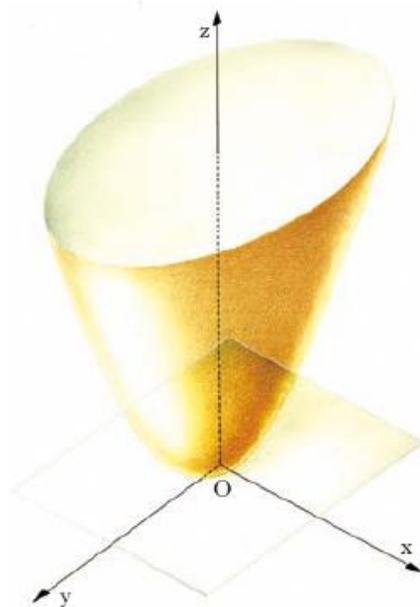


Figura 1.12- *Paraboloido ellittico*¹

¹ <http://www.treccani.it/enciclopedia/paraboloido/>

- **Il Paraboloide iperbolico o a sella.**

Il paraboloide iperbolico o a sella è descritto dall'equazione (2). Esso si estende all'infinito da entrambi i semispazi descritti dal piano tangente nel vertice O (**Figura 1.13**), il quale taglia la superficie in due rette.

Il paraboloide iperbolico è inoltre una quadrica rigata, cioè contiene due sistemi di rette reali. In ogni sistema poi, le rette sono sghembe a due a due e risultano parallele ad uno stesso piano.

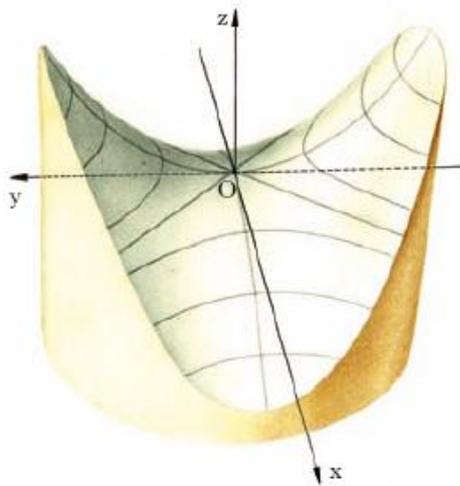


Figura 1.13 - Paraboloide a sella.¹

Il comportamento strutturale di strutture a forma di paraboloide iperbolico è molto singolare ed interessante.

In generale, si sa ovviamente che il comportamento strutturale è funzione della forma. In particolare poi il paraboloide iperbolico ha una doppia curvatura, la quale va ad opporsi alle deformazioni e consente alla struttura di avere delle sollecitazioni di tipo membranale, quindi esenti da componenti di tipo flessionali.

Il problema principale di strutture con forma a paraboloide iperbolico però è soprattutto di carattere costruttivo, soprattutto per il cemento armato, infatti, risulta molto complessa la costruzione dei una volta di questo tipo e questo è dovuto in particolar modo alle opere di cassetatura¹.

¹ <http://www.treccani.it/enciclopedia/paraboloide/>

1.4 Il comportamento a membrana

Come già anticipato, il comportamento del guscio del Paraboloide di Casale può essere considerato a “*regime membranale*”. In particolare infatti, durante un sopralluogo, il prof. Vittorio Marchis del Politecnico di Torino lo definì come una “*tenda*”¹, cioè come una struttura che segue un comportamento membranale.

In generale, nella grande famiglia delle superfici di rivoluzione, esistono delle superfici laminari cilindriche le quali nello spazio hanno un comportamento membranale e possono essere studiate molto facilmente. La morfologia per questa tipologia di superfici può essere paragonata a quella di una volta a botte, che per eccellenza è uno degli elementi strutturali più antichi della storia delle costruzioni.

Il meccanismo resistente del Paraboloide però è molto lontano da quello di una copertura a botte classica.

Grazie a tutte le conseguenze che l’uso del cemento armato comporta, tra cui in particolare la possibilità di ottenere forme irregolari e anche molto sottili, nel progetto, al posto di una volta a botte classica, sorretta da archi ravvicinati tra di loro, si è optato per una volta sottile cilindrica a profilo parabolico, in cui i carichi vengono trasmessi tramite un sistema a “membrana” sia per quanto riguarda i piani trasversali (detti anche piani delle direttrici) che per quanto riguarda i piani longitudinali (detti anche piani delle generatrici).

Con questo tipo di comportamento al posto dei classici vincoli, come appoggi continui o discontinui lungo le generatrici di imposta, la volta può essere considerata semplicemente vincolata grazie ad archi rigidi che vengono posti nei piani della direttrice.

Il comportamento della volta, più in particolare, è di tipo duplice: si tratta infatti di un comportamento a trave in direzione longitudinale, e ad arco in senso trasversale (comportamento che è caratteristico delle superfici laminari curve).

Come si legge nell’incipit di questa tesi, il comportamento membranale del Paraboloide è praticamente quello di una struttura che resiste “*per forma*”. Testimonianza di ciò è infatti

¹ “*Marne, cave, cementifici nel Monferrato casalese*”, Atti e Rassegna tecnica della società degli ingegneri e degli architetti in Torino, n. 144, Aprile 2011. Pagina 24.

l'estrema sottigliezza della volta parabolica, di appena 8 cm. Questa sottigliezza è condizione necessaria e sufficiente affinché il comportamento membranale abbia luogo, cioè affinché il guscio esterno si comporti tramite una “tenda”¹.

Entrando più nel dettaglio, “*si dicono membrane gli elementi strutturali bidimensionali privi di rigidità flessionale. Tali elementi possono sostenere unicamente sforzi di trazione contenuti nel piano tangente. Un caso analogo ma opposto è fornito dalle volte sottili, che sono lastra a doppia curvatura di spessore talmente sottile da presentare una rigidità flessionale del tutto trascurabile. Tali elementi possono sostenere solo sforzi di compressione contenuti nel piano tangente. Nel caos delle membrane, pertanto, si suppone una rigidità a compressione nulla, mentre nel caso delle volte sottili si suppone una rigidità a trazione nulla. Entrambe le ipotesi implicano una rigidità flessionale nulla.*”²”

Quando si vuole descrivere la geometria di una struttura a guscio, si deve partire dalla descrizione della geometria della superficie media e dal suo spessore. In genere per definizione, si considera sottile un guscio il cui rapporto tra il suo spessore, indicato con t , ed il raggio di curvatura più piccolo, indicato con r^* , è inferiore a 1/20. Nel caso del Paraboloide in particolare, tale rapporto è intorno a 0.08, quindi il suo guscio lo si può sicuramente definire “sottile”.

Per studiare il comportamento di una struttura a guscio ci sono due diverse strade:

- Nel caso più semplice si considera il comportamento a membrana della struttura. Esso però si può utilizzare quando sulla struttura a guscio non sono presenti discontinuità di carico o di carattere strutturale;
- Nel secondo caso invece viene considerato il comportamento a flessione della struttura. In questo caso si riesce a trattare anche le discontinuità di sollecitazione che si hanno per effetto delle discontinuità di carico strutturali.

In questo secondo caso lo scopo non è quello di migliorare la soluzione scelta se si considera il comportamento a membrana, ma è quello di trattare problemi diversi, tra cui in

¹ “*Marne, cave, cementifici nel Monferrato casalese*”, Atti e Rassegna tecnica della società degli ingegneri e degli architetti in Torino, n. 144, Aprile 2011. Pagine 19-25.

² Alberto Carpinteri, “*Scienza delle Costruzioni II*”. Pitagora Editrice Bologna, 1992. Pagina 40.

particolare gli effetti di discontinuità di carico o nella struttura, che la teoria a membrana evidentemente non può affrontare.

Le ipotesi fondamentali che servono per studiare un guscio a parete sottile con piccole deflessioni sono:

- Spessore molto piccolo rispetto al raggio di curvatura minore: $\frac{t}{r} \ll 1$;
- Piccola deflessione rispetto allo spessore del guscio $\frac{w}{t} \ll 1$;
- Sezioni normali alla superficie media che rimangono piane e che rimangono ancora normali alla superficie media deformata. Con questa ipotesi quindi i due scorrimenti ε_{xz} e ε_{yz} si considerano trascurabili, così come la deformazione ε_{zz} ;
- Sforzo normale σ_{zz} trascurabile rispetto agli sforzi a membrana¹.

Nel caso del Paraboloide in particolare, si può partire dalle equazioni statiche e cinematiche di lastre di rivoluzione caricate simmetricamente per ricavare le equazioni di membrane e volte sottili di rivoluzione. Queste equazioni infatti si semplificano notevolmente in quanto sono presenti solo sforzi lungo i meridiani ed i paralleli N_s ed N_θ , e spostamenti lungo i meridiani e quelli ortogonali alla superficie media, chiamati rispettivamente u e w :

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_s \\ \varepsilon_\theta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{d}{ds} & \frac{1}{R_1} \\ \frac{\sin \alpha}{r} & \frac{1}{R_2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u \\ w \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \frac{d}{ds} & -\frac{\sin \alpha}{r} \\ -\frac{1}{R_1} & -\frac{1}{R_2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} N_s \\ N_\theta \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ F_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Dalla seconda di queste due equazioni è possibile ottenere una relazione algebrica che lega i due sforzi N_s ed N_θ :

$$\frac{N_s}{R_1} + \frac{N_\theta}{R_2} = F_n$$

Dalla prima equazione invece si ottiene la seguente equazione differenziale:

¹ http://www.federicoguidi.it/pdf/strutture_aeronautiche/gusci.pdf

$$\frac{dN_s}{ds} - \frac{\sin \alpha}{r} N_\theta = 0$$

A questo punto è possibile ricavare N_θ dalla prima equazione:

$$N_\theta = R_2 \left(F_n - \frac{N_s}{R_1} \right)$$

Inserendola nella seconda, si ottiene:

$$\frac{dN_s}{ds} + \frac{\tan \alpha}{R_1} N_s = F_n \tan \alpha$$

Essa rappresenta una equazione differenziale alle derivate ordinarie nella funzione incognita $N_s(s)$.

Per evitare di risolvere questa equazione fondamentale, si può operare andando a considerare l'equilibrio in direzione Z di una porzione di volta sottile o di membrana, rappresentata in **Figura 1.14**.

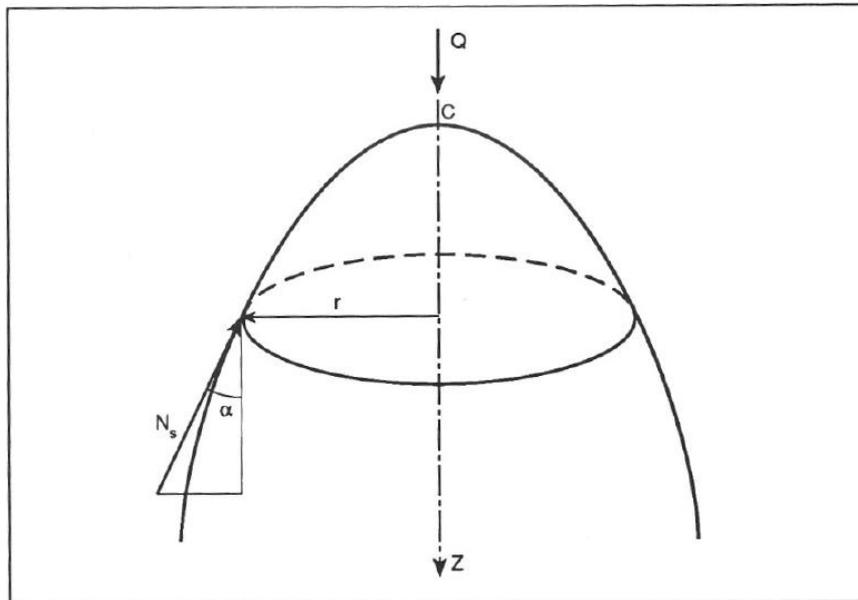


Figura 1.14 Porzione di una volta sottile al di sopra di un parallelo¹.

¹ Alberto Carpinteri, "Scienza delle Costruzioni II", Pitagora Editrice Bologna, 1992. Pagina 40

Impostando questa equazione si ottiene:

$$Q = N_s \cos \alpha (2\pi r)$$

dove Q rappresenta l'integrale dei carichi verticali che agiscono su questa porzione.

Dalla precedente equazione è possibile ricavare velocemente N_s :

$$N_s = \frac{Q}{2\pi r \cos \alpha}$$

Mentre per quanto riguarda lo sforzo su un parallelo, si può sfruttare una delle equazioni ricavate in precedenza, che si riporta di seguito:

$$N_\theta = R_2 \left(F_n - \frac{N_s}{R_1} \right)$$

Se a questo punto si indicano con σ_s e σ_θ le forze interne trasmesse per unità di area della sezione (N_s ed N_θ sono forze per unità di lunghezza), si può scrivere in definitiva:

$$\frac{\sigma_s}{R_1} + \frac{\sigma_\theta}{R_2} = \frac{p}{h}$$

dove p è la pressione agente in direzione normale alla superficie media, e h è lo spessore della membrana¹.

¹ Alberto Carpinteri, "Scienza delle Costruzioni II", Pitagora Editrice Bologna, 1992. Pagina 40

2. Il Paraboloide di Casale

2.1 Gli edifici industriali nell'area del Monferrato

Prima di entrare più nel dettaglio con lo studio del Paraboloide, è importante fare un'analisi preliminare dell'area in cui esso si trova.

Il Monferrato è un territorio molto vasto, che risulta delimitato da confini naturali: a Sud confina infatti con le Langhe, a Nord con il fiume Po, mentre ad Est e ad Ovest con la pianura padana.

Nell'immagine che segue (**Figura 2.1**) è possibile capire esattamente la collocazione di questo territorio all'interno della regione Piemonte.

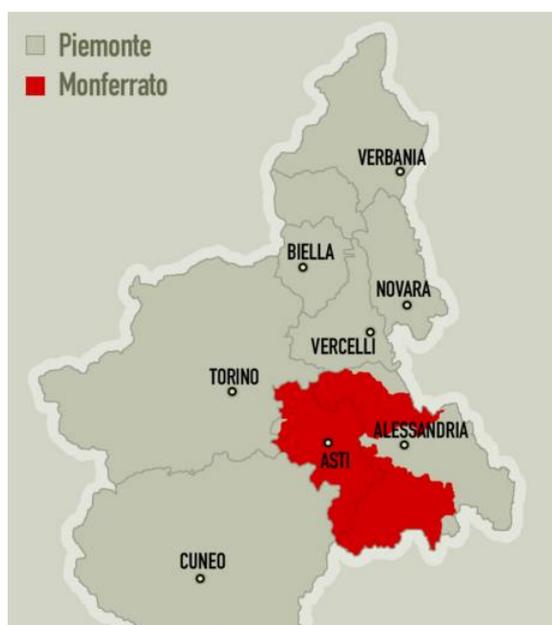


Figura 2.1 – *Il territorio del Monferrato in Piemonte*¹

In tutto il territorio del Monferrato sono molto diffusi edifici industriali per la produzione di cemento, con una concentrazione ancora maggiore intorno alla città di Casale. Nella prima metà del '900 infatti, Casale Monferrato poteva essere considerata come la “capitale” dell'industria del cemento in Italia.

¹ <http://www.piemonte-landofperfection.org/monferrato/>

Il legame con l'industria del territorio del Monferrato è quindi molto forte, anche a causa della vicinanza a tre dei più importanti siti industriali italiani: Torino, Milano e Genova (Figura 2.2).



Figura 2.2 – Posizione di Casale Monferrato rispetto a Milano, Torino e Genova.

La struttura studiata in questa tesi si trova nel Monferrato Casalese, che è definito anche “Basso Monferrato”.

Questo territorio, come già anticipato, è in realtà una zona ricca di materie prime. In particolare l'area è caratterizzata da cosiddette “terre bianche”, che contengono argilla, limo ed il famoso carbonato di calcio, che ha sicuramente contribuito all'industrializzazione dell'area. La presenza della calce è stata da sempre sfruttata, anche dall'epoca romana. Sono presenti infatti numerose prove e testimonianze di ciò.

Per quanto riguarda lo sviluppo del territorio, esso è prettamente collinare, con altezze che vanno dai 350 metri ai 700 metri. Tutto quest'ambiente è riccamente coltivato, ma sono presenti ancora anche aree selvagge più isolate.

Riallacciandosi adesso al forte legame del Monferrato con l'industria italiana del cemento, di esso sono presenti come testimonianza ancora alcune strutture industriali di inizio Novecento. Alcune di esse vengono ancora utilizzate nelle funzioni relative al settore del

cemento, ma comunque la maggior parte di loro sono abbandonate, come succede ad esempio per il Paraboloide.

Un caso particolare tra i fabbricati industriali di Casale sono i resti del complesso ex Italcementi, che è la zona in cui si trova il Paraboloide. Questi resti sono situati ai confini del centro storico, nelle immediate vicinanze della stazione ferroviaria, posizione strategica quindi per lo sviluppo dell'industria.

Il complesso è considerato oggi come un monumento del patrimonio industriale italiano ed un simbolo dello sviluppo della città. Esso è stato costruito nel corso del 1930 per l'azienda Italcementi di Bergamo e l'unica parte del complesso esistente oggi è il cosiddetto "Paraboloide", mentre il resto degli edifici sono stati demoliti negli anni.

Di seguito si riporta una Mappa, tratta dall'associazione culturale "Nell'identità del Monferrato Casalese", in cui sono evidenziati, insieme alle strade principali di grande comunicazione e ad alcuni percorsi consigliati, tutti i siti di interesse storico che riguardano costruzioni dell'industria del cemento. Nella mappa poi è stato segnalato con maggior rilevanza la zona della città in cui si trova il Paraboloide di Casale.

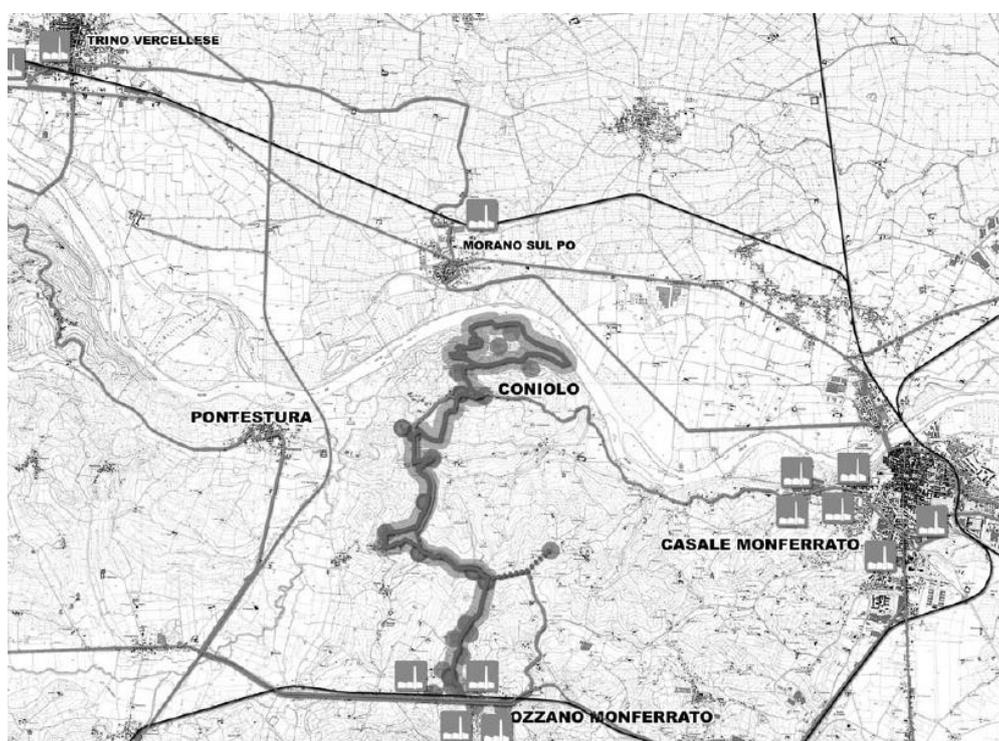


Figura 2.3- Percorso di archeologia industriale intorno al territorio di Casale¹.

¹ Tavola di progetto; fonte: arch. Manuel Ramello, Alessandro Depaoli, Michela Rota.

Può essere interessante ora concentrarsi con maggior attenzione nella zona intorno al Paraboloide, in quanto si possono trarre delle conclusioni utili per definire una possibile destinazione d'uso che il Paraboloide potrebbe avere dopo la riqualificazione.

Come si osserva dalla mappa satellitare, si può notare come le potenzialità dell'area siano notevoli.

Vicino a Piazza d'Armi, la zona dove è situato il Paraboloide, indicata in verde in **Figura 2.4** sono presenti importanti strutture di collegamento, in particolare tronco ferroviario a pochi metri del sito, e alcune delle strade più importanti della città. A queste infrastrutture si aggiunge l'autostrada A26 Genova-Gravellona Toce, a meno di 4 Km del punto in cui si trova il Paraboloide di Casale.

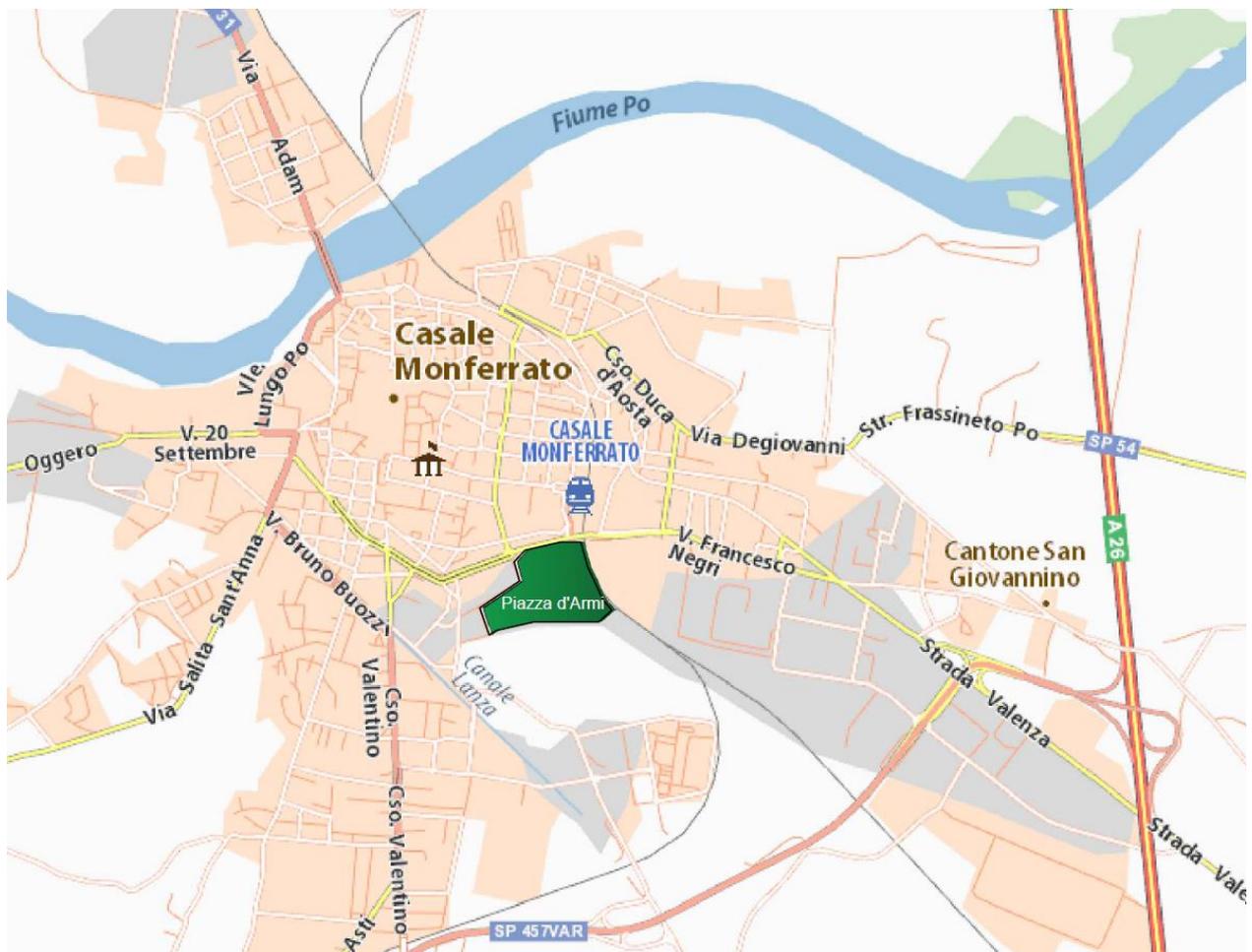


Figura 2.4 – Piazza d'Armi (in verde) a Casale Monferrato.

Oltre alle infrastrutture di collegamento poi, è possibile notare come siano presenti delle aree verdi in prossimità del Paraboloide (**Figura 2.5**).

Queste aree, in particolare il Parco della Cittadella (un parco molto antico, in cui sono presenti i resti di una imponente fortezza a pianta esagonale, con raggio di 420 metri, voluta dai Gonzaga per difendere Casale dai vicini possedimenti spagnoli) potrebbero quindi essere a loro volta rivalorizzate una volta riqualificato il magazzino.

Questo rappresenta sicuramente uno dei punti di forza dell'area.



Figura 2.5- *Veduta aerea di Piazza d'Armi e del Parco della Cittadella.*

A questo punto è possibile riassumere, in una tabella, i punti di debolezza ed i punti di forza di quest'area, in modo da tenerne conto durante la fase di riqualificazione del Paraboloide.

Punti di forza	Punti di debolezza
<ul style="list-style-type: none"> ● La vicinanza a strutture di collegamento molto importanti: tramite Corso Indipendenza si arriva immediatamente al centro città e con l'autostrada A26 è possibile raggiungere Genova ed attraversare il Piemonte. E' presente inoltre la stazione ferroviaria a circa 1 Km di distanza. ● Proprio di fronte al Paraboloide c'è il capolinea di alcune linee di trasporto pubblico della città. ● Presenza di verde pubblico (Parco della Cittadella). 	<ul style="list-style-type: none"> ● L'area intorno al Paraboloide non è ben organizzata soprattutto per quanto riguarda l'ordine volumetrico degli edifici (si tratta infatti di un'area prevalentemente residenziale); ● L'area di Piazza D'armi non è attualmente valorizzata, è infatti poco curata ed è priva di servizi. ● Il piazzale adiacente al Paraboloide ha numerose criticità: nel corso degli anni è stato utilizzato come discarica abusiva ed è presente anche materiale pericoloso ed altamente inquinante (amianto)

Tabella 2.1 – *Punti di forza e di debolezza dell'area intorno al Paraboloide.*

2.2 La storia

Il territorio del Monferrato ha da sempre avuto un forte legame con l'industria del cemento anche per la presenza nel terreno della calce aerea, un materiale calcareo con componenti argillose. L'estrazione di questo materiale infatti è antichissima e risale anche a prima del Medioevo.

In generale, l'industria dei materiali da costruzione, soprattutto per quanto riguarda laterizi e legante fino a poco tempo era vincolata enormemente al territorio in cui veniva estratta la materia prima.

L'industria casalese in particolare sfruttava la presenza dei calcari che affiorava nel massiccio collinare che sorgeva proprio di fronte alla città. Questa parte di territorio era particolarmente estesa e poteva essere suddivisa nelle zone di Quari, Coniolo e Casale Monferrato. Riguardo al territorio di Casale vi sono numerose testimonianze storiche che documentano le grandi potenzialità di questa zona.

In tal proposito ad esempio lo storico Aldo di Ricaldone scrive:

“Il celeberrimo architetto Sebastiano Le Preste, marchese di Vauban, uno dei geni europei dell'ingegneria militare del XVII secolo, si recò ad ammirare la gigantesca costruzione. Esaminò, da pignolo che era, le mura osservando e scrivendo nelle sue Memorie che la calce del Monferrato trasformava le mura delle fortezze in barriere di piombo. Talchè nel corso della sua proficua e lunga vita da ingegnere militare e di architetto cercò sempre di utilizzare o la calce del Monferrato o un prodotto più affine possibile a quello della nostra terra per ottenere i risultati migliori in fatto di sicurezza e resa”¹

¹ Aldo di Ricaldone, *“Annali del Monferrato”*. Torino, 1972

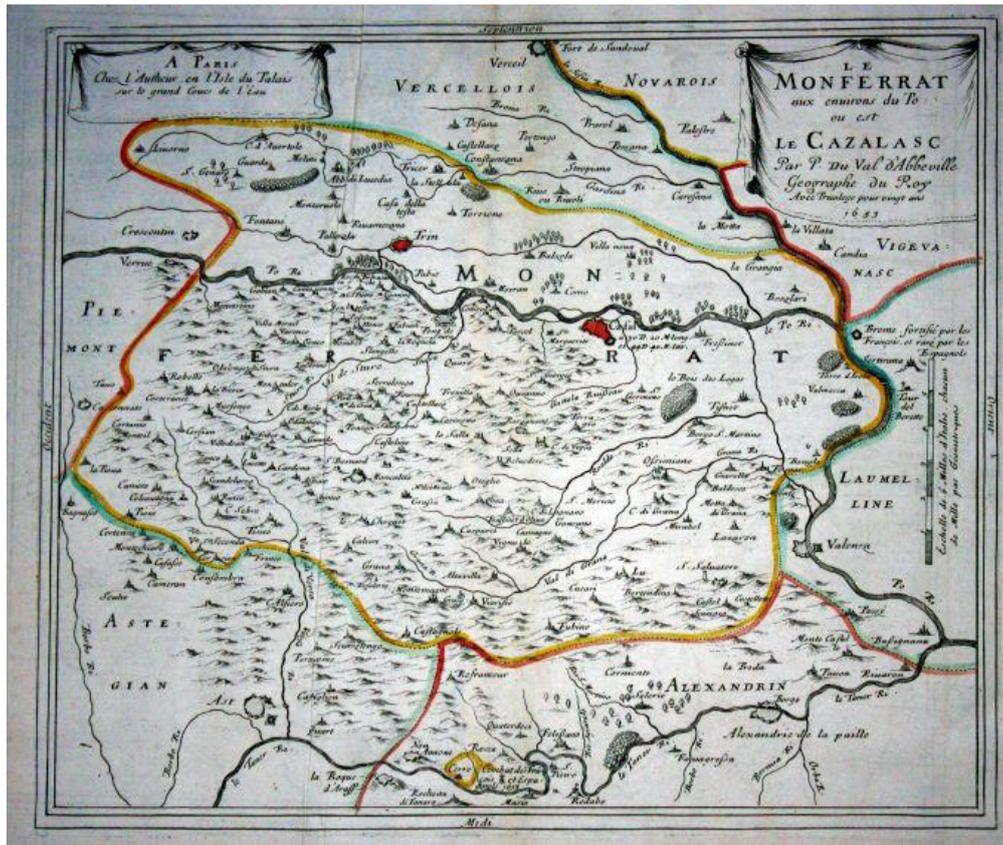


Figura 2.6- Mappa antica di Casale Monferrato¹

Con la calce estratta nei territori del Monferrato vennero costruite tantissime opere nel 1800, come ad esempio alcune fortificazioni napoleoniche e le ferrovie del Regno di Sardegna (dal 1845 in poi).

Proprio sulla ricostruzione di alcune fortificazioni di Casale, dal libro “Le origini dell’industria delle calci e cementi a Casale Monferrato” di pronzato M. si può leggere:

*“Nel 1810, gli ingegneri francesi, che presidiavano i lavori di Alessandria, prevedevano nel loro “Devis Gèneral” che venisse impiegata quasi esclusivamente la calce di Casale e che La chaux de Valence sera tolèrè, danss seulement où celle de Casal serait insuffisante, pour les travaux ordonnès pendant la campagne; mais l’entrepreneur ne pourra en faire usage sans une permission, par ecrit du Comandant du Geniè, la quelle designera l’atelier où chaux de Valence pourra etre recue et l’usage auquel sera employè”.*²

¹ Ideararemaps.com

² Pronzato M, “Le origini dell’industria delle calci e dei cementi a Casale Monferrato” - Ed. Studio R. S. pubbl. Casale Monferrato, 1973.

Un evento fondamentale per quanto riguarda lo sviluppo dell'industria a Casale Monferrato è l'istituzione, nel 1870, della "Società di Casale Monferrato per la cottura di calce idraulica". E' in quegli anni infatti che cominciarono a nascere i primi forni, in particolare è importante da ricordare il "Nuovo stabilimento Robatti" in piazza D'armi.

A fine '800 esistevano nel Monferrato circa una decina di stabilimenti per la produzione del cemento, di cui quattro solo a Casale Monferrato. Il quel periodo poi iniziarono ad insediarsi nel territorio di Casale tutti i più importanti produttori di cemento del tempo.

In proposito, si riporta una testimonianza relativa alla produzione di calce nel Monferrato in quegli anni:

"L'impiego di manodopera era pari a 52 unità tra fornaciai e manovali, che percepivano una paga media giornaliera di due lire per 10-12 ore lavorative e per una media di 100.150 giornate lavorative all'anno cadauno. In tali fornaci si usava ormai, contrariamente da quanto, a detta dal Signorile avveniva fino al 1847, accanto alla legna anche il carbon fossile con un consumo di poco inferiore alle mille tonnellate e con una spesa totale di circa centomila lire.

La produzione era di 4195 tonnellate, con un guadagno complessivo lordo di 167000 lire.

La suddetta produzione veniva ottenuta con circa 120 fornaci; infatti, nei forni di allora non si potevano immettere più di 50-51 tonnellate di materiale alla volta [...] Complessivamente si può sostenere che, intorno al 1860, a Casale l'impiego di manodopera nell'industria della calce fosse pari a circa 200 unità"¹

¹ Pronzato M, "Le origini dell'industria delle calce e dei cementi a Casale Monferrato" - Ed. Studio R. S. pubbl. Casale Monferrato, 1973.

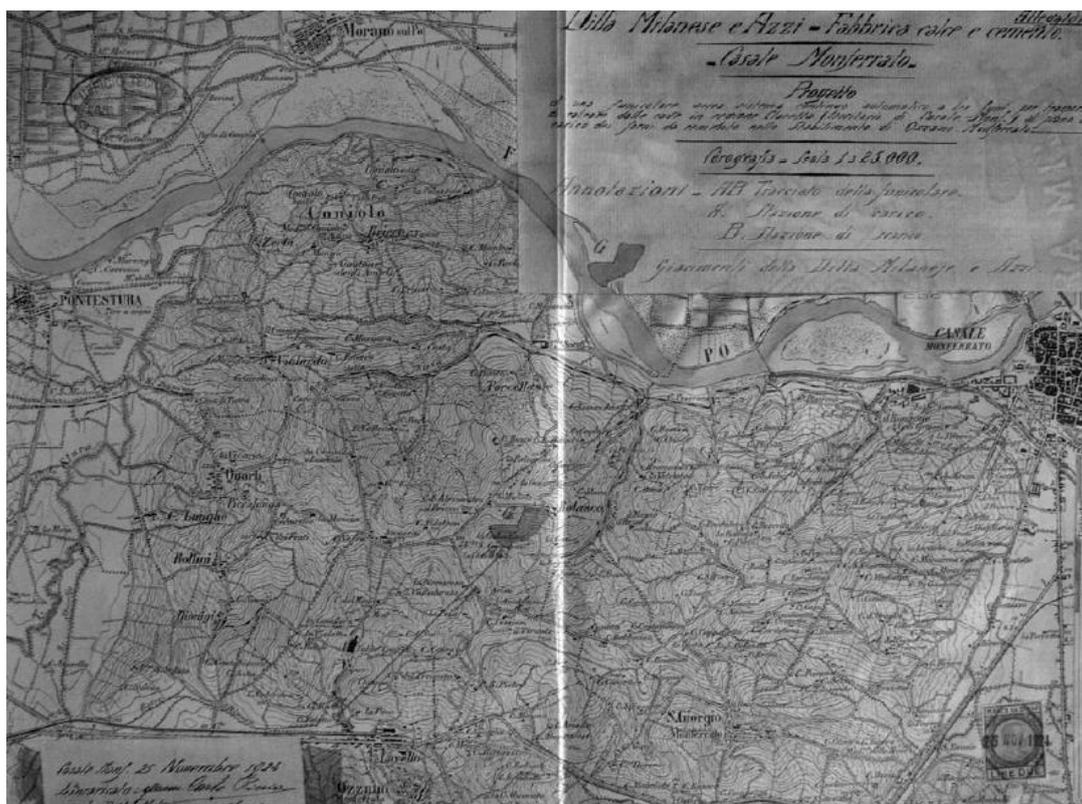


Figura 2.7- Progetto di una funicolare aerea con sistema italiano automatico a tre funi per il trasporto di calcare dalle cave in regione Claretta (territorio di Casale Monferrato) al piano di carico dei forni da cemento nello Stabilimento di Ozzano Monferrato. Questo progetto è testimonianza dell'importante attività estrattiva nel territorio casalese¹.

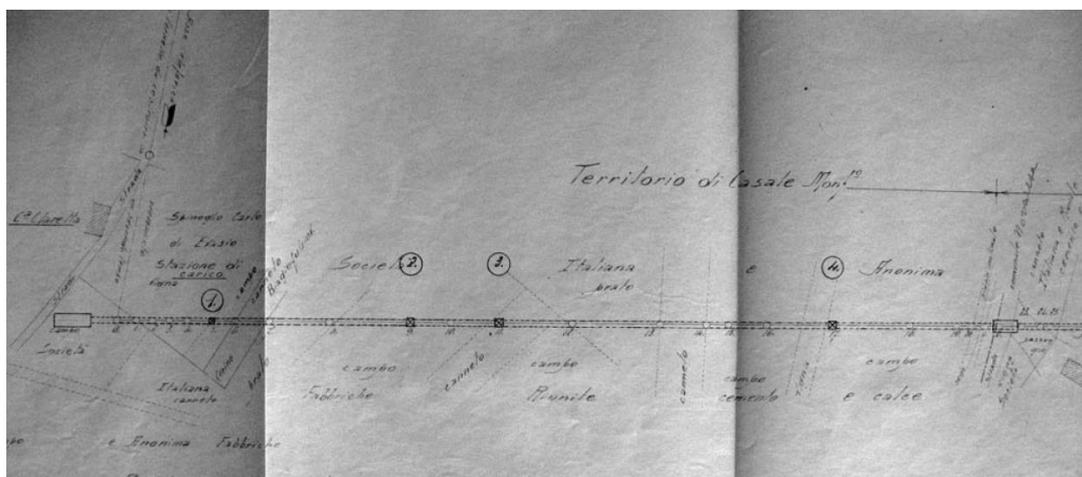


Figura 2.8 - Stralcio della planimetria generale del tracciato².

¹ Ditta Milanese e Azzi, "Fabbrica calce e cemento", Casale Monferrato. Corografia, originale in scala 1:25.00
² Geom. Carlo Riccio (originale in scala 1:1.000) (25-11-1924),

Gli imprenditori di Casale però dovevano guardarsi dalla concorrenza delle calce idrauliche di Bergamo e di Grenoble, le quali si espansero molto velocemente riuscendo ad imporre in tutta Italia i propri materiali, grazie soprattutto ai migliori collegamenti di cui godevano queste città.

Per riuscire a contrastare l'industria Bergamasca allora, tutti gli imprenditori del Monferrato si riunirono nel 1867 ed andarono a fondare la "Società Anonima Calci e Cementi".

In questo modo essi terminarono la concorrenza spietata tra di loro, che provocava danni a tutti quanti e trovarono quindi un modo per far fronte al problema.

Sono questi anni di grande fermento, in quanto ci si preparava a grandi espansioni e grandi crescite nel campo economico e sociale.

Il complesso della "Società Anonima Calci e Cementi" era un punto di riferimento all'epoca per tutta l'industria dei cementi in quanto era impegnata in un profondo studio di innovazione e ricerca.

Una svolta importantissima si ebbe quando, dopo una fase di sperimentazione e ricerca, si riuscì a capire che calcinando fino quasi a far fondere la marna da calce limite, si riusciva ad ottenere un portland naturale con grandi qualità. Con questa scoperta allora vennero abbandonate le marne "marmorina" e "gialla" e al loro posto fu estratta quella che si trovava a profondità maggiori, che era molto più argillosa.

Il complesso esistente a questo punto era enorme: circa 6500 metri quadrati in una posizione strategica, vicino alla ferrovia che consentiva il trasporto dei materiali e la connessione con tutto il territorio. Proprio in questo periodo nacque il complesso di Piazza D'Armi, il cosiddetto "Robatti".

In proposito del complesso "Robatti" si può leggere che esso era costituito da *"un ampio fabbricato nel quale trovavano posto gli uffici della Direzione; di scuderie e rimesse per ricovero cavalli e carri occorrenti ai vari servizi secondari degli stabilimenti; di locali d'abitazione per impiegati e sorveglianti; di altre due case pel peso e pel ricovero di ferramenta ed attrezzi varii; d'ampi tettoie per porre al riparo la materia prima, la materia cotta, per eseguire le cernite di quest'ultima e permettere il servizio permanente dei forni; di magazzini convenienti per deposito e stagionatura del cemento macinato; di una officina munita di tutte le principali macchine per la lavorazione meccanica del ferro e del legno (tornii, piallatrici, trapani, seghe a nastro, ecc.) nella quale sono costantemente occupati non meno di otto operai, che eseguono tutte le riparazioni occorrenti ai macchinismi*

degli stabilimenti e delle cave e provvedono ai varii accessori dell'industria in questione. Havvi inoltre il grande fabbricato comprendente tutti i meccanismi necessari per la lavorazione della pietra da cemento cotta”¹

Sulla “Società Anonima Calci e Cementi” si può leggere che: *“all’atto della sua costituzione possedeva lo stabilimento “La Centrale”, la “Cascina Nuova ad Ozzano, un campo a Casale nei pressi della Cittadella e svariati terreni. Inoltre la Società dispose di un ingente capitale per la realizzazione nel 1874 di un altro stabilimento a Casale, nella zona della piazza D’Armi e che fu denominato “Stabilimento Robatti”, dal momento che sorgeva nel territorio di possesso del conte Robatti”²*

Con la nascita della “Società Anonima Calci e Cementi” gli industriali bergamaschi cominciarono a temere la concorrenza di cementifici del Monferrato. L’industria di Bergamo infatti vedeva essi come un pericolo notevole, su cui bisogna fare attenzione e prendere dei dovuti accorgimenti.

La prima conseguenza fu allora l’acquisizione, nel 1882 di un lotto nella zona intorno alla stazione ferroviaria di Ozzano Monferrato.

Intanto la produzione dell’industria della Società Anonima continuava a crescere portando a molte conseguenze di carattere economico e socioculturale.

La grande espansione continuò fino agli anni della Grande Guerra. Da quel momento in poi infatti la produzione industriale del Monferrato venne sconvolta e cadde in una crisi profonda. In particolare la produzione calò bruscamente e questo fu a causa ovviamente della crisi di questo settore durante gli anni di guerra ed anche al fatto che Casale in quelli anni fu un centro molto importante di smistamento truppe (sconvolgendo ancora di più la produzione industriale della città).

La conseguenza di questa grande crisi, fu la fusione societaria tra Italcementi e l’Anonima di Casale, nel 1917. Dopo questa unione infatti l’Italcementi, che fino ad allora aveva operato solo nel Bergamasco, iniziò a insediarsi nel territorio del Monferrato. In quel momento

¹ Alorio A. , *“Cementi Italiani”*. Parte Seconda, Milano, Ulderico Hoepli Editore-libraio della Real Casa, 1893

² Vigetti Gabriella, *“Metodi e strumenti per la rifunzionalizzazione del patrimonio industriale: il caso di Casale”* - Tesi di Laurea, rel. Prof.ssa Clara Bertolini Cestari, Arch. Manuel Ramello, Torino, Politecnico, Facoltà di Architettura II,A.A. 2006-2007, tav. 04

scomparì definitivamente la Società Anonima e l'industria del Monferrato venne trasformata ancora una volta, e in questo caso in modo ancora più radicale, fino a diventare una delle maggiori imprese industriali italiane.

Dall'anno della fusione infatti, fino al decennio successivo, l'azienda cominciò ad espandersi potenziando i propri impianti attraverso la costruzione di un forno rotante e del Paraboloide.

La grande espansione di quel periodo culminò nel 1937, con un grande congresso a Casale, dove parteciparono i più importanti imprenditori e tecnici italiani dell'industria cementifera, insieme a molte realtà imprenditoriali straniere.

Durante gli anni dell'espansione, alle strutture appena costruite (cioè il Paraboloide ed il grande forno rotante) si aggiunsero anche due piccoli edifici adibiti ad uffici, dei silos verticali ed altre attrezzature atte al movimento del materiale ed alle lavorazioni.

Lo studio per il progetto del Paraboloide venne affidato all'ingegnere Luigi Radici, membro anche del consiglio di amministrazione di Italcementi, il quale come prima ipotesi pensò ad un magazzino con copertura a doppia falda sorretta da due pilastrate sui lati più lunghi. Per questo primo progetto l'ing. Radici si ispira alla fabbrica di cemento di sua proprietà a villa d'Almè (Bergamo), il suo scopo è infatti creare una struttura praticamente uguale a quest'ultima.

Il problema principale però, per questo tipo di struttura, sono le enormi pressioni che verrebbero esercitate dai depositi di clinker accumulato all'interno del magazzino direttamente sui pilastri portanti, insieme anche all'aumento di dimensioni del materiale stoccato durante il periodo di stagionatura.

Per tutti questi motivi l'ing. Radici optò per una soluzione alternativa alla prima, sicuramente più costosa ma anche più funzionale, il Paraboloide.

Il Paraboloide però, insieme a tutte le altre strutture del complesso Italcementi, ebbe vita breve purtroppo. Infatti gli impianti cessarono la propria attività già nel 1948, quando a Borgo San Dalmazzo (CN) venne avviata una nuova fabbrica. In questa zona l'Italcementi scelse di predisporre un nuovo polo produttivo, grazie anche alla possibilità di creare degli impianti per la produzione di energia idroelettrica nelle vicinanze.

Dopo la fine dell'attività di Italcementi nel Monferrato, nel corso degli anni gran parte delle strutture furono demolite, ad esclusione fortunatamente del Paraboloide, che fu utilizzato, a partire dagli anni '50 come magazzino di legname. E' in questo periodo che probabilmente

furono rimossi i silos utilizzati nel processo di produzione del cemento, che vennero costruiti dei pilastri esattamente in mezzo alla struttura, esistenti ancora oggi, forse con lo scopo di creare un soppalco e gestire in maniera diversi gli spazi interni al Paraboloide.

Dopo questo breve periodo in cui servì da magazzino, il Paraboloide è rimasto inutilizzato fino ad adesso, cadendo quindi in disuso.

Nel 1995 il complesso è stato infine acquistato dal Comune di Casale Monferrato.

Un ultimo avvenimento importantissimo per quanto riguarda l'industria cementifera del Monferrato si ebbe nel 22 Aprile 2006, con la nascita dell'associazione "Il Cemento nell'identità del Monferrato Casalese".

L'associazione è senza scopo di lucro con lo scopo di *"promuovere, coordinare e svolgere attività di ricerca fondate sull'apporto di diverse competenze disciplinari, con l'obiettivo di analizzare il patrimonio dell'industria dei leganti del Monferrato Casalese nelle sue molteplici connessioni con il sistema dei beni culturali ed ambientali e con la cultura del lavoro in una prospettiva di lungo periodo, privilegiando gli studi i cui contenuti scientifico-culturali aiutino a definire criteri e procedure di intervento finalizzati alla conservazione e valorizzazione dei detti beni mobili ed immobili e della memoria industriale e del rinnovamento dell'identità territoriale"*¹

Come si può evincere da tutto il trascorso storico appena narrato, il territorio del Monferrato, ed in particolare intorno alla città di Casale, conserva tantissime strutture che testimoniano l'industrializzazione che ha avuto quell'area sin dal 1800. Tutte queste costruzioni, sono importantissime per quanto riguarda lo sviluppo industriale italiano ed è per questo fondamentale preservarle e far sì che non si perdano nel corso degli anni.

Proprio per questo l'associazione si prefigge di conservare la memoria della propria identità in modo da tramandarla poi anche per le generazioni del futuro.²

¹ Statuto dell'Associazione "Il Cemento nell'identità del Monferrato Casalese"

² Bruno Rossi, Gianmario Rossino, "Appunti di storia nell'industria leganti del Monferrato", Associazione "Il Cemento", Casale Monferrato, 2010

2.3 La struttura

Come già sottolineato in precedenza, il sistema strutturale del Paraboloide di Casale Monferrato è molto particolare ed innovativo per il periodo in cui è stato progettato.

Esso presenta un'enorme volta a sezione parabolica nervata in cemento armato, la quale ricalca esattamente l'unione tra funzionalità ed estetica.

Il Paraboloide è costituito da un guscio di calcestruzzo armato intervallato da 8 archi parabolici con funzione irrigidente, i quali riescono a creare un unico spazio interno di grande altezza, senza soppalchi, elemento fondamentale per lo scopo per il quale era stato progettato.

Nonostante questo però, si può notare comunque la presenza di alcune di travi che attraversano la volta supportate al centro da un pilastro, esse quasi sicuramente sono posteriori al progetto originale della struttura (probabilmente degli anni '50, quando il Paraboloide è stato utilizzato come magazzino per il legname) e sono state aggiunte per sostenere un piano temporaneo che ora non è presente.

Per comprendere il grande valore architettonico ed anche storico del "Paraboloide", che può essere considerato come un testimone della storia dell'evoluzione delle strutture in calcestruzzo italiane, basta entrare al suo interno per rimanere subito colpiti dall'enorme volta nervata e dalle grandi dimensioni di tutta la struttura.

Come già anticipato, l'utilizzo della forma parabolica in ingegneria, in particolar modo per strutture in cemento armato è molto intelligente in quanto ottimizza enormemente le potenzialità del materiale.

In questo modo infatti, gli archi sono soggetti solo a forze di compressione e questo com'è noto rappresenta un fatto molto importante quando si parla di strutture in cemento armato.

L'introduzione del cemento armato, inventato all'inizio del XX secolo, ha permesso agli ingegneri di superare i limiti considerati fino a quel momento insormontabili dalle cosiddette strutture "pesanti" (realizzati in pietra o mattoni), sia in termini di altezza sia in termini di larghezza, in modo da raggiungere la "leggerezza" delle strutture metalliche.

In questo modo, il cemento armato ha consentito la sostituzione della volta a botte classica con profili più complessi. In questo caso infatti si ha a che fare con una volta cilindrica sottile, nella quale i carichi vengono trasmessi dalla membrana sia ai piani trasversali che a quelli longitudinali.

In un tale tipo di costruzione, le condizioni di vincolo possono variare molto, a seconda delle specifiche esigenze funzionali, in questo modo, al di là dei tradizionali supporti continui o discontinui lungo le generatrici, il deposito può risultare vincolato esclusivamente attraverso archi rigidi, o mediante diaframmi trasversali.

In altre parole, la condizione necessaria per verificare un certo stato di stress, è di avere piccoli spessori del guscio in modo da lavorare esattamente come una “tenda”, esattamente quello che avviene nel Paraboloide di Casale Monferrato.

Il "Paraboloide" di Casale si estende su una superficie di 1150 m² con una pianta rettangolare di dimensioni 20 m x 48 m. Esso ha un'altezza complessiva di 12,5 m, tra cui 4,5 m di altezza di un loggiato, posto in sommità della struttura a guscio. La volta è molto sottile, con soli 8 cm di spessore ed è intervallata da travi paraboliche trasversali e travi longitudinali sottili.

Sotto gli archi parabolici poi vi sono dodici tramogge, con una forma di piramide tronca invertita.



Figura 2.9 – *Vista laterale della struttura, con pensilina e pilastrata sinistra in primo piano*



Figura 2.10 – *Prospetto Sud della struttura visto dall'esterno.*



Figura 2.11 – *Pilastrata e pensilina del lato Ovest della struttura.*



Figura 2.12 – *Vista laterale del Paraboloid*

Una caratteristica del Paraboloid, la quale lo riconduce alla tipologia di “Paraboloid comune”, è una galleria aperta con tetto leggermente inclinato che si sviluppa lungo la chiave di volta del guscio, esternamente alla copertura (**Figura 2.13** e **Figura 2.14**).



Figura 2.13 -*Particolare della galleria superiore del Paraboloid vista da uno dei due prospetti frontali.*



Figura 2.14 -Particolare della galleria superiore del Paraboloido (vista laterale).

In questa galleria è agganciata poi una rotaia pensile, che veniva utilizzata quindi per il trasporto del clinker. In quest'area, con altezza di circa 4,50 metri, scorrevano dei vagoncini riempiti di materiale. Essi poi, in 7 punti precisi, si ribaltavano depositando il clinker “per caduta” in corrispondenza delle 7 tramogge inferiori (**Figura 2.15**).



Figura 2.15 – Vista dall'interno del Paraboloido in cui si possono notare alcune aperture della galleria superiore attraverso le quali veniva lasciato cadere il clinker.

Lo scheletro principale del "Paraboloido" è composto da otto archi in cemento armato, con sezione rettangolare e profilo parabolico. Su ogni lato dell'edificio, si possono individuare 24 pilastri sempre in cemento armato con profilo trapezoidale, 8 dei quali sono dotati di contrafforti interni (quindi con un profilo diverso e più robusto rispetto al resto dei pilastri). Questi otto pilastri, infatti, sono quelli su cui poggiano agli otto archi parabolici, mentre il resto di loro ha un ruolo secondario e contribuisce alla stabilità e rigidità del complesso. I

pilastrini si alternano con un certo ritmo: infatti tra ogni campata, delimitata da due nervature e due pilastri principali (più spessi), si trovano due pilastri secondari (**Figura 2.16**). Quelli secondari poi formano le aperture di comunicazione con le gallerie sotterranee.



Figura 2.16 – *Vista laterale di una pilastrata in cui si può notare l'alternanza di due pilastri secondari (più sottili) dopo ogni pilastro principale (più spesso).*

Per quanto riguarda le travi orizzontali in cemento armato presenti all'interno della struttura (**Figura 2.17**) può sembrare, a prima vista, che siano state aggiunte per eliminare la spinta degli archi.

Tuttavia, dopo un'attenta osservazione della struttura, si può presumere che tali travi ed i pilastri centrali posti sotto di esse non erano parte della struttura originale, soprattutto perché guardando la loro superficie si può notare che è molto diversa dal resto della struttura. Pertanto questi elementi sembrano essere stati aggiunti in seguito.

Questa ipotesi è confermata anche dalla necessità di avere spazi molto ampi necessari alle lavorazioni industriali e quindi serve avere una pianta con la massima superficie possibile, senza elementi strutturali verticali.



Figura 2.17 - *Vista dell'interno del Paraboloido in cui sono evidenti le travi orizzontali intermedie con i pilastri che le sorreggono al centro.*

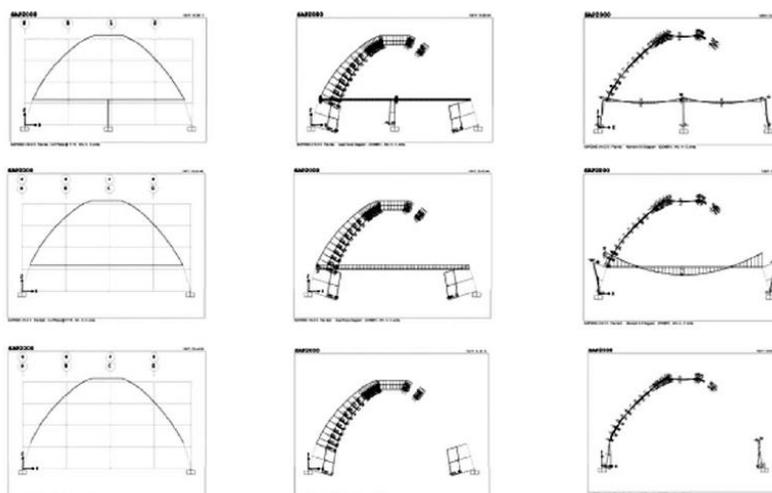


Figura 2.18 - *Studio della volta del Paraboloido di Casale e del suo funzionamento con e senza i pilastri intermedi¹.*

¹ L. Kitsaki, "Studio del comportamento strutturale del Paraboloido di Casale", Tesi di Master internazionale postlaurea presso l'Università di Leuven (Belgio).

Insieme all'enorme copertura fuori terra, il paraboloide comprende anche un'altra struttura molto complessa, interrata, formata da sette tramogge che venivano utilizzate per contenere il clinker (**Figura 2.19**).



Figura 2.19 - *Gallerie sotterranee del Paraboloide di Casale*¹.

Queste sette tramogge, che rappresentano la vera e propria area in cui avveniva lo stoccaggio del materiale, sono disposte lungo tutta la lunghezza del magazzino, e sono attraversate ciascuna da tre gallerie di servizio, di cui due sono laterali e sono dotate di bocchette che venivano utilizzate per scaricare il prodotto, ed una è disposta in posizione centrale. Tutti questi silos, poi, fuoriescono dalla parte interrata per circa 4 metri. In questa zona vi è una successione costante di speroni in calcestruzzo senza armatura (uno sperone principale ogni due/tre secondari). Essi vanno poi a sostenere l'enorme volta parabolica di copertura e la parte superiore delle tramogge semi interrate.²

¹ “*Marne, cave, cementifici nel Monferrato casalese*”, Atti e Rassegna tecnica della società degli ingegneri e degli architetti in Torino, n. 144, Aprile 2011. Pagina 23.

² “*Marne, cave, cementifici nel Monferrato casalese*”, Atti e Rassegna tecnica della società degli ingegneri e degli architetti in Torino, n. 144, Aprile 2011.

Nelle pagine seguenti si riportano gli unici due documenti tecnici che si è riusciti a reperire sul paraboloide di Casale Monferrato. Essi sono stati recuperati dal libro “Il cemento armato nelle costruzioni civili e industriali” di Luigi Santarella, 1926. (**Figura 2.20 e Figura 2.21**).

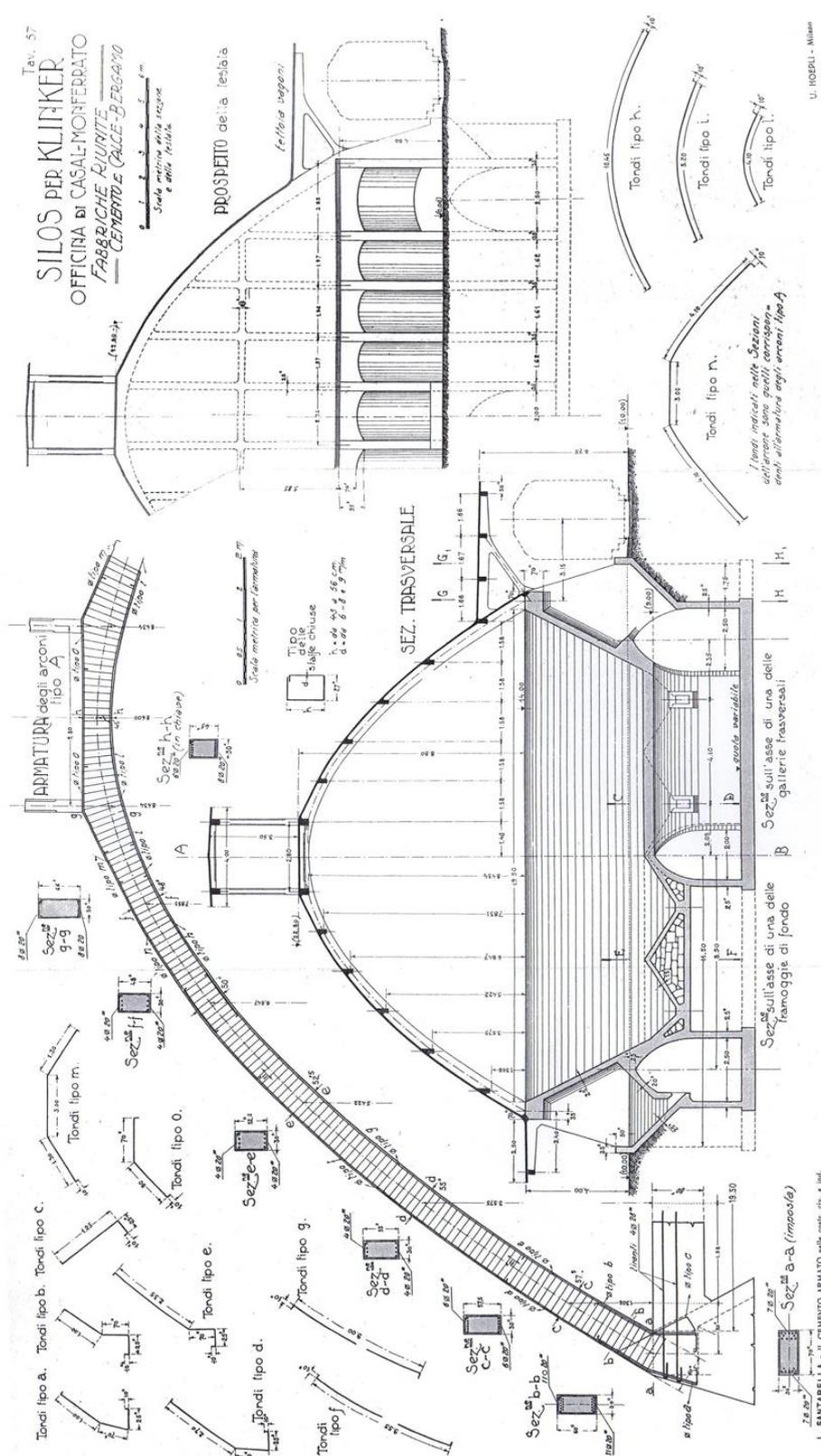


Figura 2.20 – Sezione trasversale, prospetto e dettagli del Paraboloido di Casale Monferrato¹

¹ “Il cemento armato delle costruzioni civili e industriali”, L. Santarella, 1926

SILOS PER KLINKER
 OFFICINA DI CASAL-MONFERRATO
 FABBRICHE RIUNITE
 — CEMENTO E GALCE-BERGAMO

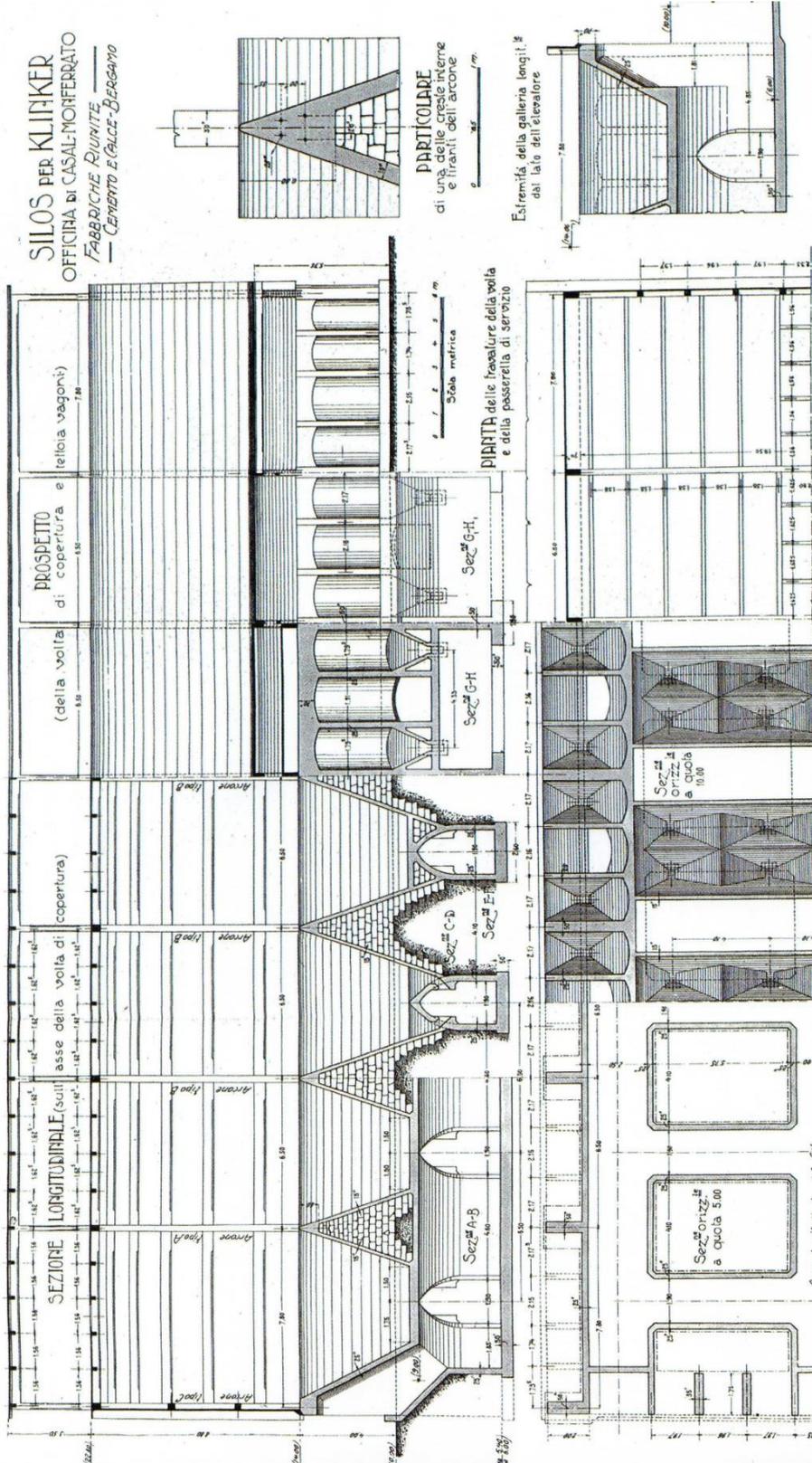


Figura 2.21- Sezione longitudinale e particolari delle tramogge del Paraboloide di Casale Monferrato¹

¹ "Il cemento armato delle costruzioni civili e industriali", L. Santarella, 1926

2.4 Il ciclo produttivo all'interno del Paraboloide

Come già anticipato nell'introduzione di questa tesi, per le strutture coperte da un guscio a sezione parabolica, e più in particolare per il Paraboloide di Casale Monferrato, è più che mai vera la frase "La forma segue la funzione". In altre parole la forma del Paraboloide è stata concepita per ottimizzare ed agevolare il più possibile le funzioni che esso doveva svolgere in passato.

Il Paraboloide di Casale è stato costruito quindi per lavorare come sito di stoccaggio del clinker, elemento fondamentale per la creazione del cemento vero e proprio. Si sa inoltre che un magazzino, in generale, serve per raccogliere grandissime quantità di materia prima e per consentirne la lavorazione. Di conseguenza viene spontaneo chiedersi il perché di una forma apparentemente così elaborata ed inusuale. La risposta a questa domanda in realtà è contenuta sempre nella funzione a cui il Paraboloide doveva servire.

Utilizzare edifici convenzionali con pareti verticali, come era stato difatti pensato inizialmente dall'ing. Luigi Radici, dava notevoli problemi di carattere pratico e strutturale.

Le grandi quantità di materiale contenuto infatti, creerebbero spinte troppo elevate sulle pareti verticali, e di conseguenza sarebbe necessario ridurre la quantità di materiale immagazzinato, o costruire pareti portanti di sezioni enormi per far fronte a queste spinte.

O in un caso o nell'altro quindi si avrebbe una perdita economica considerevole.

A questa considerazione se ne deve aggiungere poi una seconda di carattere più tecnico. Infatti il clinker che veniva stoccato nel magazzino, per sua natura non può essere immagazzinato in semplici cavità verticali, ma essi necessitano di silos con pareti inclinate.

Per questi motivi quindi, l'uso di un guscio parabolico è in realtà la soluzione ottimale, in quanto consente di immagazzinare grandi quantitativi di materiale, riducendo in qualche modo le spinte di esso sulle pareti ed ottimizzando il processo di produzione.

Il paraboloide si rivela quindi estremamente funzionale, anche perché agevola il processo di produzione consentendo la movimentazione del clinker all'interno di esso.

La **Figura 2.22** ad esempio, che rappresenta un particolare a destra della sezione trasversale del Paraboloide, mostra proprio la grande funzionalità della forma del paraboloide. E' possibile notare infatti come la forma del pilastro riprende l'andamento del silos a pareti inclinate che si trova interrato. Essa quindi agevola il movimento del materiale negli spazi tra un pilastro e l'altro, il quale poteva poi essere prelevato e posizionato sui vagoni di treni atti al trasporto delle merci per il trasporto.

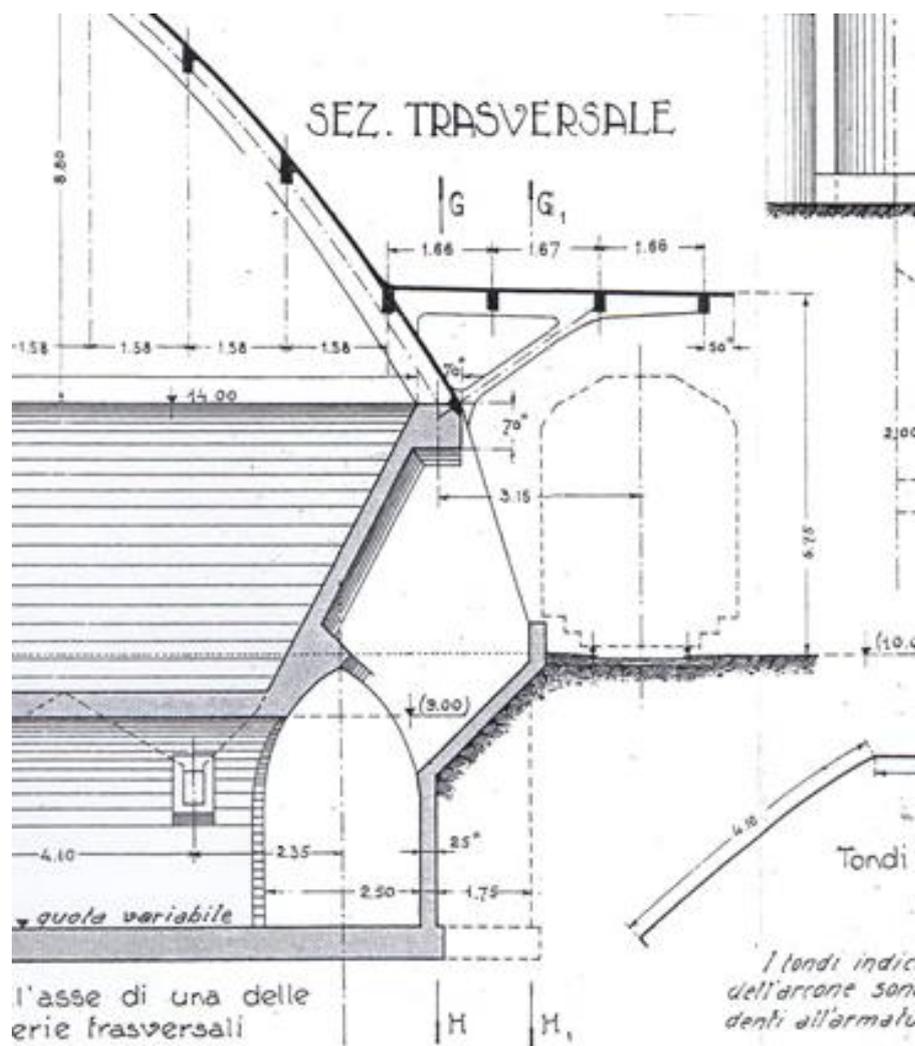


Figura 2.22- Particolare della sezione trasversale del Paraboloid¹.

Nell'immagine seguente (**Figura 2.23**) è stato ricostruito il percorso che doveva seguire il materiale una volta arrivato al Paraboloid attraverso uno spaccato assonometrico della struttura.

Il clinker infatti arrivava al magazzino dall'industria (1), e attraverso un elevatore (2) veniva sollevato fino a raggiungere la chiave di volta del Paraboloid (**Figura 2.24**). Subito sopra la chiave di volta infatti è presente una struttura coperta, in cemento armato, alta circa 4,50 metri, a supporto di un nastro trasportatore il quale scorreva su dei rulli. Grazie a questo sistema il clinker poteva arrivare velocemente al magazzino direttamente dagli impianti di produzione.

¹ L. Santarella, "Il cemento armato delle costruzioni civili e industriali", 1926

A questo punto, in corrispondenza delle sette tramogge che si trovavano nella parete inferiore del Paraboloide, il materiale veniva lasciato cadere da altrettanti punti precisi della struttura (4), fino a raggiungere i punti in cui veniva accumulato (5).

Le sette tramogge che vi erano alla base del Paraboloide (che ora risultano in parte riempite da calcestruzzo) avevano sotto di esse una serranda chiamata “bocca di leone” la quale veniva utilizzata per vagliare il clinker a gravità.

Erano presenti poi delle gallerie sotterranee allo scopo di far circolare gli operai ed i carrelli. In tutto si possono trovare infatti tre gallerie longitudinali e sette gallerie trasversali.

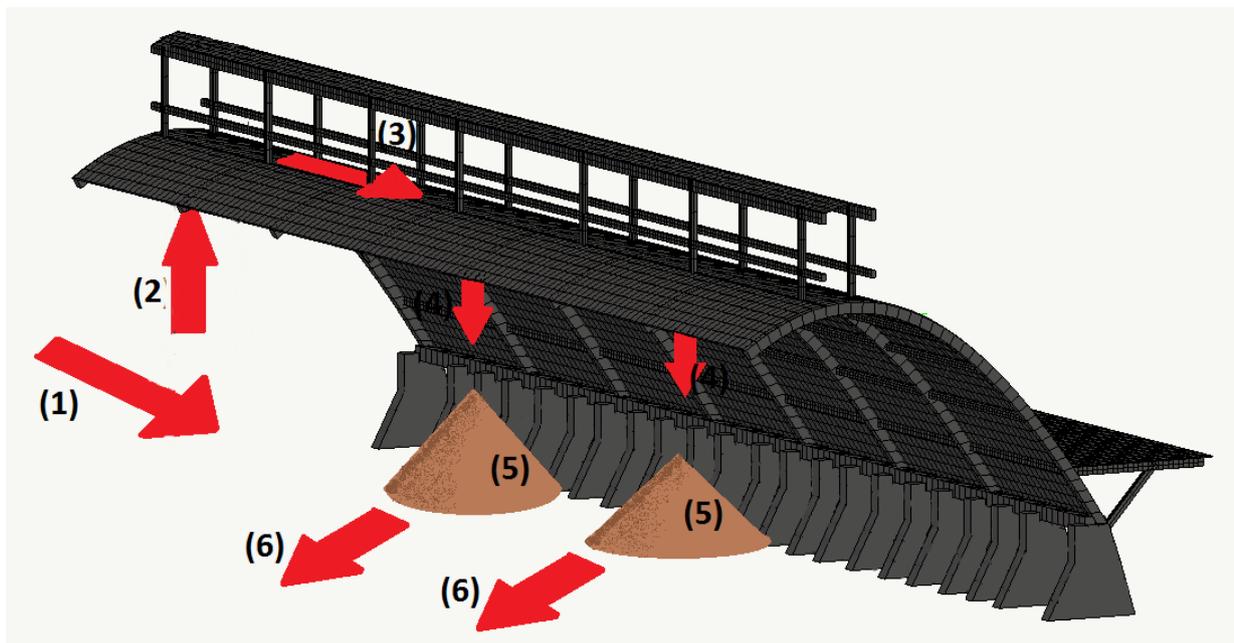


Figura 2.23- Ricostruzione delle operazioni che venivano effettuate all'interno del Paraboloide.



Figura 2.24- *Particolare della struttura che veniva utilizzata per lo spostamento dei carichi nel Paraboloido.*

Riguardo al ciclo produttivo rappresentato nello schema precedente, è presente un'importante testimonianza che aiuta a capire come si svolgevano le attività all'interno del Paraboloido:

“La marna arrivava in cementeria per mezzo di vagonetti della ferrovia industriale casalese (tranvain) con stazione e deposito locomotive in via Luparia, nei pressi del ponte sul Canale Lanza. In corso Indipendenza una vasta area era cintata, con più binari e relativi scambi, serviva come sosta e smistamento dei vagonetti per la preparazione dei trenni destinati, in prevalenza alle cementerie per il carico e scarico delle varie merci [...]. Da questa area, una doppia linea di binari collegava la stazione di smistamento delle FFSS per il trasporto delle merci in arrivo e partenza per le varie destinazioni sul territorio nazionale [...]. I treni di marna in arrivo alle miniere, venivano scaricati e il materiale frantumato con frantoio e

martelli, nonché vagliato utilizzando soltanto di una particolare granulometria adatta per la griglia LEPOL. Tutto il rimanente veniva macinato con mulino a sfere e ridotto in polvere (FARINA). La qualità della marna in eccesso veniva stoccata in cementeria come scorta. La cottura avveniva in forno con griglia LEPOL ad un solo giro di gas. L'alimentazione di questo era costituita per il 50% dal frantumato, e per l'altra metà da granuli formati in un granulatore a tamburo con la parte fine. Il combustibile per la cottura nel forno era esclusivamente una miscela di carbone polverizzato in apposito mulino a sfere. Il raffreddamento del clinker avveniva in raffreddatore tubulare. Di seguito tramite elevatore a tazza, il clinker veniva sollevato nella parte superiore del deposito, [...], e tramite un trasportatore a scosse e relativi cassette di scarico, veniva distribuito su tutta la lunghezza. Parte di questo trasportatore a scosse, funzionava da vaglio e scaricava in fondo ed all'esterno del deposito, granuli di clinker del diametro di circa 3-4 mm, che servivano per il confezionamento dei mattoni da impiegare nella zona di sinterizzazione del forno. Il rivestimento della zona veniva sostituito ogni 25-30 c.a. e cioè alla fermata del forno per esaurimento delle scorte di marna, in cementeria. Detta fermata permetteva anche di ripristinare le scorte.

[...] Esso è costituito con tramogge in calcestruzzo armato a forma di tronco di piramide rovescia e sotto ciascuna vi era una serranda, detta bocca di leone, per l'estrazione del clinker per gravità. Sul lato sinistro del deposito alcune celle permettevano lo scarico dei carri dell'altro materiale occorrente, quali gesso, correttivo ed altri materiali per la produzione dei cementi dei tipi 500 e calce idraulica. [...] I carri per il trasporto, trainati da cavalli, era della ditta Viginò.

Ogni tipo di legante veniva macinato con proprio mulino a sfere di tipo Polysius, in ciclo aperto.

Il materiale necessario per la macinazione del cemento, veniva estratto dal deposito e riempite grosse benne appese su monorotaia, con altri opportuni scambi, raggiungevano l'apposita tramoggia dove scaricata, la miscela, tramite elevatore a tazze, raggiungeva, in quota, il silos di alimentazione di ogni singolo mulino. A questo punto della descrizione del ciclo tecnologico, sento sia doveroso richiamare l'immaginazione, anche di chi è profano, alle condizioni ambientali di quel luogo, seminterrato con la sola apertura per una scala a chiocciola, movimentando il clinker. Gli operai eroici facevano il lavoro con diligenza ed abnegazione,, e per cercare di respirare di coprivano naso e bocca con semplici fazzoletti!!

Il prodotto finito veniva quindi portato attraverso il sistema pneumatico alternativo negli appositi sili. Le tramogge delle macchine insaccatrici venivano alimentate a un elevatore a tazze. Una curiosità è data dal fatto che all'epoca, sia i sacchi di carta che di tela erano muniti di valvola per il riempimento con macchina a turbina, ma erano chiusi solo da un lato, al momento che la macchina per la chiusura dei sacchi da entrambe le parti non era ancora stata inventata.

Così la chiusura avveniva manualmente con un legaccio di filo di ferro che veniva attorcigliato tramite l'impiego di una macchinetta a pedale”¹.

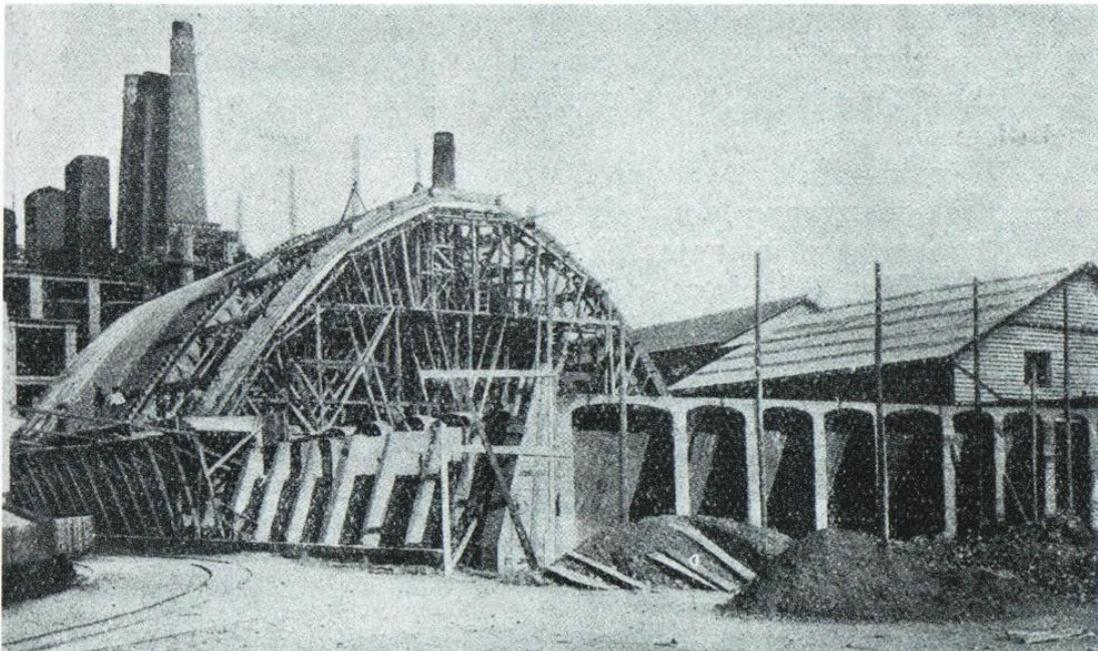


Figura 2.25 - Immagine storica del Paraboloido di Casale durante la fase di costruzione della struttura.

¹ Vigetti Gabriella, "Metodi e strumenti per la rifunzionalizzazione del patrimonio industriale: il caso Casale", cit. pagine. 112-114.

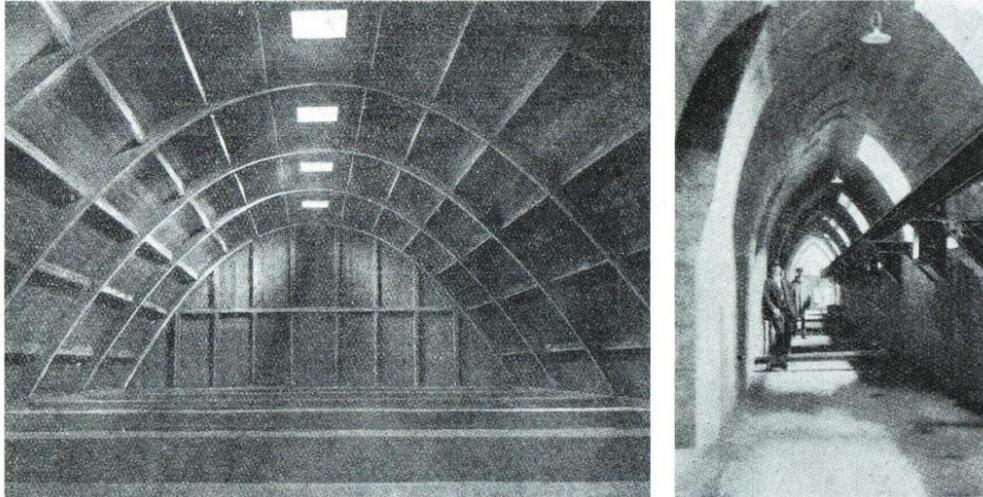


Figura 2.26 Immagini storiche del Paraboloido di Casale in cui è riportata una vista interna (a sinistra) ed una delle gallerie inferiori della struttura (a destra)¹.

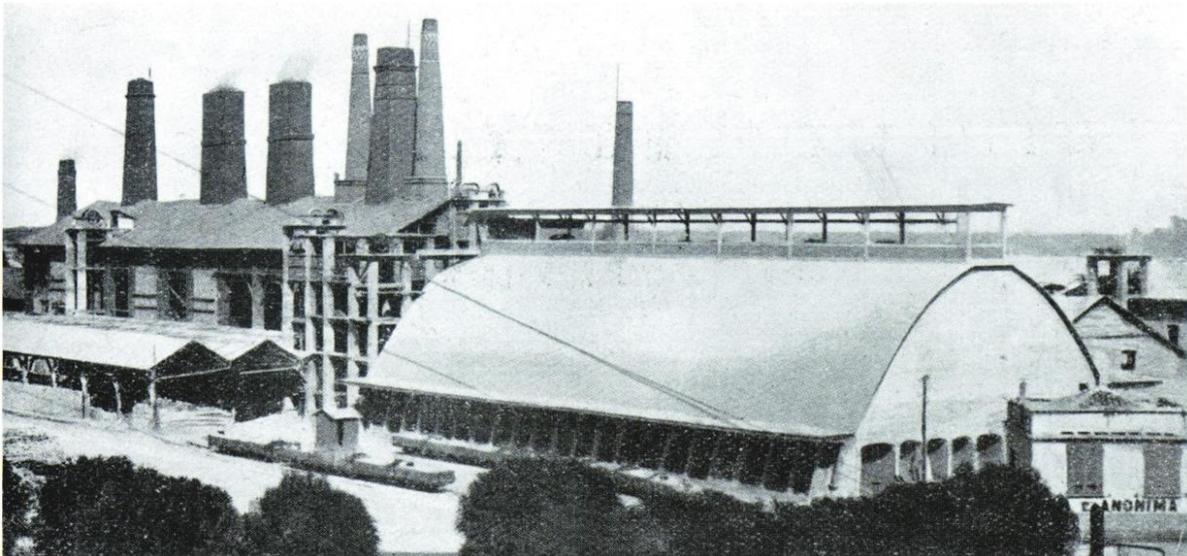


Figura 2.27 - Immagine antica raffigurante una veduta dello stabilimento di Piazza D'armi quando ancora erano presenti le altre strutture intorno al Paraboloido.

¹ "L. Santarella," *Il cemento armato delle costruzioni civili e industriali*", 1926

2.5 I Paraboloidi in Italia

2.5.1 Caratteristiche comuni

Come già anticipato, in Italia sono stati costruiti nel corso del '900 molti edifici simili al Paraboloidi di Casale, quasi tutti accomunati anche dal triste destino di degrado ed abbandono.

Nell'immagine seguente, tratta sempre dal libro "Paraboloidi, un patrimonio dimenticato dell'architettura moderna", di Marcello Modica e Francesca Santarella, è possibile vedere come in Italia siano presenti tantissime strutture a volta Parabolica, molte delle quali purtroppo già abbattute (**Figura 2.28**).

I due autori hanno in particolare condotto uno studio molto interessante su tutti i paraboloidi presenti in Italia, andando ad individuare per ciascuno di essi, tecniche costruttive e schemi strutturali.

E' interessante comunque vedere come siano presenti delle caratteristiche costruttive e degli elementi ricorrenti tra i paraboloidi presenti in Italia.

In generale la copertura parabolica è sempre intervallata da archi con dimensioni variabili (si va da una luce di 25 metri sino ad una luce 50 metri). In chiave alla volta poi è possibile individuare una struttura, presente anche nel Paraboloidi di Casale Monferrato, con funzione di trasporto (in genere ospita infatti un nastro trasportatore).

Per quanto riguarda lo schema statico, in quasi tutti i casi si tratta di schema ad arco a tre cerniere, in cui si trovano due cerniere di appoggio (a livello delle fondazioni) ed una terza sulla chiave dell'arco. Questo schema è senza dubbio molto efficace, perché in questo modo si risolve il problema di eventuali cedimenti differenziali nella struttura, cedimenti che ovviamente in strutture di questo tipo sono molto frequenti date le enormi dimensioni e di conseguenza le grandi masse in gioco.

Gli archi sono disposti in gran parte dei casi con un intervallo costante, o comunque con una certa ripetizione, con un interasse che è sempre intorno ai 5 metri.

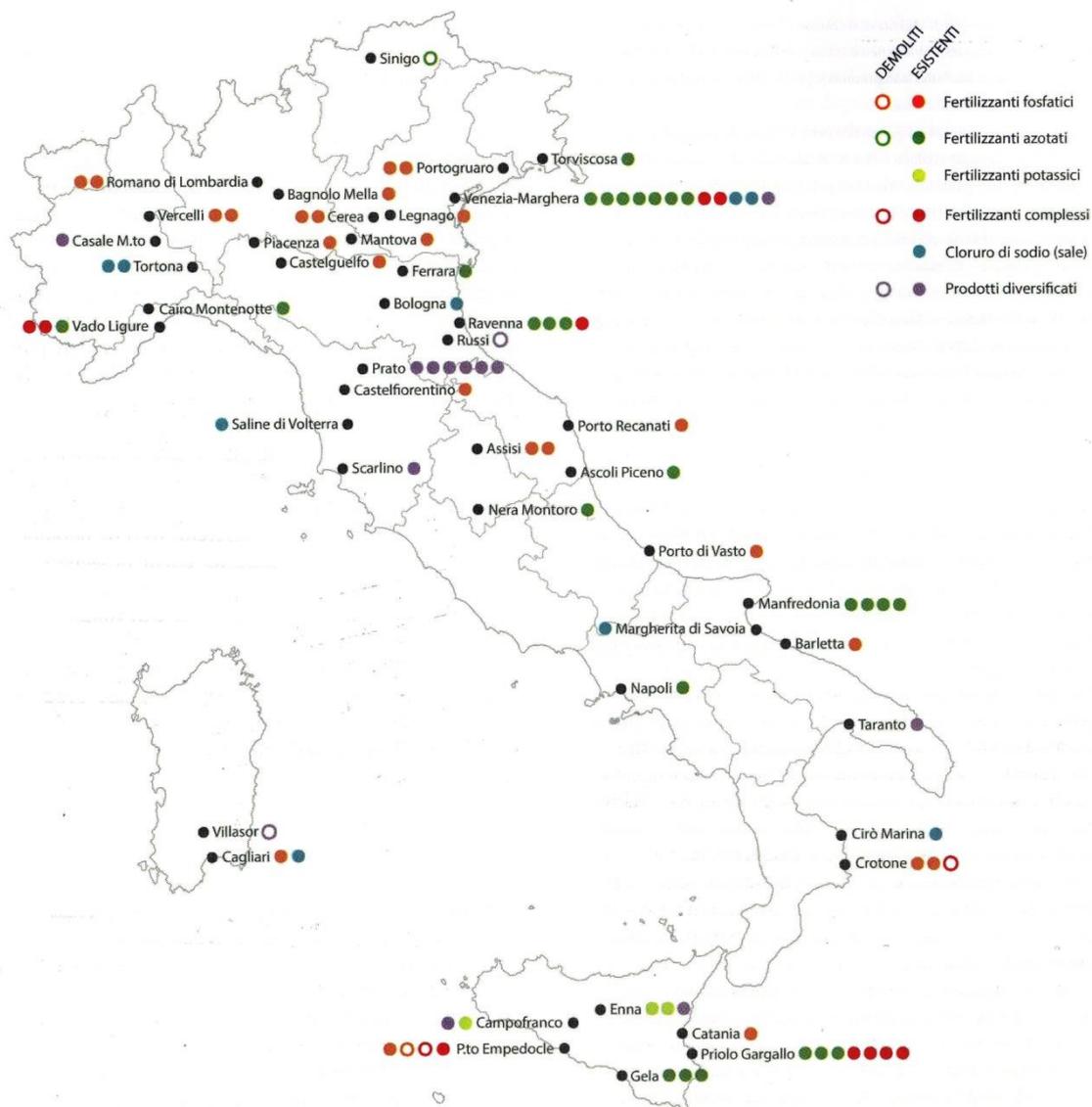


Figura 2.28 – *Mapa di utti i paraboloidi (anche quelli che ora sono demoliti) che sono stati costruiti in Italia.¹*

Se la lunghezza della struttura supera anche i 100 metri, come accade in alcuni casi, può essere utile, nello studio dell’edificio, suddividerlo in parti elementari più piccole indipendenti per evitare stati di coazioni che provengono da dilatazioni termiche o cedimenti differenziali degli elementi.

¹ Modica Marcello, Santarella Francesca, “Paraboloidi in Italia. Un patrimonio dimenticato dell’architettura moderna” – EDIFIR 2014. Pagina 28

Allo stesso modo si interrompe anche la continuità della volta trasversalmente a metà di una campata oppure in corrispondenza dell'arco, che appare in questo caso raddoppiato. In quest'ultimo caso è necessaria la creazioni di giunti, che si ritrovano in gran parte delle strutture, in modo da impermeabilizzare il tutto ed impedire quindi infiltrazioni di acqua.

Per quanto riguarda le fondazioni, di solito sono o su di plinti isolati o al massimo su travi continue. In alcuni casi sono anche su pali battuti o trivellati, soprattutto quando la qualità dei terreni risulta abbastanza scadente.

Un elemento sempre presente è un tirante in acciaio, posto al di sotto della quota zero di calpestio, allo scopo di andare ad assorbire la spinta laterale dell'arco.

Il Paraboloide di Casale Monferrato, è l'unico caso in cui tale spinta è assorbita in modo differente, utilizzando cioè una catena in cemento armato che si trova nell'imposta dell'arco.

Le volte paraboliche di copertura sono state costruite, per le strutture più antiche mediante cemento armato gettato in opera (come accade per il Paraboloide di Casale Monferrato). In altri casi però ci si può trovare a che fare con pannelli in prefabbricati in latero cemento, con l'utilizzo di pignatte ed in questo caso ovviamente lo spessore è maggiore, (tra gli 8 ed i 15 cm). Nelle costruzioni più recenti, le volte possono essere state costruite con pannelli ondulati in fibrocemento, che sono anche controventati mediante dei travetti che consentono anche la posa in opera.

Anche le testate delle strutture risultano controventate e di solito sono costituite da travi e pilatri in calcestruzzo con grandi aperture a vetrate oppure chiuse con elementi in laterizio.

Può accadere di trovare delle aperture, per far entrare la luce, sulla volta stessa.

Un elemento che accomuna molti paraboloidi in Italia è l'intonacatura interna con materiali particolari, come ad esempio asfalto antiacido, in modo da proteggere gli elementi strutturali e la volta stessa dagli elementi che venivano depositati all'interno del magazzino, che la gran parte delle volte risultavano molto pericolosi per la struttura.

Altri elementi del Paraboloide di Casale Monferrato, che si ritrovano in molti dei paraboloidi presenti in Italia, sono le pensiline laterali, che a Casale sono sempre in cemento gettato in opera, mentre in altri casi possono essere anche in latero cemento.

Sempre dal libro *“Paraboloidi, un patrimonio dimenticato dell'architettura moderna”*, è stata tratta la seguente immagine, dalla quale è possibile estrapolare una particolare classificazione dei Paraboloidi presenti in Italia. In ogni piccolo schema strutturale, infatti, è possibile notare come cambia la forma della parabola, il posizionamento del sistema di trasporto ed la tipologia di copertura. **(Figura 2.29).**

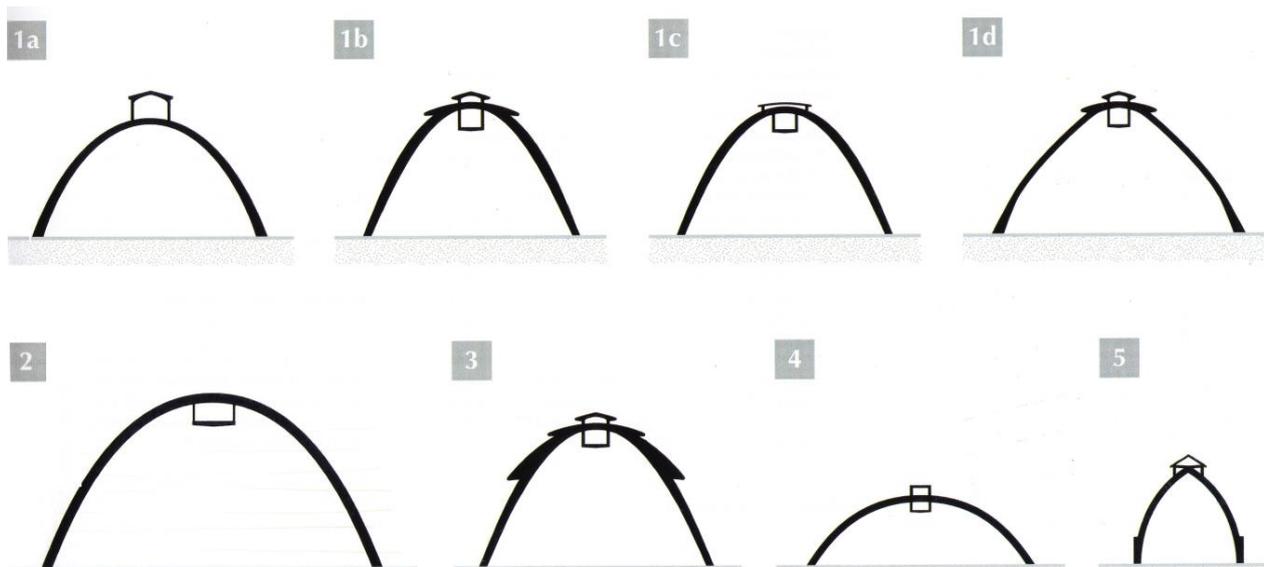
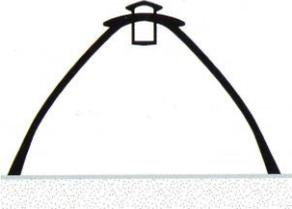


Figura 2.29- Schemi generali ai cui sono riconducibili i Paraboloidi che si trovano in Italia.¹

Gli schemi strutturali dell'immagine precedente possono essere studiati più nel dettaglio, in modo di individuare le varianti tra uno schema e l'altro. A questo scopo sono state riassunte nella seguente tabella le principali caratteristiche di ogni schema strutturale.

	SCHEMA GRAFICO	CARATTERISTICHE
<p>PARABOLOIDE COMUNE</p>		<p>Questo schema costruttivo è caratterizzato da volta irrigidita da archi parabolici che si intervallano con una certa regolarità, in cui è presente in chiave di volta una struttura atta al trasporto dei materiali, la quale serve a supportare un nastro trasportatore. In questa tipologia costruttiva è possibile ritrovare anche il Paraboloido di Casale Monferrato, la cui sezione segue esattamente questo profilo, fatta eccezione per le pensiline laterali che si aggiungono allo schema elementare.</p>

¹ "Paraboloidi in Italia. Un patrimonio dimenticato dell'architettura moderna", Modica Marcello, Santarella Francesca – EDIFIR 2014 - pagina 28

<p>PARABOLOIDE COMUNE CON CHIAVE RINFORZATA</p>		<p>In questo caso è presente una specie di copertura che si sviluppa esternamente lungo la chiave di volta.</p> <p>Il piano di scarico invece si trova al di sotto della chiave di volta stessa</p>
<p>PARABOLOIDE COMUNE CON CHIAVE RIBASSATA</p>		<p>Questo è un caso molto simile ai precedenti, in cui cambia solo la struttura di scarico che si trova tutta al di sotto della chiave di volta.</p>
<p>PARABOLOIDE COMUNE TIPO “MONTECATINI”</p>		<p>Questo tipo di paraboloide lo si ritrova nel sito ex Montecatini e corrisponde a strutture costruite nel 1924/1925 e 1953.</p> <p>Queste strutture si caratterizzano da arco parabolico molto ampio alla base che si restringe molto velocemente in alto.</p>
<p>PARABOLOIDE A COPERTURA CONTINUA</p>		<p>In questo caso si sta considerando la tipologia più comune di Paraboloide, che rappresenta quasi il 90% delle strutture esistenti.</p> <p>Il Paraboloide a copertura continua può essere considerato come una vera e propria evoluzione del paraboloide comune. In questo caso l'arco parabolico è ancora più grande e non sono più presenti piani di carico sopra il guscio. Per realizzare il trasporto del materiale allora si sfruttano passerelle sospese che possono essere o in cemento armato o in acciaio.</p>

		Per la realizzazione della copertura continua, si usano pannelli ondulati posti su listelli in cemento armato.
PARABOLOIDE A COPERURA LAMELLARE		<p>Nel terzo caso analizzato, si sta considerando una struttura questa volta non più continua. In particolare la chiave di volta viene rinforzata costruendo la copertura come più falde sovrapposte, le quali vanno poi a creare delle aperture lungo tutto il guscio del paraboloido.</p> <p>I paraboloidi costruiti con questa tipologia costruttiva si trovano tutti in pianura padana centrale e sono stati tutti realizzati intorno agli anni '50.</p>
PSEUDO-PARABOLOIDE A SESTO RIBASSATO		Questo caso, insieme al seguente, rappresenta un caso molto singolare e quindi poco diffuso. In Italia è presente un solo caso che fa riferimento a questa tipologia costruttiva, e si trova a Taranto. Esso è caratterizzato da una compressione dell'arco parabolico a terra.
PSEUDO-PARABOLOIDE A SESTO ACUTO		Il Paraboloido a sesto acuto ha dimensioni molto ridotte rispetto ai casi più comuni. Non si tratta più di una catenaria, ma di una parabola "spezzata"

Tabella 2.2 – Schemi tipo dei Paraboloidi presenti in Italia con breve descrizione delle loro caratteristiche.

2.5.2 Cenni su strutture simili al Paraboloide di Casale Monferrato

In Italia sono presenti tuttora 91 magazzini industriali con volta parabolica, alcuni dei quali molto simili al Paraboloide di Casale Monferrato.

Come già anticipato, la stragrande maggioranza di essi risulta ora dismessa e versa in cattive condizioni.

Tra i pochi edifici recuperati si annoverano i due paraboloidi a Cerea, che sono stati trasformati in un centro congressi, quelli ex Montecatini di Assisi, dai quali è stato ricavato un teatro e degli spazi di carattere espositivo, il piccolo paraboloide della Cimatoria Campo di Prato, che ora funge da Biblioteca Cittadina.

Di seguito si riporta una breve descrizione di alcuni paraboloidi presenti in Italia.

2.5.2.1 I Paraboloidi di Perluigi Nervi

“Veder Nervi collocare uno scheletro di calcestruzzo in una struttura è una magnifica lezione. Non vi mette mai nulla di volgare. Che eleganza! Non si definisce architetto, ma è migliore di quasi tutti noi”¹



Figura 2.30 - Veduta interna del Paraboloide di Tortona progettato da Nervi².

¹ Le Corbusier

² <http://www.livegreenblog.com/materials/pier-luigi-nervi-and-the-salt-warehouses-in-tortona-10679/>

Pier Luigi Nervi, com'è noto, è uno dei più importanti ingegneri del XX secolo. Egli durante la sua vita professionale si dedicò totalmente allo studio delle strutture in cemento armato, riuscendo a progettare strutture completamente innovative e diede quindi un contributo di carattere architettonico e ingegneristico importantissimo per l'intero panorama italiano.

I suoi studi si concentrarono anche su processi costruttivi innovativi anche nel campo della prefabbricazione industriale. Tutta la sua attività di progettazione è basata sulla convinzione che non esiste nessun contrasto tra la risoluzione di un problema strutturale ed il suo risultato estetico. Tutte le sue opere infatti testimoniano come egli riuscì a trasformare questa teoria in realtà.

Nel corso della sua vita, Nervi si progettò numerose strutture con volta parabolica: il magazzino del sale di Margherita di Savoia (Barletta), due paraboloidi a Tortona (Alessandria), un piccolo magazzino a Bologna, un paraboloide per le Saline di Volterra (Pisa), un altro magazzino del sale a Cagliari ed infine un ultimo deposito di sale a Venezia-Mestre.

I paraboloidi di Nervi risultano testimoni della costante attenzione al rapporto tra forma e struttura, tra architettura e ingegneria, tra l'attenzione ai costi ed all'estetica, elementi sempre presenti nelle opere di questo grande ingegnere del XX secolo.

Magazzini del sale, Tortona

A Tortona sono presenti due paraboloidi gemelli, costruiti in cemento armato con pianta rettangolare allungata. Essi sono coperti con volta parabolica, larghi 25 m e lunghi 100 e 130 m e con altezza al colmo di 12 m.

I due paraboloidi venivano utilizzati per l'immagazzinamento del sale, come per la gran parte dei magazzini progettati da Nervi. Il sale entrava nei magazzini dall'alto grazie ad un carrello trasportatore posto su una passerella situata in chiave agli archi parabolici e dotata di aperture laterali.

I due magazzini, come in realtà tutta l'area di deposito sali e tabacchi greggi, risultano dismessi da anni ed attualmente versano in un cattivo stato di conservazione.



Figura 2.31– *Vista esterna dei Paraboloidi di Tortona progettati da Nervi.*¹



Figura 2.32 - *Vista esterna dei Paraboloidi di Tortona progettati da Nervi.*¹

Come si può notare dall'immagine seguente, l'intradosso dei gusci è caratterizzato da una rete di travetti disposti perpendicolarmente tra loro ad intervalli regolari. Essi sono poi intervallati da delle costole più grandi di dimensioni, le quali irrigidiscono tutta la struttura. Esse vanno da un lato all'altro della struttura e poggiano su dei pilastri inclinati.

¹<http://www.livegreenblog.com/materials/pier-luigi-nervi-and-the-salt-warehouses-in-tortona-10679/>



Figura 2.33 - *Veduta interna di un Paraboloide di Tortona.*¹

Paraboloide di Cagliari

Anche in Sardegna, nella zona di Cagliari si può individuare un manufatto realizzato su progetto di Pierluigi Nervi, tra il 1955 ed il 1958.

Questa struttura si trova più precisamente sul molo allo sbocco a mare del canale della Palafitta. Esso presenta una pianta rettangolare anch'essa costituita da ampie volte paraboliche .

Il magazzino è formato è costituito dall'ambiente principale a sezione parabolica, sormontato dal parallelepipedo del nastro trasportatore per lo stoccaggio del prodotto negli scomparti interni, scandito da elementi verticali in calcestruzzo con aperture rettangolari. Esso appartiene quindi alla tipologia strutturale dei paraboloidi “comuni” e di conseguenza risulta molto simile al Paraboloide di Casale Monferrato.

¹ Modica Marcello, Santarella Francesca, *“Paraboloidi in Italia. Un patrimonio dimenticato dell'architettura moderna”*, EDIFIR 2014 - Pagina 71

Anche in questo caso le volte del fabbricato sono realizzate sfruttando le possibilità strutturali dell'ossatura dei costoni in cemento armato, poggiante su robusti sostegni laterali, che sostengono una leggera soletta in laterizio.



Figura 2.34 - *Veduta esterna del Paraboloido di Cagliari.*¹

Di seguito si riportano immagini di altri Paraboloidi sempre progettati da Pier Luigi Nervi.

Paraboloido di Margherita di Savoia (1933-35) utilizzato come deposito di sale:



Figura 2.35 - *Viste interne del Paraboloido di Margherita di Savoia.*²

¹ Modica Marcello, Santarella Francesca, “Paraboloidi in Italia. Un patrimonio dimenticato dell'architettura moderna”, EDIFIR 2014. Pagina 79



Figura 2.36 - *Immagine storica del Paraboloido di Margherita di Savoia¹.*

Paraboloido dell'ex Manifattura Tabacchi, Bologna (1954), utilizzato anch'esso per immagazzinare il sale:



Figura 2.37 - *Veduta interna del Paraboloido dell'ex Manifattura Tabacchi a Bologna.¹*

¹ Modica Marcello, Santarella Francesca, *“Paraboloidi in Italia. Un patrimonio dimenticato dell'architettura moderna”*, EDIFIR 2014 . Pagina 74

Paraboloide delle Saline di Volterra, (1955-56), magazzino di sale:



Figura 2.38 - *Veduta interna del Paraboloide delle Saline di Volterra.*²

Paraboloide di Porto Marghera, Venezia-Mestre (1960-61), utilizzati per immagazzinare il sale ed oggi restaurato ed utilizzato come magazzino nel Porto Commerciale di Venezia-Marghera.³



Figura 2.39 - *Veduta esterna del Paraboloide di Porto Marghera a Venezia.*

² http://www.accademiavenezia.it/upload/docs/docenti/file/28/2015_AG_Cassani_Prefazione_a_Paraboloidi.pdf

³ Modica Marcello, Santarella Francesca, *“Paraboloidi in Italia. Un patrimonio dimenticato dell'architettura moderna”*, EDIFIR 2014. Pagina 83

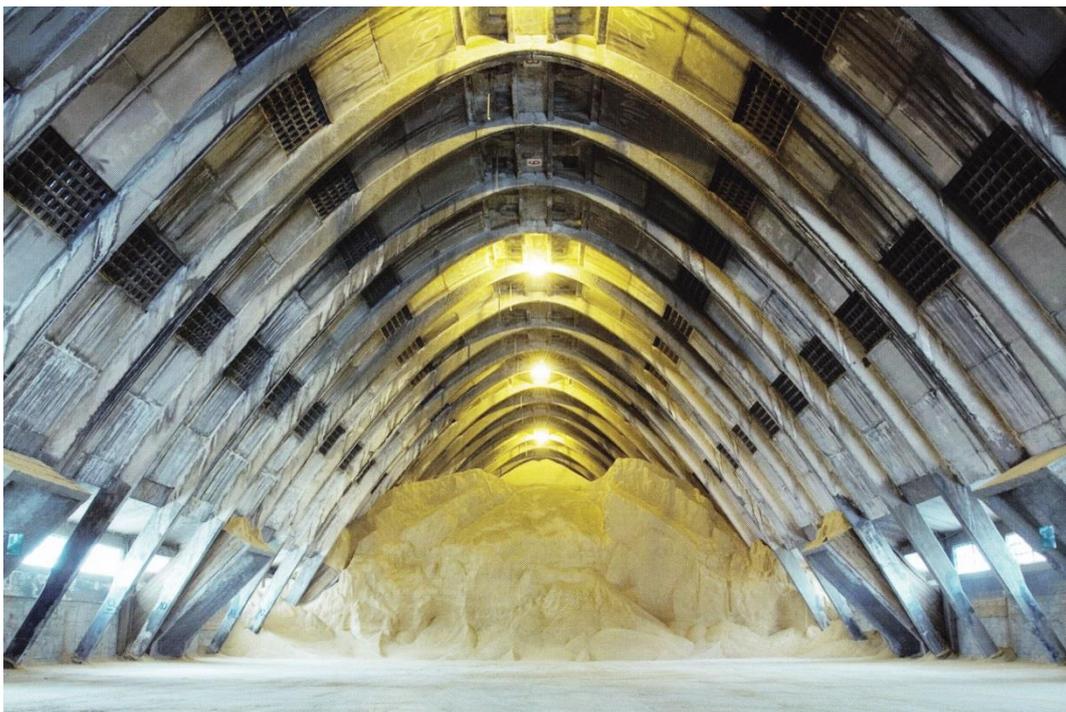


Figura 3.40 - *Veduta interna del Paraboloido di Porto Marghera a Venezia.*¹

2.5.2.2 I Paraboloidi della Montecatini

Il boom vero e proprio sullo sviluppo dei paraboloidi in Italia si ebbe nel dopoguerra, quando allo scopo di immagazzinare e lavorare il perfosfato minerale, furono costruiti 15 paraboloidi in tutta Italia. Nella costruzione di essi si possono individuare tre cicli, il dell'immediata ricostruzione postbellica guidata dalla Montecatini, un secondo ciclo intorno al 1950 quando si va a ristrutturare numerosi stabilimenti ed un terzo ciclo si ha nel 1960 quando la Montecatini procede a convertire alcuni stabilimenti per la produzione di superfosfato ammonizzato.

Di seguito si riportano delle immagini con una breve descrizione di alcuni di questi stabilimenti.

¹ Modica Marcello, Santarella Francesca, *“Paraboloidi in Italia. Un patrimonio dimenticato dell'architettura moderna”*, EDIFIR 2014. Pagina 84

Paraboloide di Barletta, utilizzato ancora oggi per la produzione di perfosfato granulare ed altri fertilizzanti:



Figura 2.41 - *Vista aerea del Paraboloide di Barletta.*¹

¹ Modica Marcello, Santarella Francesca, *“Paraboloidi in Italia. Un patrimonio dimenticato dell'architettura moderna”*, EDIFIR 2014. Pagina 103

Deposito di Porto Recanati, Ancona

Le dimensioni fuori tutto del capannone principale sono veramente notevoli. Si tratta di una pianta 32,50 x 66,50 metri con altezza al colmo di 18,50 metri. Ogni campata è di 6 metri ciascuna. Come si può notare dalle immagini seguenti, esso risulta attualmente in condizioni di degrado molto avanzate.



Figura 2.42 - Particolari del degrado del Deposito di Porto Recanati, ad Ancona.¹

Paraboloide di Catania, 1950-1955, riconvertito oggi a centro logistico.



Figura 2.43 - Vista aerea del Paraboloide di Catania.¹

¹ <http://issuu.com/cippitelli.andrea/docs/tesi>

Paraboloidi di Assisi, 1948-1956, recuperati ed utilizzati oggi come strutture atte ad ospitare eventi culturali e ricreativi.



Figura 2.44 - Vista esterna del Paraboloido di Assisi.²

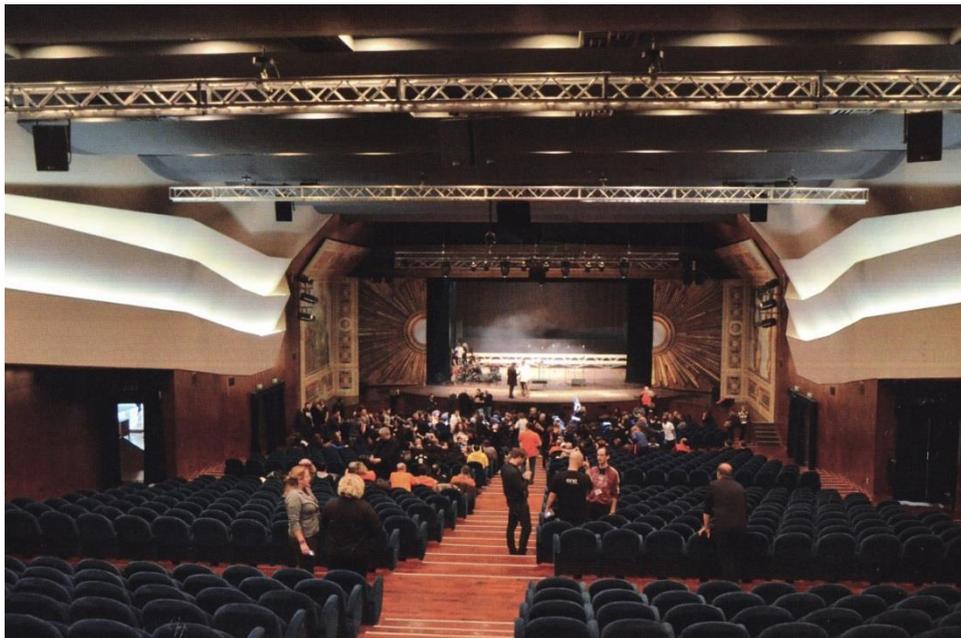


Figura 2.45 - Vista interna del Paraboloido di Assisi.¹

¹ Modica Marcello, Santarella Francesca, *“Paraboloidi in Italia. Un patrimonio dimenticato dell'architettura moderna”*, EDIFIR 2014. Pagina 195

² Modica Marcello, Santarella Francesca, *“Paraboloidi in Italia. Un patrimonio dimenticato dell'architettura moderna”*, EDIFIR 2014. Pagina 274

2.5.2.2 Altri Paraboloidi in Italia

Come già anticipato, in Italia vi sono circa 91 Paraboloidi. La descrizione di tutti quanti, anche se molto interessante, esula dagli obiettivi di questa tesi. Per questo motivo di seguito ci si è limitati solo ad una breve dissertazione fotografica di alcuni dei Paraboloidi che non sono stati ancora considerati.

Paraboloide di Bagnolo Mella (Brescia), 1953-54;



Figura 2.46 - Vista interna del Paraboloide di Brescia.¹

¹ Modica Marcello, Santarella Francesca, *“Paraboloidi in Italia. Un patrimonio dimenticato dell'architettura moderna”*, EDIFIR 2014. Pagina 275

Paraboloide di Napoli, 1952. Recuperato ed utilizzato come magazzino;



Figura 2.47 - Vista esterna del Paraboloide di Napoli¹.

Paraboloide di Ravenna, 1956. Da recuperare;



Figura 2.48 – Vista interna del Paraboloide di Ravenna².

¹ Modica Marcello, Santarella Francesca, “*Paraboloidi in Italia. Un patrimonio dimenticato dell'architettura moderna*” – EDIFIR 2014. Pagina 141

² Modica Marcello, Santarella Francesca, “*Paraboloidi in Italia. Un patrimonio dimenticato dell'architettura moderna*” – EDIFIR 2014. Pagine 145-147



Figura 2.49 – *Vista esterna del Paraboloide di Ravenna*¹.

Paraboloidi di Priolo Gargallo (Siracusa), 1956-60, in stato di abbandono;



Figura 2.50 - *Viste dei Paraboloidi di Priolo Gargallo*².

¹ Modica Marcello, Santarella Francesca, *“Paraboloidi in Italia. Un patrimonio dimenticato dell'architettura moderna”*– EDIFIR 2014. Pagine 145-147

² Modica Marcello, Santarella Francesca, *“Paraboloidi in Italia. Un patrimonio dimenticato dell'architettura moderna”*– EDIFIR 2014. Pagina 197

Paraboloidi di Gela, 1962, in stato di abbandono;



Figura 2.51 - Vista aerea dei Paraboloidi di Gela¹.

Paraboloidi di Manfredonia, 1969, restaurati ora ospitano la società “Inside”.



Figura 2.52 - Vista aerea dei Paraboloidi di Manfredonia.²

¹ Modica Marcello, Santarella Francesca, “*Paraboloidi in Italia. Un patrimonio dimenticato dell’architettura moderna*”– EDIFIR 2014. Pagina 221

3 Il degrado e le indagini sul Paraboloide

3.1 Considerazioni di carattere generale

L'analisi e la valutazione delle condizioni del Paraboloide e della sua vulnerabilità sismica non è affatto facile: si tratta infatti di un edificio che costruito in un'epoca completamente diversa dalla nostra e con delle regole che ovviamente non hanno nulla a che fare con la normativa attuale.

Inoltre, anche se forse non esiste un imminente pericolo di crollo della struttura, il livello di danneggiamento di alcuni elementi strutturali è alto. Come è evidente anche solo da un'analisi visiva dell'edificio, sicuramente sono compromessi l'agibilità e di conseguenza anche l'uso. In aggiunta poi, è importante tenere conto che il Paraboloide è stato sicuramente progettato per resistere solo a carichi verticali, di conseguenza il suo comportamento è completamente diverso alla stessa struttura progettata con criteri antisismici.

Il capitolo delle norme tecniche che si occupa dei criteri da adottare per quanto riguarda lo studio di una struttura esistente in cemento armato, è il Cap. 8, integrato con le Circolari Ministeriale n. 617/2009. In questo capitolo innanzitutto vengono suggeriti dei criteri da adottare per quanto riguarda le indagini delle strutture in opera in relazione al livello di conoscenza da adottare (LC1, LC2, LC3). Oltre a questo ovviamente ci si deve occupare dell'intera conoscenza della struttura, e di conseguenza bisogna tenere conto delle informazioni sulla geometria, sui dettagli costruttivi e sulle proprietà dei materiali.

Le indagini comunque sono un aspetto fondamentale per il tecnico incaricato dello studio della struttura: servono infatti a poter esprimere un giudizio su di essa e capire poi il tipo di interventi di consolidamento o adeguamento da adottare. In questo campo assumono importanza fondamentale le prove struttive e non distruttive, le quali danno una stima delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo che compone la struttura.

In un rapporto annuale del 1999 del Censis sono raccolte le ragioni della vulnerabilità fisica delle strutture esistenti.

Tra di esse è possibile distinguere:

- degrado per vetustà, riferito cioè al periodo di costruzione;
- degrado per ragioni costruttive riferite al contesto produttivo con cui è stata costruita la struttura.

Nel Paraboloide in particolare, entrambe le ragioni sono coinvolte, quindi bisognerà fare particolare attenzione.

Il caso in esame risulta poi particolarmente delicato in quanto: *“E’ stato rilevato che gli edifici in c.a. costruiti prima della legge n. 1086/1971 richiedono frequentemente e diffusamente interventi di risanamento per travi e pilastri, infatti non è raro il caso di crolli non dovuti ad azioni sismiche.”*¹

Gli interventi di miglioramento devono essere preceduti da analisi statiche di tutto l’edificio, infatti alcune volte i crolli parziali o totali sono imputabili ad interventi corretti che però sono stati eseguiti male. In particolare i crolli possono essere causati dall’indebolimento contemporaneo delle sezioni trasversali di un certo numero di pilastri in cui il calcestruzzo è soggetto a fenomeni di degrado ed ad armature che sono state progettate per resistere a soli carichi verticali.

Un problema molto evidente nel Paraboloide interessa la riduzione della sezione trasversale sia dei pilastri che delle travi. Questo fenomeno per effetto dello spalling a causa di fenomeni di degrado che sono inevitabili, e dell’armatura trasversale e longitudinale con sezione molto ridotta causata dalla corrosione (**Figura 3.1**) determina una sezione resistente dell’elemento sottodimensionata e di conseguenza questo può portare poi al collasso della struttura per compressione pura o anche per pressoflessione (con un meccanismo di rottura fragile quindi, ancora più pericoloso).

¹ Occhiuzzi A. e Fabbroncino G., *“Crolli e affidabilità delle strutture”*, Atti del convegno Internazionale organizzato da Nicola Augenti e Gaetano Manfredi, Napoli, 15-16 maggio 2003. Pagina 28.



Figura 3.1 - *Particolare visto dall'esterno del Paraboloide in cui sono evidente il degrado avanzato della struttura.*

Dalle “*Istruzioni tecniche- Criteri per lo svolgimento di indagini diagnostiche finalizzate alla valutazione della qualità dei materiali in edifici esistenti in cemento armato*” che sono state emanate nel 2004, è possibile leggere che dai risultati di indagini effettuate su costruzioni in cemento armato molto antiche, finalizzate alla determinazione della qualità del calcestruzzo, è emerso uno stato di degrado molto avanzato dei calcestruzzi e i numerosi problemi che possono essere ricondotti ai fattori seguenti:

- Errori di carattere progettuale;
- Errori esecutivi;
- Controlli scarsi sulla qualità dei materiali impiegati;
- Non corrispondenza tra elaborati di progetto strutturali e stato di fatto;
- Inadeguata duttilità del sistema resistente;
- Prescrizioni normative sul calcestruzzo vigenti all'epoca di costruzione meno restrittive delle attuali;

- Mancanza di manutenzione ordinaria e straordinaria.

Tutte queste problematiche possono essere ritrovate all'interno del Paraboloide.

Sempre dalla Circolare Ministeriale n.617/2009, nel paragrafo C8.3, viene chiarito cosa si intende per “*valutazione della sicurezza*”, cioè:

- stabilire se una struttura esistente è in grado o meno di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC, oppure
- a determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC, definiti dai coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui materiali.

Durante il processo di valutazione della sicurezza del Paraboloide, alla fase di conoscenza della struttura (che coinvolge geometria, indagini sulle caratteristiche dei materiali strutturali impiegati e analisi sulle condizioni di conservazione) vanno aggiunte sicuramente una fase di definizione delle prescrizioni richieste per quanto riguarda la pericolosità sismica del sito e livello di protezione sismica accertato e una fase di valutazione della struttura esistente nel suo complesso. Quest'ultima è stata sviluppata applicando modelli di calcolo e metodi di analisi che sono compatibili con il comportamento sismico del Paraboloide, tenendo conto che esso è stato progettato senza avere una normativa specifica.

Un elemento molto importante da tener presente è che le strutture portanti degli edifici in cemento armato più vecchi, come il Paraboloide, sono state realizzate con barre di armature lisce. L'utilizzo di questa tipologia di barra, a causa della scarsa aderenza tra acciaio e calcestruzzo, richiedeva quindi una sagoma particolare alla sua estremità in modo da evitare lo sfilamento nelle zone più critiche. Gli ancoraggi degli elementi strutturali non compressi, come si può notare dalle poche tavole disponibili sugli elementi del Paraboloide, erano realizzati con pieghi ad uncino con angoli di 90°, 135° e 180°. Per accertare le caratteristiche meccaniche dell'armatura allora, si ritiene opportuno procedere all'estrazione di campioni di barre rappresentativi del tipo di acciaio realmente impiegato, in modo da controllare la loro resistenza a trazione.

La disposizione delle armature dipende da diversi fattori come la normativa e le modalità costruttive dell'epoca in cui il Paraboloide è stato costruito, gli usi della zona e anche la

sensibilità del costruttore e del direttore dei lavori. Il Paraboloide, in particolare, potrebbe essere stato realizzato senza alcun controllo sulla resistenza del calcestruzzo utilizzato e delle barre d'acciaio, così come l'intendiamo attualmente. In altre parole molto probabilmente non sono stati effettuati i controlli di accettazione.

Un ultimo elemento importante da considerare, che questa volta è a vantaggio di sicurezza, è una probabile abbondanza di armatura longitudinale, che veniva calcolata praticamente per resistere a soli sforzi di compressione assiale. Mentre per quanto riguarda le staffe, esse quasi sicuramente sono carenti e inadeguate.

Data l'età della struttura in esame, sicuramente si può dire che essa è stata costruita seguendo regole completamente diverse da quelle attuali. Risulta interessante e doveroso, quindi, riportare una breve descrizione delle norme di cui si è tenuto conto durante il progetto e la costruzione del Paraboloide.

Il Regio Decreto del 10 gennaio del 1907 stabilisce come prima cosa in che modo si può *“determinare la finezza di macinazione , dalla quale sicuramente dipende la bontà del cemento, la densità assoluta ed apparente del cemento, le caratteristiche della pasta, della malta e della sabbia normale, la prova di presa con l'ago di Vicat, le prove di resistenza a trazione, a compressione, a flessione e le prove complementari. Inoltre il R.D. stabilisce le prescrizioni normali per l'accettazione dei materiali agglomerati idraulici e quelle per l'esecuzione delle opere in cemento armato per le quali si stabilisce che la dosatura normale del conglomerato sia di 300 kg di cemento per m³ , 0,4 di sabbia asciutta e non compressa e m³ 0,8 di ghiaietto. L'acqua deve essere limpida pura e dolce.”* Una prima osservazione importante da fare è che allora non veniva detto niente riguardo al rapporto acqua/cemento. Un'altra osservazione poi riguarda la resistenza allo schiacciamento a 28 giorni di maturazione: essa non deve essere inferiore a 150 kg/cm² (15 MPa) per i conglomerati di dosatura normale, mentre per le altre dosature si prescrive che sia superiore a 5 volte il carico di sicurezza che si adotta nel calcolo. Inoltre *“Per quanto attiene la resistenza a rottura per trazione delle armature metalliche si stabilisce che sia compresa fra 36 e 45 kg/mm² (360 – 450 MPa). Per quanto attiene la preparazione dell'impasto la norma prescrive la preparazione su area pavimentata, unendo prima a secco cemento e sabbia, poi aggiunta di ghiaietto, infine ripetute aspersioni di acqua finché l'impasto assuma l'aspetto di terra appena umida. Si prescrive che i ferri siano ben puliti e nei punti di interruzione, vengano sovrapposti per una lunghezza almeno 30 diametri, legandoli insieme ed*

uncinandone le estremità, oppure riuniti con manicotto filettato. Prima del getto deve versarsi del cemento liquido, boiaccia, attorno ai ferri e nelle riprese si deve bagnare la superficie con acqua, o con boiaccia, se ancora fresco, o se invece ha già fatto presa. Per quanto attiene lo stato deformativi in esercizio la norma impone una freccia massima di 1/1000 della luce (portata) calcolata per trave incastrata alle estremità. In fase di calcolo la norma prescrive di adottare un peso specifico del c.a. pari a 2500 kg/m³ ed il rapporto tra moduli di elasticità del ferro e cemento, detto coefficiente di omogeneizzazione, pari a 10. Nel caso di una soletta rinforzata da nervature, si ammetterà che partecipi alla flessione una parte della medesima che soddisfi le seguenti condizioni.

Interasse:

- Venti volte lo spessore della soletta*
- Dieci volte la larghezza delle nervature*
- Un terzo della portata delle nervature*

Per gli sforzi interni, se si tratta di compressione, valgono le note regole; se si tratta di trazione non si fa assegnamento sulla resistenza alle tensioni del calcestruzzo.

Per il calcolo dei pilastri, quando il rapporto fra lunghezza e minima sezione trasversale supera 15, vengono calcolati come solidi gravati di punta e per le legature trasversali dei ferri, si vuole che siano così vicine da escludere la possibilità della flessione laterale dei detti ferri, considerati come isolati. Per un carico di sicurezza alla compressione del conglomerato, si assume un valore non superiore alla quinta parte di quello allo schiacciamento dopo 28 giorni. Per la tensione ammissibile di trazione e compressione del ferro omogeneo in fase di calcolo si assume il valore limite di 1000 kg/cm² e di 800 kg/cm² per lo sforzo di taglio. Una metodologia di valutazione della vulnerabilità statica di edifici in c.a. esistenti 11 tratta di nervatura. Fra le superfici delle barre in ferro deve esserci una distanza uguale al diametro delle medesime ed in ogni caso non inferiore a 2 cm, si fa eccezione per le barre messe a contatto, in ambiente aggressivo il valore è elevato a 3,5 cm.

Per rendere la soletta partecipante all'inflessione delle nervature la norma impone di posizionare i ferri ortogonalmente alle nervature stesse."¹

Il R.D.L. del 23 maggio del 1932 n° 832 aggiunge solo informazioni su cementi alluminosi, pozzolani e d'altoforno alle indicazioni del R.D.L. del 1928 che rimane ancora valido.

Nel **R.D.L. del 29 luglio del 1933 n° 1213** si ribadisce quanto detto nel R.D.L. del 1932 e quindi anche quello che riguarda il Regio Decreto del 10 gennaio del 1907. Una novità importante però riguarda nuovi limiti alle tensioni di compressione del calcestruzzo, più nel dettaglio si prescrive di non superare il valore massimo di 40 kg/cm^2 per strutture soggette a pressione semplice e di 50 kg/cm^2 per strutture inflesse di spessore non inferiore a 10 cm, questo per quanto riguarda conglomerati di cemento Portland, d'altoforno e pozzolanico. Tale valore massimo non deve superare poi i 25 kg/cm^2 se si ha a che fare con conglomerati di agglomerati cementizi. Per conglomerati di cementi ad alta resistenza od alluminosi i valori massimi debbono essere rispettivamente di 50 e di 65 kg/cm^2 . Il carico di sicurezza a taglio rimane di 2 kg/cm^2 per conglomerati di cemento Portland, d'altoforno e pozzolanici e di 4 kg/cm^2 , come disposto dal R.D.L. del 1929, per conglomerati di cemento ad alta resistenza od alluminosi. Per i pilastri si specificano poi i limiti di percentuale di armatura della sezione trasversale, i quali sono da calcolare facendo riferimento alla sezione di conglomerato strettamente necessaria in relazione al carico di sicurezza. Per le armature trasversali oltre al limite sul passo delle staffe pari a 10 volte il diametro dei ferri longitudinali si aggiunge quello della minore dimensione della sezione del pilastro ($\text{passo} < \min(\text{Base}; 10 \varphi \text{ ferri})$). Per quanto riguarda l'interruzione dei ferri, oltre alle disposizioni in merito alle lunghezze di ancoraggio ed alle piegature di estremità già presenti nel R.D.L. del 1932, viene imposto di sfalsare le interruzioni e di posizionarle nelle regioni di minore sollecitazione².

¹ Rodolfo Fisciano, "Valutazione della vulnerabilità statica di edifici in c.a. esistenti" – Tesi di Dottorato, Università degli studi di Napoli Federico II, Facoltà di Ingegneria (2007)

² Rodolfo Fisciano, "Valutazione della vulnerabilità statica di edifici in c.a. esistenti" – Tesi di Dottorato, Università degli studi di Napoli Federico II, Facoltà di Ingegneria (2007)

3.2 Il rilievo

“Occorre sapere prima ciò che si deve disegnare e tener presente che non è il prospetto, la pianta e la sezione, come immagini, a cui si vuol pervenire in prima istanza, quanto la rappresentazione dello spazio fisico, della qualità architettonica e le trasformazioni strutturali avvenute nell’opera stessa (...) il rilievo architettonico è un’operazione volta a capire l’opera nella sua globalità (...); rilevare quindi significa innanzitutto comprendere l’opera che si ha davanti, coglierne tutti i valori, da quelli dimensionali a quelli costruttivi, da quelli formali a quelli culturali.”¹

Una delle fasi più importanti nello studio del Paraboloide, in modo da ottenere una conoscenza adeguata della struttura, è l’acquisizione di un rilievo accurato e preciso dell’intera costruzione.

Come già anticipato all’inizio di questa tesi, il processo di rilievo, insieme all’elaborazione dei risultati, è stata l’unica fase che non è stata effettuata da me in quanto era già presente in un lavoro di rilievo effettuato dal Politecnico di Torino sul Paraboloide.

Si ritiene importante comunque, per completezza, riportare il processo mediante il quale è stato effettuato il rilievo, insieme ad una breve descrizione riguardo le tecniche utilizzate ed i risultati ottenuti.

Per effettuare il rilievo sono state utilizzate delle specifiche tecniche di acquisizione, in particolare esso è stato effettuato sfruttando il laser scanner, una tecnica basata sulla misurazione di distanze per mezzo di onde elettromagnetiche (Lidar).

La tecnica del laser scanner sfrutta uno strumento che in modo autonomo acquisisce milioni di punti 3D. In realtà il principio di funzionamento è molto semplice e può essere definito in base alle modalità con cui lo strumento opera.

¹ “Manuale di rilevamento architettonico e urbano”, Mario Docci, Diego Maestri - Bari, Laterza, 2009

I laser scanner infatti possono operare come strumenti statici (per monitoraggio di movimenti e deformazioni, rilievo di alta precisione) oppure come strumenti mobili (per il rilievo architettonico, come nel nostro caso).

Durante il rilievo si usa un raggio laser che si propaga a grandi distanze con un'alta direzionalità, esso è generato da oscillatori molto stabili aventi precisione pari a circa $3 \cdot 10^{-8}$ s. Quando l'onda emessa ritorna, l'oscillatore, che controlla la generazione del raggio laser, consente di avere un valore approssimato della distanza.

Il raggio laser viene deflesso mediante un meccanismo di specchi rotanti ed oscillanti che con il variare dell'angolo azimutale e zenitale, illumina la struttura da rilevare in punti contigui. Questo sistema opera misurando anche decine di migliaia di punti al secondo formando delle "nuvole di punti". Per ogni misurazione (x,y,z), il sistema fornisce l'intensità del segnale di ritorno, descrivendo la superficie dell'oggetto scansionato. Il funzionamento appena descritto è rappresentato schematicamente in **Figura 3.2**.

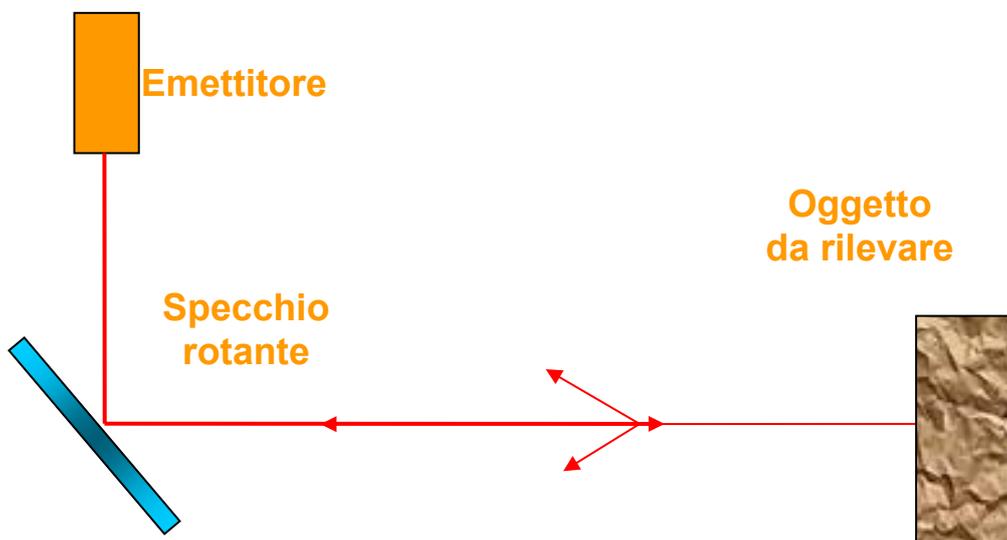


Figura 3.2 - Schema semplificato del funzionamento di un laser scanner.¹

¹ Manzino A., "EDM_Laser Principi". Politecnico di Torino

Le distanze possono essere misurate utilizzando il tempo di volo dell'impulso (*"Time of flight"*) oppure sfruttando la *"differenza di fase"*, in particolare:

- Con il metodo della differenza di fase il segnale è continuo con lunghezza d'onda nota. Questo approccio si usa per scansioni di oggetti di medie e grandi dimensioni da 1 m fino a circa 183 m. La distanza viene misurata tramite la misura dello sfasamento tra l'onda emessa e quella ricevuta, con una precisione di 10cm- 6mm.

Con riferimento alla **Figura 3.3**, se l'onda emessa risulta:

$$s_e = A \cdot \text{sen}(\omega t + \varphi_0)$$

mentre l'onda riflessa è

$$s_r = A \cdot \text{sen}[\omega \cdot (t + \Delta t) + \varphi_0]$$

è possibile determinare la differenza di fase come:

$$\varphi = \omega \cdot \Delta t = \frac{2\pi}{T} \cdot \frac{2d}{v} = \frac{2\pi}{\lambda} \cdot \frac{2d}{\psi} \Rightarrow d = \frac{\varphi}{2\pi} \cdot \frac{\lambda}{2}$$

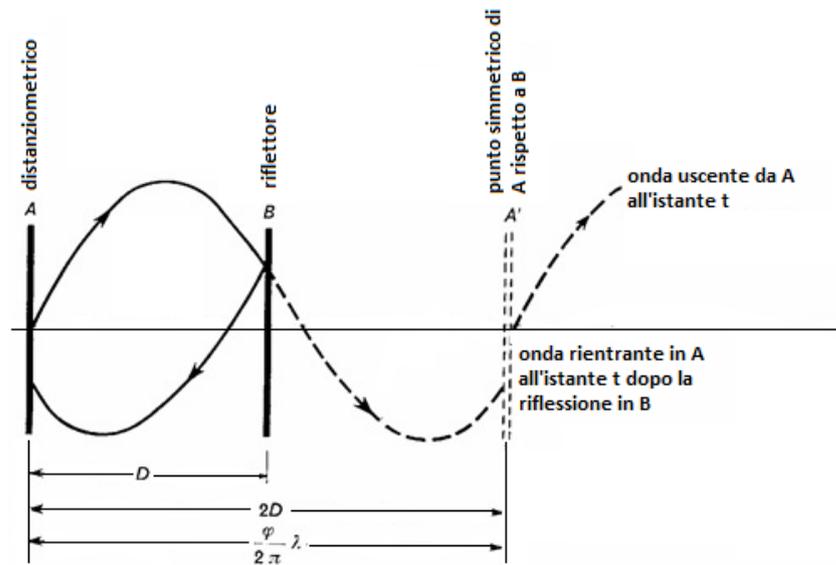


Figura 3.3- Onde uscenti e rientranti da punto "A".¹

¹ Manzino A., *"EDM_Laser Principi"*, Politecnico di Torino

Poiché la quantità $\varphi/2\pi$ è sempre compresa tra 0 e 1, per valutare una distanza superiore a $\lambda/2$ occorre tenere conto di quante $\lambda/2$ sono comprese nella distanza misurata. Questo valore, detto ambiguità, si determina utilizzando contemporaneamente onde elettromagnetiche di frequenza diversa.

$$AB = D = n \frac{\lambda}{2} + \frac{\lambda}{2} \frac{\Delta\varphi}{2\pi} + c_1 + c_2 = n \frac{\lambda}{2} + L + c$$

Se la distanza viene misurata per differenza di fase lo strumento è più lento ma più preciso.

La portata si riduce e aumenta la possibilità di avere punti non misurati all'interno della griglia di acquisizione in quanto in alcuni casi l'energia dell'onda di ritorno può non essere sufficiente ad attivare il processo di misura.

- Con il metodo “*time of flight*”, il raggio laser emesso dallo strumento raggiunge l'elemento da rilevare e viene riflesso da esso. E' possibile quindi misurare la distanza tra emettitore ed oggetto utilizzando il tempo intercorso e dividendolo per la velocità della luce.

Questo approccio si usa per scansioni di oggetti grandi e distanti da 0,5 m fino a 6000 m, adoperando strumenti che prevedono la misura di tempi trascorsi tra due impulsi o tra due treni d'onda (precisione 10cm-2mm).

In pratica, in questo caso il laser scanner esplora l'intero campo di visibilità di un punto alla volta, cambiando la direzione di osservazione per esplorare punti differenti.

La direzione del raggio emesso dal laser scanner può essere cambiata ruotando il diodo emettitore o usando un sistema di specchi di rotazione. Il secondo metodo è usato comunemente perché gli specchi sono molto più leggeri e possono essere ruotati così molto più velocemente e con più grande precisione, riducendo le vibrazioni indotte all'intero dispositivo. I laser scanner 3D a tempo di volo possono misurare tra i 10 000 e i 100 000 punti ogni secondo.

Il processo del rilievo si compone di 4 fasi fondamentali:

- Posizionamento della strumentazione;
- Scansioni da diverse posizioni in modo da coprire tutta la struttura;
- Ricomposizione delle scansioni;
- Elaborazione dei dati con l'utilizzo di un software CAD.

Si procede quindi posizionando lo strumento ad un'adeguata distanza dalla superficie da rilevare in modo da sfruttare l'angolo di visuale. Una volta selezionata la porzione su cui effettuare la scansione, si imposta la griglia di acquisizione in relazione alla zona da rilevare, ricordando che oggetti appartenenti allo stesso campo visivo ma a distanze diverse saranno ricoperti da differenti densità di punti. La scansione ottenuta si presenta già come una superficie, una "*Mesh*" di triangoli. La risoluzione della singola scansione dipende dalla quantità di materia inquadrata; essa è funzione quindi della distanza dall'oggetto e dal tipo di ottica utilizzata;.

Durante la scansione si deve fare attenzione anche alle zone d'ombra create da oggetti anteposti al piano in cui si trova il soggetto da rilevare. Per rimediare alle carenze di informazioni nelle zone rimaste coperte si deve cambiare la posizione dello strumento in modo da poter effettuare una scansione della zona d'ombra.

Nella scelta dello strumento da utilizzare nel rilievo intervengono numerosi fattori, tra cui ovviamente precisione e portata.

Essi però sono solo due degli aspetti che devono essere considerati per stabilire la qualità di uno strumento laser scanner nel rilievo di un particolare elemento.

Non meno importanti risultano infatti:

- La velocità di acquisizione;
- La risoluzione di scansione e la divergenza dl raggio laser;
- La portata reale;
- Il campo di misura;
- Il riconoscimento automatico di segnali;
- L'acquisizione RGB;
- L'autonomia operativa;

- La maneggevolezza;
- Il software di acquisizione e di gestione.

Un problema molto importante durante il rilievo con laser scanner è però l'acquisizione. Essa infatti avviene praticamente senza nessun criterio logico: in genere infatti si ottengono molti punti che non servono, per esempio su superfici lisce, e pochi o nessuno dove sono necessari (lungo le linee di discontinuità).

In questo caso quindi i problemi da affrontare sono complessi in quanto le discontinuità (break-lines) sono la regola ed è fondamentale anche tenere conto del fattore economico (in questi settori si vuole sempre molto spendendo poco).

Se il controllo intelligente dell'acquisizione viene meno occorre aumentare "l'intelligenza" nel trattamento dei dati. Occorre quindi tradurre in processi di intelligenza artificiale il complesso lavoro di interpretazione di una forma geometrica.

La questa sfida può essere affrontata in due modi:

- Modalità riduttiva, con la possibilità di ottenere forse più rapidamente e più economicamente i prodotti tradizionali
- Modalità propositiva, con l'opportunità di generare nuovi strumenti di descrizione e rappresentazione delle forme complesse.

Una volta terminata la fase del rilievo, si passa al trattamento dei dati laser acquisiti ed all'allineamento delle scansioni adiacenti.

Con il termine trattamento preliminare del dato laser si intendono tutte le operazioni che vengono effettuate direttamente sulla nuvola di punti per la creazione di un modello 3D completo e corretto dell'oggetto. Al termine di questo insieme di operazioni il modello ottenuto è ancora sotto forma di punti sparsi ma privo di errori di acquisizione ed espresso in un unico sistema di riferimento scelto a piacere.

Questa fase si compone dei seguenti passaggi:

- Ricerca di punti pre-segnalizzati all'interno della scansione laser (si utilizzano marker o entità geometriche di vario tipo, target piani o sferici);
- Filtratura della nuvola di punti per l'eliminazione degli errori di acquisizione (*outliers* e *gross errors*) e del rumore presenti;

- Eliminazione dei punti non contestualmente legati all'oggetto (ad esempio punti di sfondo, persone, veicoli, ecc.);
- Allineamento automatico o manuale delle scansioni tridimensionali adiacenti;
- Georeferenziazione delle nuvole di punti in un sistema di riferimento esterno noto a priori;
- Estrazione degli elaborati CAD bidimensionali (piante, prospetti Sezioni);
- Triangolazione laser a modelli indipendenti delle nuvole di punti ;
- Colorazione della nuvola di punti per mezzo delle immagini digitali acquisite durante le operazioni di rilievo.

Il risultato che si ottiene dall'insieme delle operazioni elencate è una nuvola di punti complessa e completa dell'oggetto, che rappresenta il corretto punto di partenza per la creazione di qualsiasi prodotto rivolto all'utilizzatore finale dei dati.

Il rilievo laser del Paraboloide è stato effettuato facendo riferimento al Sistema Cartografico Nazionale per mezzo di un GNNS (sistema globale di navigazione satellitare). Oltre a fornire un sistema globale di coordinate per il rilievo, in questo modo la rete topografica consente di controllare la propagazione di errore e, allo stesso tempo, di fornire un riferimento cartografico.

Per effettuare il rilievo completo e garantire una completa copertura a tre dimensioni di tutta la struttura, il piano di acquisizione della scansione deve assicurare una sufficiente sovrapposizione delle nuvole di acquisizione di punti, aspetto fondamentale esattamente quanto l'alta risoluzione e l'accurata precisione dello scanner.

L'acquisizione degli interni del Paraboloide è stata realizzata con lo scanner posizionato a terra in 7 posizioni di scansione. La scansione ha permesso non solo di ottenere l'andamento esatto della volta e delle costole, ma anche di avere una mappatura delle regioni colpite dal degrado del calcestruzzo.

L'esterno dell'edificio è stato acquisito invece con una serie di osservazioni dal terreno, tutte intorno all'edificio con in totale 11 posizioni di scansione. Si è sfruttato poi un ascensore in modo da arrivare ad un'altezza compresa tra 3,8 e 5,9 m, corrispondente all'altezza delle coperture laterali, in modo da acquisire meglio la parte superiore della volta (12 posizioni di scansione).

Si sono sfruttati inoltre un certo numero di target riflettenti posti sull'edificio in modo da agevolare l'allineamento delle diverse nuvole di punti. In particolare si è riusciti ad ottenere errori medi minore di 1 centimetro.

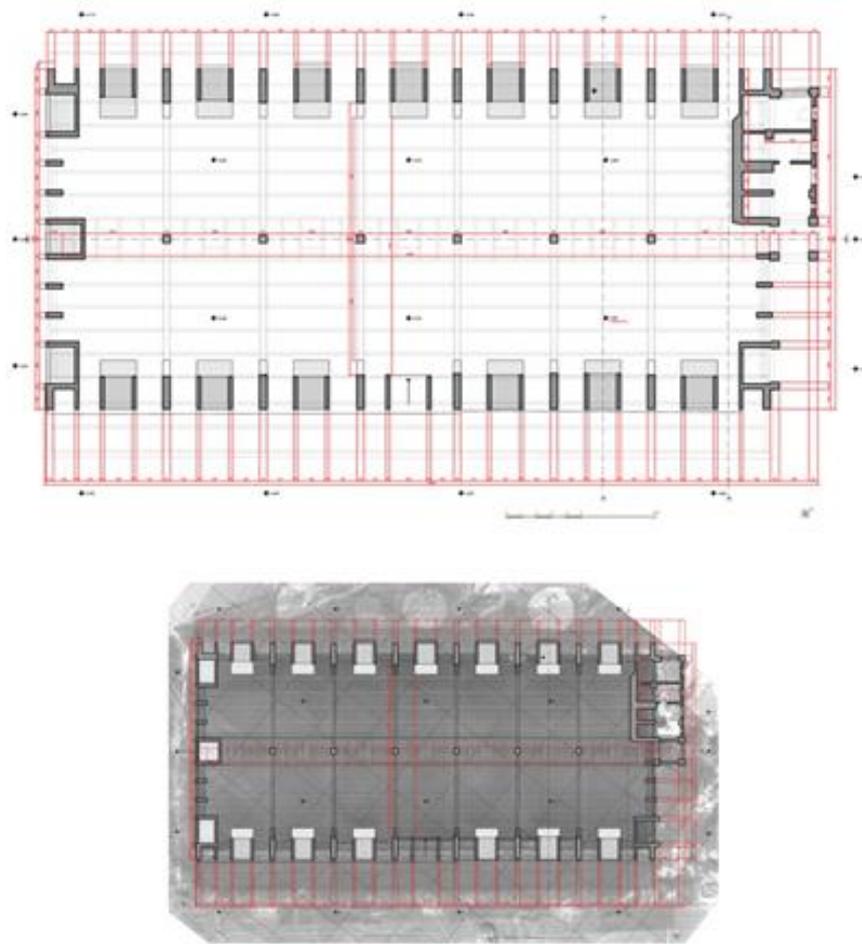


Figura 3.4- *Pianta del Paraboloid e generazione di essa utilizzando la nuvola di punti.*¹

¹ Clara Bertolini Cesari, Antonia Spanò, Tanja Marzi, Invernizzi Stefano, “*The thin concrete vault of the Paraboloid of Casale, Italy. Innovate methodologies for the survey, structural assessment and conservation interventions*”, Politecnico di Torino. Pagina 4.

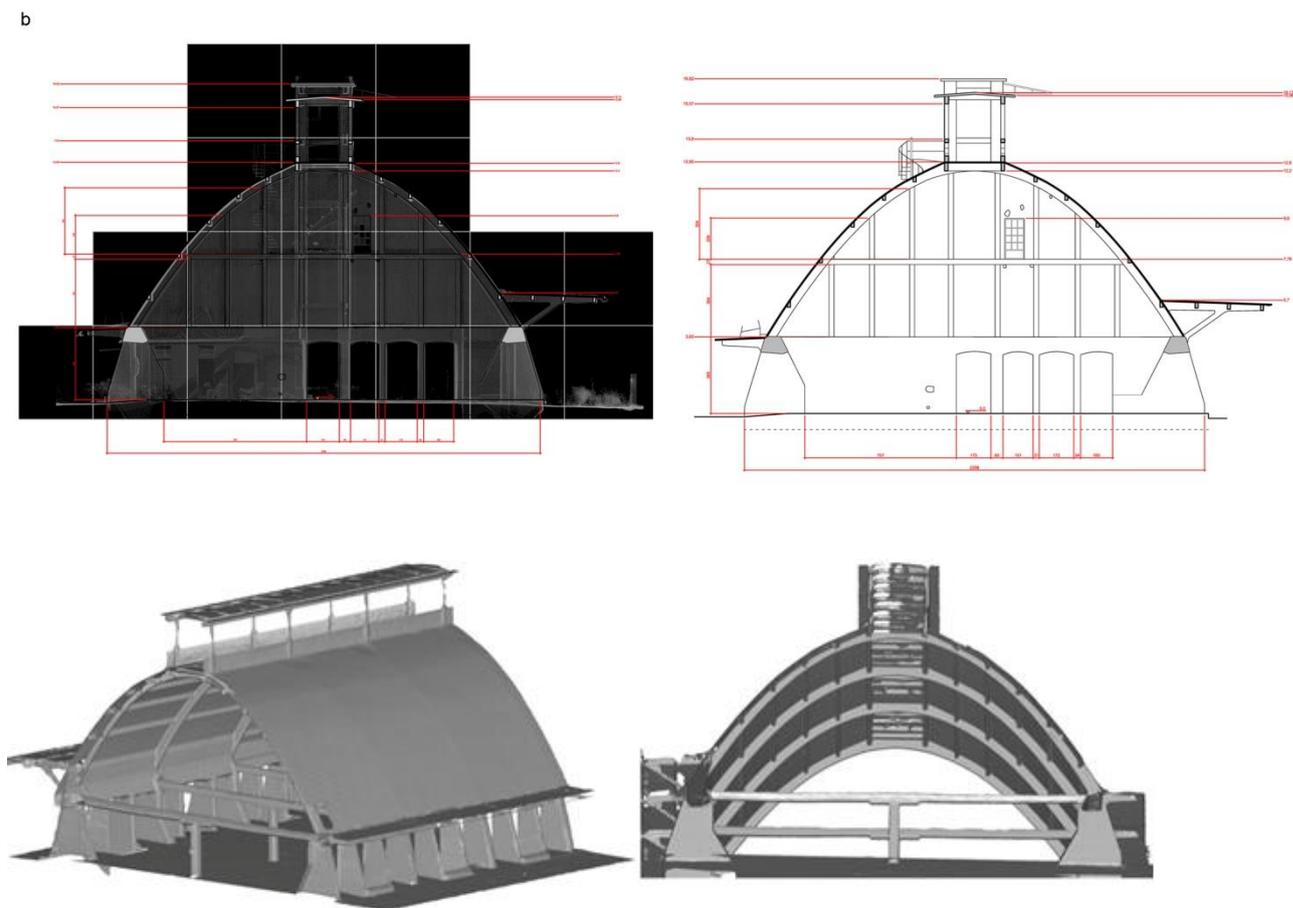


Figura 3.5 - Sezione verticale del Paraboloid e generazione utilizzando la nuvola di punti¹

Dal rilievo laser, come già anticipato, si ottiene un nuvola di punti che però necessita di essere “pulita”. A questo scopo si è usato un processo automatico in modo da ottenere una profonda riduzione del rumore. La densità iniziale dei punti poi viene ridotta in modo da evitare un’onerosa attività di calcolo e quindi ridurre i tempi di elaborazione.

La rete di punti risultante a questo punto deve essere attentamente studiata: da un lato è necessario mantenere i dettagli utili, mentre, dall'altro lato, una maglia troppo raffinati può essere eccessiva ed inutile.

L'osservazione dei risultati, sia bidimensionali e tridimensionali, permette una prima valutazione delle condizioni di salute della struttura: si può notare subito infatti che non ci

¹ Clara Bertolini Cesari, Antonia Spanò, Tanja Marzi, Invernizzi Stefano, “*The thin concrete vault of the Paraboloid of Casale, Italy. Innovate methodologies for the survey, structural assessment and conservation interventions*”, Politecnico di Torino. Pagina 5.

sono cedimenti o anomalie della grande volta forma. La possibilità di analizzare con un elevato livello di dettaglio i profili di sezione inoltre, dimostra che la struttura attuale è aderente alla forma originale.

In aggiunta, il modello 3D creato permette di conoscere in dettaglio le dimensioni e l'ordine spaziale di ciascun elemento della struttura, di conseguenza è possibile costruire un modello schematico che illustra gli elementi strutturali principali e secondari con un livello elevato di aderenza alla realtà.

Sicuramente questo tipo di modello permette di avviare le analisi strutturali con la possibilità di valutare per gli elementi il comportamento statico in modo molto più profondo.

Di seguito si riportano delle immagini che rappresentano come è stato possibile generare, a partire dalla nuvola di punti acquisita, un modello 3D “dwg”, che è stato utilizzato successivamente poi per modellare il Paraboloido su software ad elementi finiti.

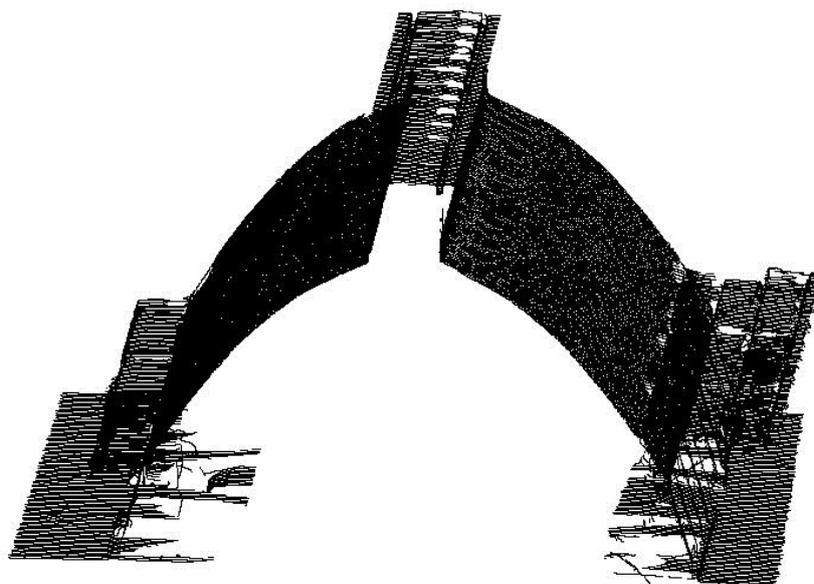


Figura 3.6 - Modello 3D del Paraboloido costruito con la nuvola di punti.¹

¹ Clara Bertolini Cesari, Antonia Spanò, Tanja Marzi, Invernizzi Stefano, “*The thin concrete vault of the Paraboloido of Casale, Italy. Innovate methodologies for the survey, structural assessment and conservation interventions*”, Politecnico di Torino. Pagina 6.

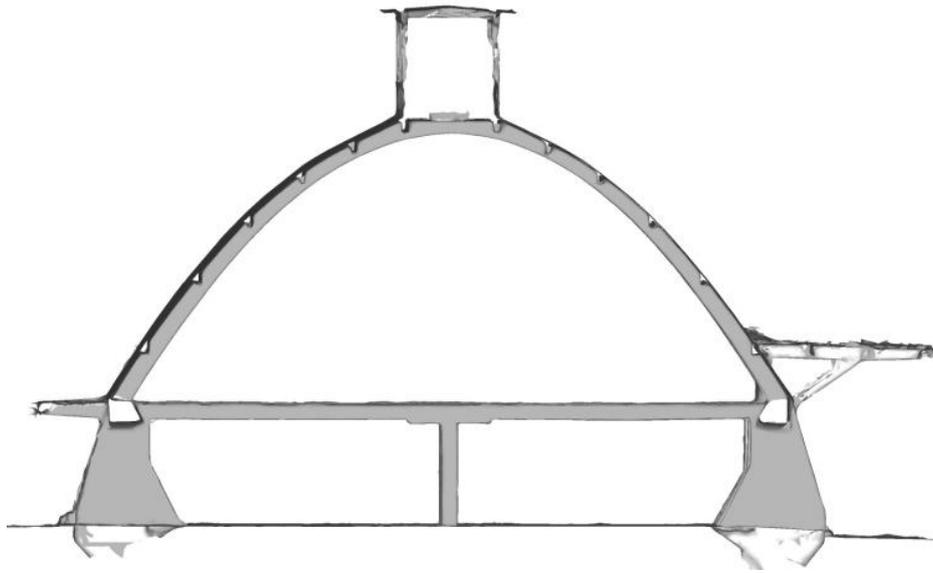


Figura 3.7 – Sezione del Modello 3D del Paraboloide costruito con la nuvola di punti.¹

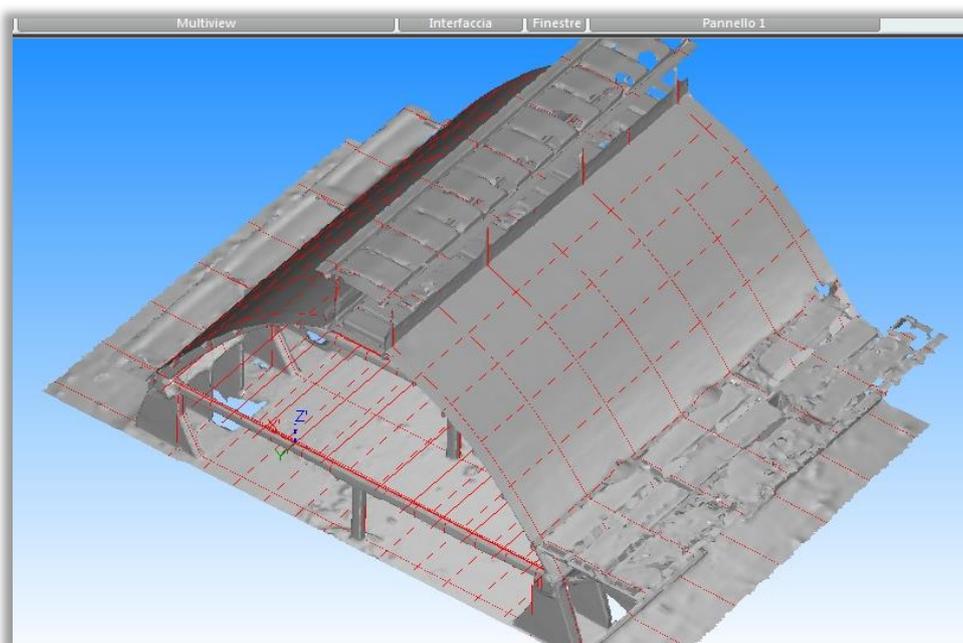


Figura 3.8 - Modello 3D del Paraboloide costruito con la nuvola di punti.¹

¹ Clara Bertolini Cesari, Antonia Spanò, Tanja Marzi, Invernizzi Stefano, “*The thin concrete vault of the Paraboloide of Casale, Italy. Innovate methodologies for the survey, structural assessment and conservation interventions*”, Politecnico di Torino. Pagina 6.

Nelle figure precedenti è evidenziato come è possibile creare i piani delle sezioni a partire dal modello 3D, generato con l'acquisizione dal Laser scanner. In questo modo gli elementi possono essere posizionati in posizione esatta.

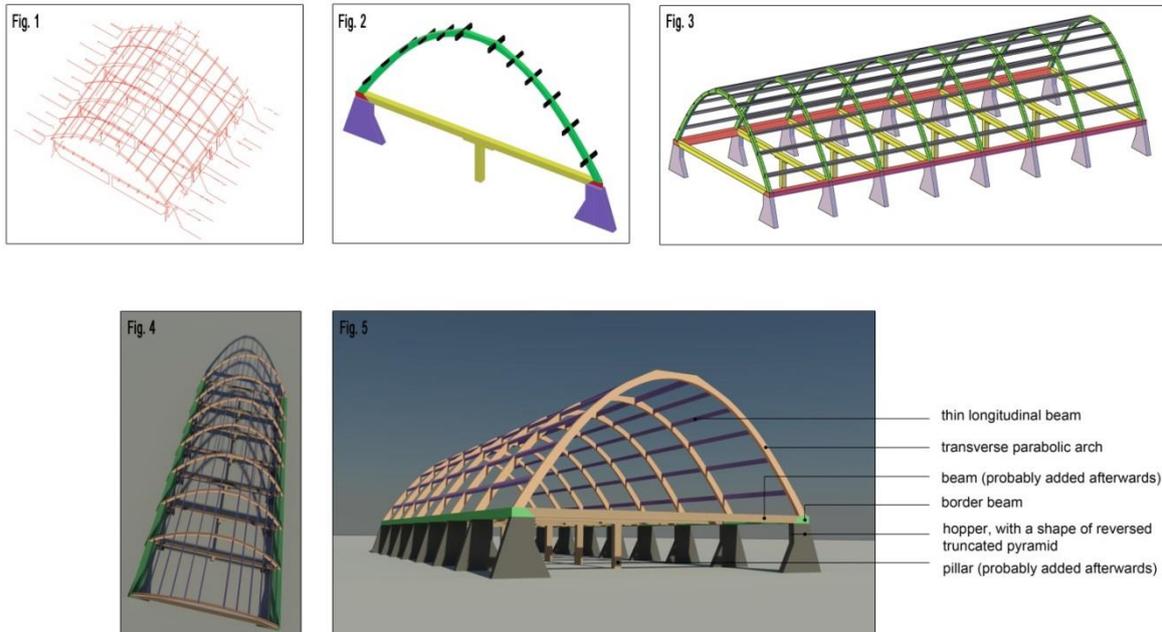


Figura 3.9 - Creazione degli elementi strutturali del Paraboloide.¹



Figura 3.10 - Vista 3D dell'intradosso del Paraboloide¹

¹ Clara Bertolini Cesari, Antonia Spanò, Tanja Marzi, Invernizzi Stefano, "The thin concrete vault of the Paraboloid of Casale, Italy. Innovate methodologies for the survey, structural assessment and conservation interventions", Politecnico di Torino. Pagina 6

La tecnica utilizzata per l'analisi della superficie del Paraboloide sfrutta l'uso di vari software di modellazione per ottenere delle proiezioni del guscio, su cui effettuare poi l'analisi del degrado.

A questo scopo sono state individuate delle porzioni di struttura da prendere come campione. In particolare sono state individuate tre campate centrali dell'intradosso della struttura, in questo modo è possibile quindi considerare la percentuale di superficie degradata nel campione rappresentativa dell'intera struttura.

Sono state rilevate quattro classi di degrado della superficie: livello basso e medio livello di carbonatazione, superfici non ancora interessate da carbonatazione e crescita biologica all'intradosso della superficie del calcestruzzo.

Si riportano delle immagini dell'intradosso del guscio che è stato analizzato con i relativi risultati ottenuti.

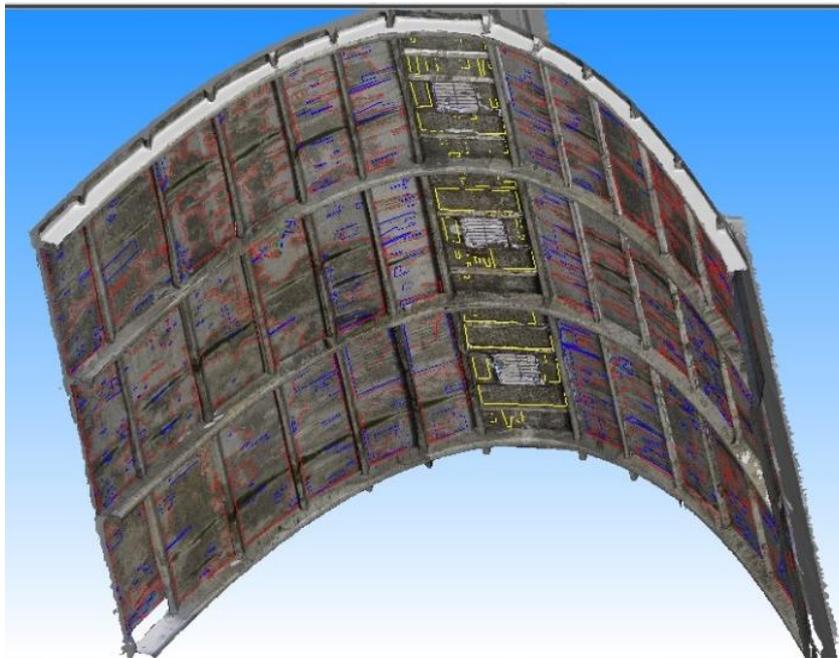


Figura 3.11 - Vista 3D dell'intradosso del Paraboloide, in cui sono evidenziate le aree degradate¹.

¹ Clara Bertolini Cestari, Antonia Spanò, Tanja Marzi, Invernizzi Stefano. “*The thin concrete vault of the Paraboloid of Casale, Italy. Innovative methodologies for the survey, structural assessment and conservation interventions*”, Politecnico di Torino. Pagina 7.

Livello di degrado	Area (m ²)	Percentuale di superficie interessata
Crescita biologica	232.53	40%
Basso livello di carbonatazione	17.49	4%
Medio livello di carbonatazione	43.98	9%
Superficie non interessata da carbonatazione	195.69	37%

Tabella 3.1 – Percentuale dei diversi livelli di degrado su una porzione di guscio del Paraboloide.

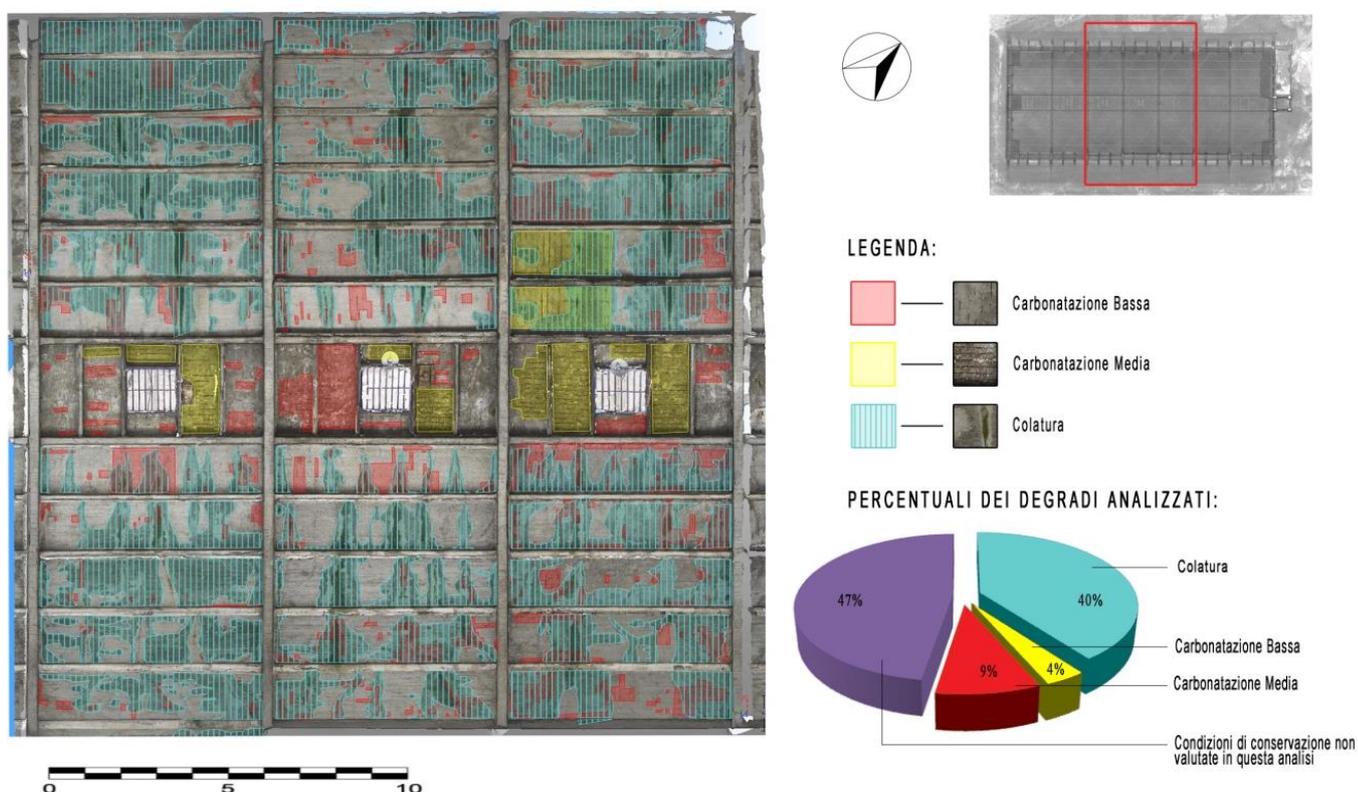


Figura 3.12 - Vista piana dell'intradosso degradato di una parte del guscio del Paraboloide ed elaborazione dei dati.¹

¹ Clara Bertolini Cesari, Antonia Spanò, Tanja Marzi, Invernizzi Stefano, "The thin concrete vault of the Paraboloide of Casale, Italy. Innovative methodologies for the survey, structural assessment and conservation interventions", Politecnico di Torino – pagina 7

A questo studio, che come già ribadito, non è stato effettuato in questa tesi, sicuramente vanno accostate delle indagini più approfondite. In particolare è raccomandato sicuramente il test alla fenolftaleina (Paragrafo 3.4.1), che serve per determinare con maggior dettaglio il livello di penetrazione dell'anidride carbonica all'interno del calcestruzzo¹.

¹ Clara Bertolini Cesari, Antonia Spanò, Tanja Marzi, Invernizzi Stefano, “*The thin concrete vault of the Paraboloid of Casale, Italy. Innovative methodologies for the survey, structural assessment and conservation interventions*”, Politecnico di Torino

3.3 Il degrado nelle strutture in cemento armato

3.3.1 La durabilità

Effettuare la diagnosi del degrado di una struttura in cemento armato, e quindi anche la determinazione delle caratteristiche fisiche chimiche e meccaniche del calcestruzzo, è una delle fasi più importanti durante il processo di verifica di una struttura.

Il degrado del Paraboloido è riconducibile a numerosi fattori, tra cui l'ambiente atmosferico, quindi l'esposizione della struttura e anche la qualità del calcestruzzo in se, che essendo molto antico ovviamente ha caratteristiche più scadenti rispetto a quelle dei materiali attuali. Attualmente è importantissimo, nella progettazione di strutture durabili, tenere conto delle effettive condizioni di esercizio dell'opera, la quale è soggetta non solo a sollecitazioni di tipo statico o dinamico, ma anche sollecitazioni ambientali, di tipo chimico, fisico e meccanico.

Per progettare una struttura durevole quindi, adesso si utilizzano tecniche specifiche e mirate che possano consentire, per esempio mediante l'impiego di calcestruzzi impermeabili e di copriferri adeguati, di ritardare il più possibile l'ingresso degli agenti aggressivi che portano alla depassivazione delle armature. Oppure, ad esempio è possibile utilizzare calcestruzzi areati in modo da limitare gli effetti del degrado causati da cicli di gelo e disgelo.

Nelle linee guida sul calcestruzzo strutturale, si legge che *“agli effetti della vita in servizio di una struttura occorre distinguere tra la durabilità potenziale del calcestruzzo, inteso come materiale da utilizzare in una specificata condizione ambientale, e la durabilità effettiva del calcestruzzo in opera cioè le proprietà che esso ha nel contesto della struttura”*.

“Premesso che ogni fenomeno di deterioramento che si manifesta in una struttura è la conseguenza della incompatibilità tra qualità locali del calcestruzzo e condizioni locali di esposizione, appare evidente che la vita in servizio associata al calcestruzzo come materiale potrà essere effettivamente raggiunta dalla struttura purché, a posa in opera avvenuta, la

*qualità del calcestruzzo non sia stata in qualche modo compromessa e purché le condizioni di esposizione stimate in sede di progetto non subiscano nel tempo variazioni di rilievo”.*¹

I fattori che sicuramente sono stati la causa di variazioni negative sulle proprietà meccaniche e fisiche del calcestruzzo del Paraboloide dipendono da:

- Complessità dalle scelte architettoniche e progettuali;
- Forme molto particolari delle casseformi, che probabilmente hanno favorito la presenza di vuoti dovuti anche a inadeguata compattazione o non omogenea distribuzione dell'impasto nella cassaforma;
- Esposizione dei materiali utilizzati per la costruzioni ad ambienti aggressivi (bisogna ricordare infatti che il Paraboloide è stato utilizzato come fabbrica e deposito di Clinker),
- Cattiva, o completamente assente manutenzione sia ordinaria che straordinaria.

Per controllare di solito la qualità del calcestruzzo durabile indaga sulla sua resistenza a compressione. Questo perché modo implicitamente si può arrivare alla relazione permeabilità-rapporto acqua/cemento-resistenza meccanica. Infatti se diminuisce il rapporto acqua/cemento, diminuisce anche il volume dei pori capillari penetrabili dalle sostanze che sono presenti nell'ambiente di esposizione, e quindi diminuisce la permeabilità ed aumenta la resistenza meccanica. In realtà non c'è una relazione lineare decrescente tra permeabilità e resistenza, però il controllo della durabilità, sfruttando le indagini sulla resistenza, è considerato comunque affidabile. In particolare è comunque più affidabile considerare le informazioni sulla resistenza in luogo di indagini sul rapporto in acqua/cemento perché i metodi che vengono utilizzati per determinare il dosaggio di cemento ed acqua sono poco precisi e anche difficili da effettuare.

Altre caratteristiche molto importanti, che vanno ad incidere sulla durabilità di una struttura e che quindi hanno avuto conseguenze sul degrado del Paraboloide, sono il microclima e i dettagli di progetto. In particolare con microclima si intendono le condizioni di esposizione che effettivamente sono a contatto con la superficie che si sta analizzando. Esso in generale infatti può essere diverso dal macroclima e anche diverso da un punto all'altro della

¹ “Linee guida sul calcestruzzo strutturale”, par. 7.1

superficie. A questo si aggiungono i dettagli di progetto che concorrono a creare diversità e variabilità di degrado strutturale.

Il Paraboloide, ma in realtà qualsiasi altra struttura in cemento armato esposta in ambiente naturale, risulta esposti a tre processi che mettono a rischio la sua durabilità: cicli gelo e disgelo, attacco chimico e corrosione dell'armatura. Praticamente l'anidride carbonica e/o i cloruri promuovono il processo di corrosione fino ad arrivare alla depassivazione delle armature. Insieme ad esse intervengono poi l'umidità relativa dell'aria che determina quella interna al calcestruzzo, e la penetrazione di ossigeno indispensabile per mantenere attiva la reazione catodica.

Più nel dettaglio, *“La velocità di corrosione aumenta con l'umidità relativa interna al calcestruzzo, diventa significativa quando questa supera il 75%, raggiunge un massimo intorno al 95%, quindi decade rapidamente e diventa trascurabile a saturazione per la bassa velocità con cui l'ossigeno si diffonde nei pori pieni d'acqua o quasi”*. Per controllare la velocità di corrosione si utilizza la resistività del calcestruzzo.

Praticamente tutti i processi di degrado richiedono acqua. Oltre al processo di corrosione infatti anche l'attacco da gelo/disgelo e quello chimico risultano influenzati dal grado di saturazione del calcestruzzo e di conseguenza dalle condizioni di umidità dell'ambiente di esposizione.

In realtà, quello che consente a tutti questi meccanismi di attivarsi è lo stato di umidità del calcestruzzo. Esso infatti si mantiene costante quando è stazionaria l'umidità esterna e assume acqua dall'ambiente più rapidamente di quanto ne perde. A conseguenza di ciò, l'umidità media interna tende ad essere più alta dell'umidità media esterna.

Per quanto appena esposto, bisogna fare molta attenzione durante l'analisi del degrado del Paraboloide. Infatti si sa che ogni struttura ha un livello di degrado raggiunto il quale non è più in grado di assolvere alla funzione assegnata o di fornire la prestazione per la quale è stata progettata. Questa perdita di funzionalità riguarda la sicurezza, la destinazione d'uso o anche l'estetica della struttura.¹

¹ Salvatore Lombardo, *“Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato”*, Dario Flaccovio Editore, 2012 pagine 394-396

E' possibile operare una classificazione dei processi di degrado in una struttura in cemento armato (**Figura 3.13**). Più in particolare i processi di degrado che può subire il calcestruzzo possono essere distinti in: fisici (nel caso in cui essi sono causati da variazioni termiche naturali, ad esempio i cicli gelo-disgelo, oppure artificiali, come quelle prodotte da incendi), meccanici (come abrasione, erosione, urto, esplosione), chimici (attacco acido, solfatico, da solfuri, da acque pure, da acqua di mare, reazioni alcali-aggregati), biologici (azione del fouling) e strutturali (sovraccarichi, assestamenti, sollecitazioni ripetute ciclicamente).

In realtà questa classificazione è puramente indicativa perché in pratica alcuni dei processi si sovrappongono, dando luogo frequentemente ad azioni sinergiche. Nella maggior parte dei casi infatti, e anche nel Paraboloido, in cui quest'azione sinergica è particolarmente evidente, si può aggiungere un altro tipo di attacco: la corrosione delle armature¹.

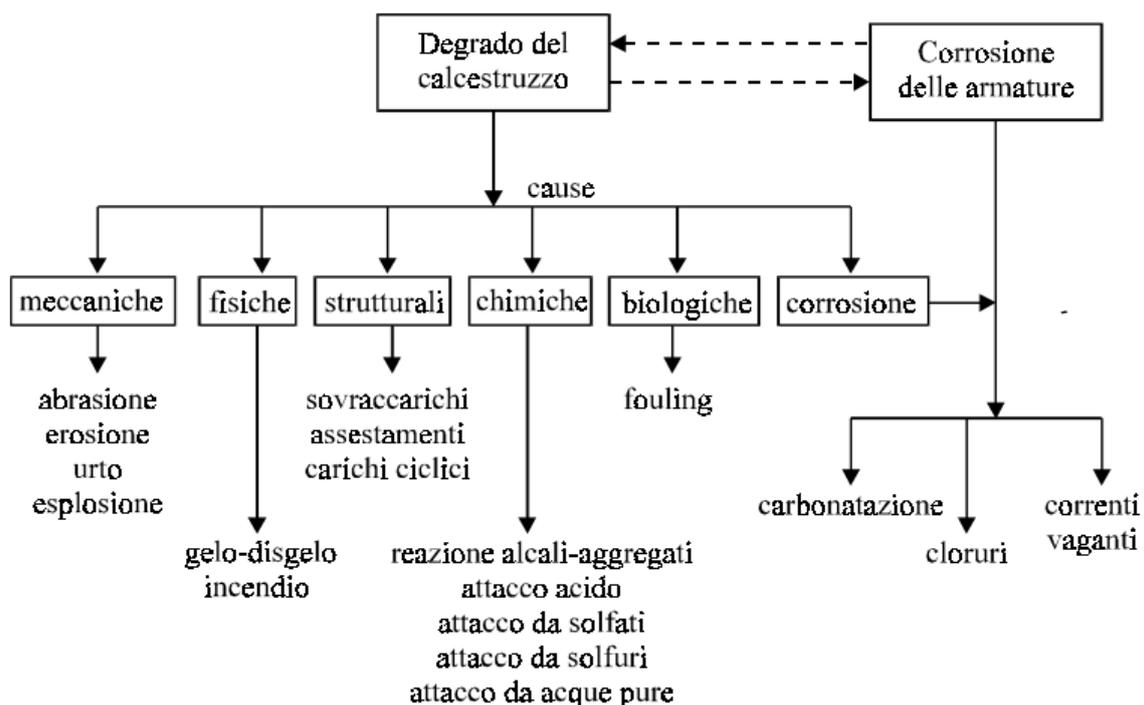


Figura 3.13¹ – Schema sintetico in cui sono riassunte le cause di degrado in servizio in una struttura in cemento armato.

¹ Pietro Pedferri, "La corrosione delle armature nel calcestruzzo", Politecnico di Milano. <http://www.unibg.it/dati/corsi/8421/6558-pedferri%20corrosione%20nel%20cls%202004.pdf>

3.3.2 La permeabilità

In qualunque struttura in calcestruzzo armato sono presenti delle cavità interne e delle porosità, le quali consentono a liquidi e gas che sono presenti nel microclima di entrare nel calcestruzzo. I fattori che influenzano la permeabilità sono i seguenti:

- Il rapporto acqua/cemento: se nell'impasto è presente acqua in eccesso infatti, nella pasta cementizia in maturazione si creano dei pori capillari che sono tanto più grandi quanto maggiore è il rapporto acqua/cemento. Questo porta anche ad un aumento del fenomeno del ritiro.
- Compattazione del calcestruzzo: è importante che le modalità di compattazione del calcestruzzo siano tali da non lasciare spazi vuoti durante il getto.
- Condizioni di maturazione: se il calcestruzzo che deve maturare è soggetto ad una velocità di essiccamento molto alta, la quale può essere causata da elevate temperature esterne, si possono formare porosità negli strati più esterni compromettendo il copriferro con pregiudizio per l'integrità delle armature metalliche.¹

La permeabilità gioca un ruolo importantissimo nel trasporto di fluidi e sostanze all'interno del calcestruzzo. Sono stati fatti numerosi studi a riguardo, per esempio si sono considerate delle importanti correlazioni tra assorbimento capillare e velocità di carbonatazione, penetrazione degli ioni cloruro e anche perdita in peso del calcestruzzo sottoposto all'azione di ripetuti cicli gelo/disgelo.²

¹ Pedferri. P., *“La corrosione delle armature nel calcestruzzo”*, Convegno sulle opere in calcestruzzo: durabilità e ripristino, Milano, dicembre 1985.

² Salvatore Lombardo, *“Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato”*. Dario Flaccovio Editore, 2012. Pagine 402-408.

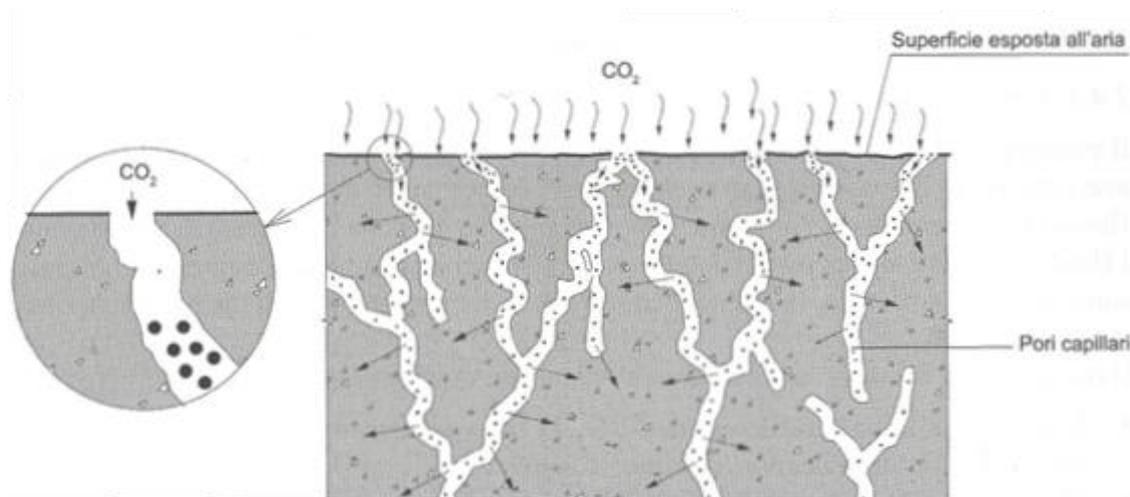
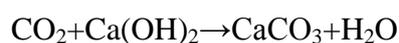


Figura 3.14 - Diffusione della CO_2 nei pori del calcestruzzo.¹

3.3.3 La carbonatazione

Tramite il processo della carbonatazione l'anidride carbonica che è presente in concentrazioni variabili nell'aria (dallo 0,2% allo 0,4%) viene assorbita dal calcestruzzo che è esposto direttamente agli agenti atmosferici. In questo modo l'idrossido di calcio $[Ca(OH)_2]$ si trasforma in carbonato di calcio $[CaCO_3]$ secondo la reazione seguente:



La carbonatazione parte dalla superficie esterna a contatto con il microclima e inizia a propagarsi verso le regioni più interne del calcestruzzo con una velocità decrescente.

Il fronte di avanzamento della penetrazione dell'anidride carbonica avviene in maniera abbastanza distinta coinvolgendo nella reazione tutte le fasi idrate della pasta cementizia, compresi i solfo alluminati. Come già anticipato, la reazione avviene se è presente un minimo di acqua nei pori del calcestruzzo. Visto che, in pratica, per raggiungere il fronte di carbonatazione l'anidride carbonica deve diffondersi attraverso una zona che è già carbonatata, se i pori sono completamente pieni d'acqua la velocità di carbonatazione decade in quanto la CO_2 si diffonde molto lentamente nel liquido.

¹ Salvatore Lombardo, "Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato". Dario Flaccovio Editore, 2012, pagina 402

I prodotti della carbonatazione completa sono: carbonato di calcio (calcite, aragonite e vaterite), solfato di calcio biidrato, forme idrate di silice, di allumina e ossido ferrico. La quantità di CO_2 che è necessaria a carbonatare un certo volume di calcestruzzo cresce con l'aumentare del quantitativo di calcestruzzo e se viene impiegato il cemento Portland (questa tipologia di cemento infatti è il legante più attivo nel produrre idrossido di calcio durante il processo di idratazione).

Con la carbonatazione si elimina la barriera alcalina che si forma dallo strato passivante di ossido di ferro insolubile (questo materiale infatti ha lo scopo di proteggere dall'ossidazione l'armatura). Per questo è importante avere uno spessore del copriferro sufficientemente grande, in modo da prevenire la depassivazione delle armature¹.

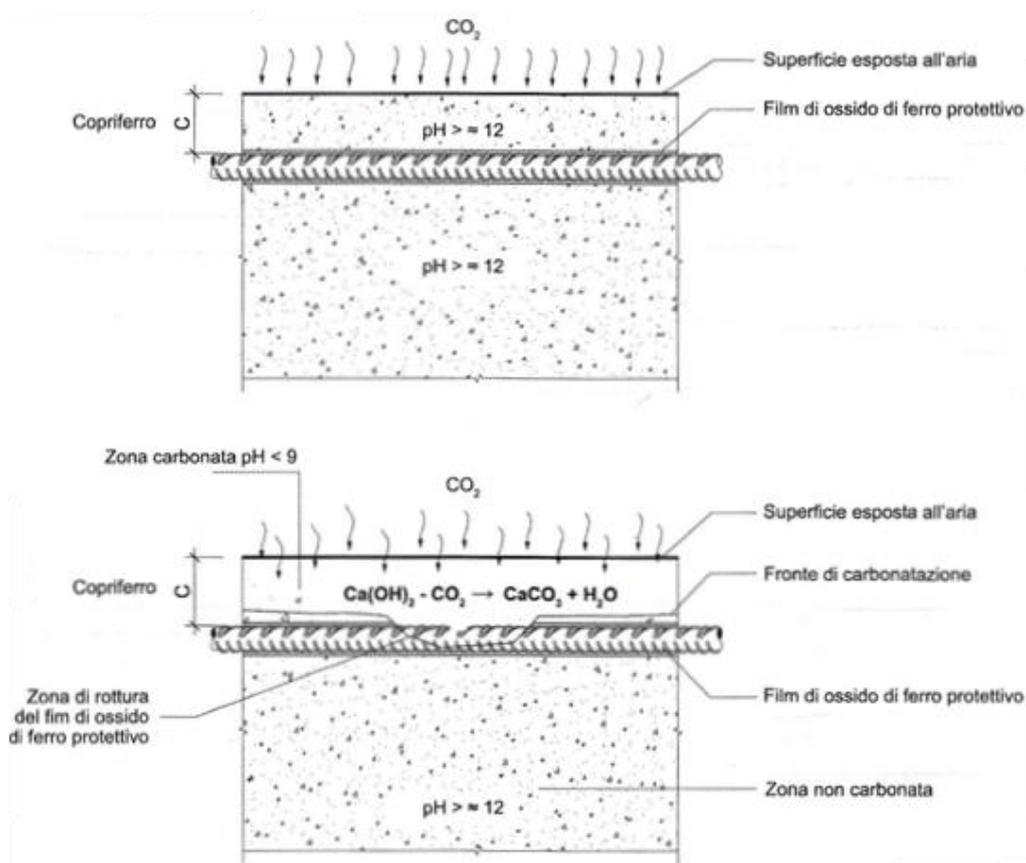


Figura 3.15 - Il processo di carbonatazione al variare del pH².

¹Salvatore Lombardo, "Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato". Dario Flaccovio Editore, 2012, pagina 409.

² Salvatore Lombardo, "Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato", Dario Flaccovio Editore, 2012, pagina 410.

In pratica la carbonatazione avviene con particolari valori del pH del calcestruzzo. In particolare:

- Se il pH è maggiore di 12 il calcestruzzo non è carbonatato e le armature quindi non sono soggette a corrosione;
- Se il pH è invece minore di 9 viene innescato il processo di corrosione delle armature non appena la carbonatazione raggiunge la profondità del copriferro.

Se si indica con s la profondità dello strato di carbonatazione, esso seguirà una legge del tipo:

$$s = k t^{1/n}$$

in cui:

- k è una costante (dipende da fattori ambientali come l'umidità relativa, la temperatura o il contenuto di CO_2 nell'atmosfera e dalle proprietà del calcestruzzo come il rapporto a/c o la sua stagionatura). Il valore di k varia nel tempo e nei diversi punti dell'elemento strutturale: per esempio k assume valori diversi a seconda se la zona interessata è soggetta a pioggia o no. Per determinare k si devono compiere dei semplici test in laboratorio;
- t è il tempo;
- n dipende dalla porosità del calcestruzzo (vale 2 se il calcestruzzo è poroso ed è maggiore di 2 se il calcestruzzo è compatto).

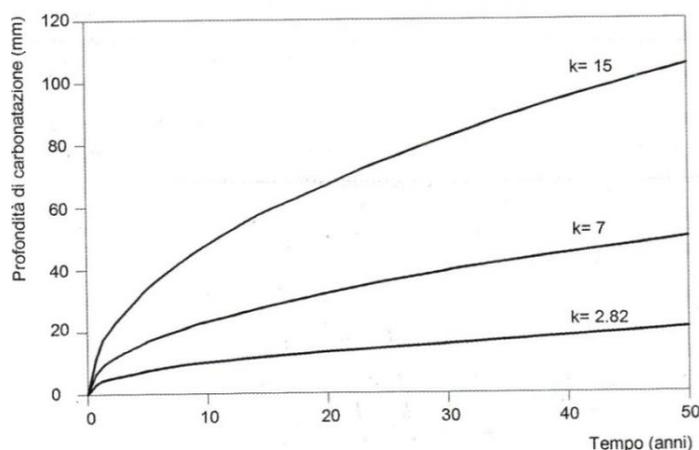


Figura 3.16 - Profondità di carbonatazione in funzione del tempo e di k^1 .

¹Salvatore Lombardo, "Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato", Dario Flaccovio Editore, 2012, pagina 412.

In pratica comunque, la legge della formula $s=k t^{1/n}$ sovrastima le profondità di carbonatazione soprattutto se il calcestruzzo ha un'età molto avanzata. Per questo motivo in letteratura sono presenti numerose formulazioni in cui l'esponente $1/n$ è minore di $1/2$.

In una struttura in servizio si può osservare allora che vi sono limiti al calcolo di s , probabilmente dovuti al fatto che i parametri contenuti all'interno della costante cambiano anche nel tempo, oltre che nella posizione in cui il calcestruzzo si trova.

Alla complessità del fenomeno contribuisce poi il fatto che la carbonatazione va a modificare la struttura dei pori e di conseguenza la diffusività della zona carbonatata.

Il fatto poi che la carbonatazione si osserva solo in zone particolari dell'elemento strutturale che si sta indagando viene attribuito agli effetti non omogenei della stagionatura non protetta e a differenze di microclima, le quali comportano una certa variabilità sia nel contenuto e sia nella distribuzione dell'umidità nel calcestruzzo.

Per tutti questi motivi allora espressioni del tipo $s=k t^{1/n}$ non possono ritenersi molto affidabili per prevedere con precisione la profondità della carbonatazione a lungo termine; sono utili però per decidere i provvedimenti adottare in modo da procrastinare i tempi di penetrazione.

Se le strutture considerate hanno un'età molto avanzata (come per il Paraboloide) lo spessore dello strato carbonatato non è più dell'ordine di qualche millimetro, ma raggiunge profondità significative (questo accade anche se l'ambiente è particolarmente aggressivo).¹

Il processo di corrosione dell'acciaio è di tipo elettrochimico in cui si può individuare come anodo il punto in cui il ferro si discioglie e come catodo il punto in cui producono ioni OH^- .

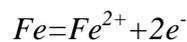
Se il pH della matrice di calcestruzzo è ai suoi livelli naturali, cioè è compreso tra 13 e 13,8 e inoltre non viene superata la soglia critica di concentrazione di ioni cloruro (che viene espressa come percentuale in peso sul contenuto di cemento, di solito intorno a 0,3%), è presente un film protettivo, che va a costituire una barriera efficace tra il metallo ed il liquido contenuto nelle porosità.

¹ Alunno Rossetti V., "Il calcestruzzo. Materiali e tecnologia" McGraw-Hill, Milano 1995.

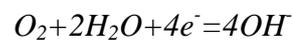
Se però questa soglia viene superata, o comunque il pH va al di sotto di 11,5 (nel caso in cui l'alcalinità del liquido dei pori viene neutralizzata dall'anidride carbonica), il film passivante di protezione si dissolve e inizia il processo di corrosione.

Il meccanismo della corrosione avviene in 4 diverse fasi, le quali si svolgono velocemente l'una dopo l'altra e sono riassunte in **Figura 3.17**:

- come prima cosa avviene la reazione di ossidazione del ferro che perde due elettroni attraverso la barriera metallica:



- a questo punto avviene il processo catodico di riduzione dell'ossigeno, durante il quale vi è passaggio di elettroni al catodo:



- la terza fase è caratterizzata dal processo di riduzione dell'ossigeno e dell'acqua presenti sull'armatura;
- infine avviene la chiusura del circuito di circolazione di corrente nella regione catodica dallo strato di copriferro in cui è presente acqua.

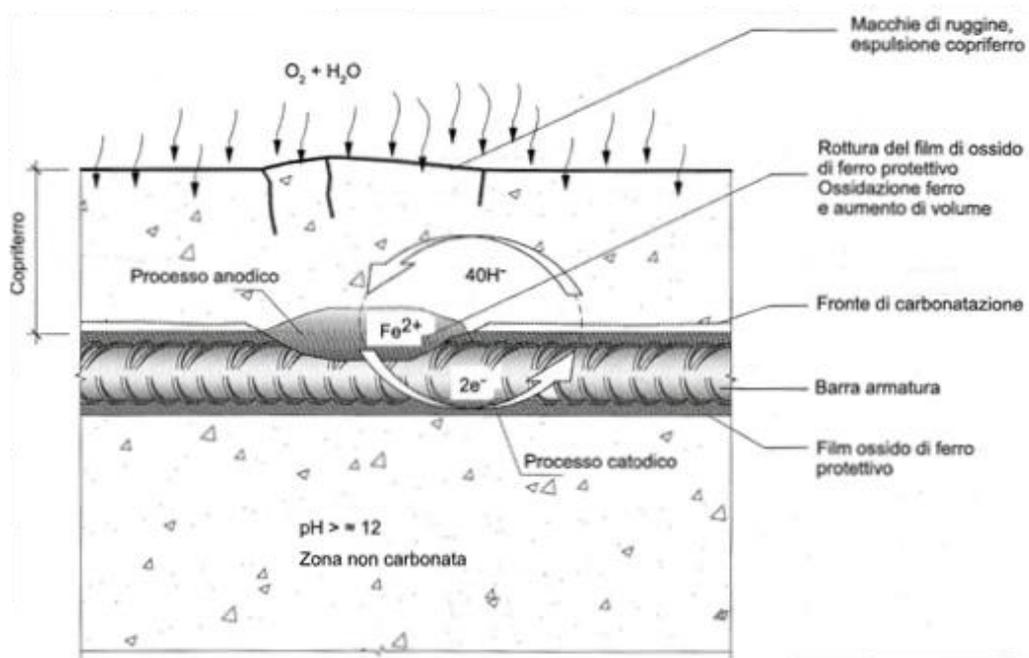


Figura 3.17 - La corrosione per carbonatazione¹

Come già anticipato, il processo avviene per diffusione attraverso i pori che si trovano nel calcestruzzo e la forza agente, senza la quale l'intero processo non avverrebbe è il gradiente di concentrazione tra l'ambiente esterno e il fronte di carbonatazione. Quindi condizione necessaria affinché tutto ciò avvenga è la presenza di un minimo di acqua.

Il grado di saturazione del calcestruzzo è quindi quello che va ad influenzare la cinetica del processo di carbonatazione. Più in particolare se il calcestruzzo è completamente immerso in acqua, saturo e con i pori pieni di liquidi, il processo non avanza perché in questo modo non è possibile ai gas diffondersi. Questo avviene anche se l'umidità relativa è molto elevata, in particolare se essa sale al di sopra dell'80% si ha l'annullamento in presa di calcestruzzo saturo. Anche nel caso in cui l'umidità relativa è particolarmente bassa, al di sotto del 40%, la velocità del processo è bassissima. Di conseguenza l'intervallo migliore affinché la reazione si sviluppi è tra 40% e 80% (in particolare il massimo si ha con umidità relativa del 50%). In **Figura 3.18** è mostrato inoltre come la velocità di carbonatazione varia in funzione dell'umidità relativa.

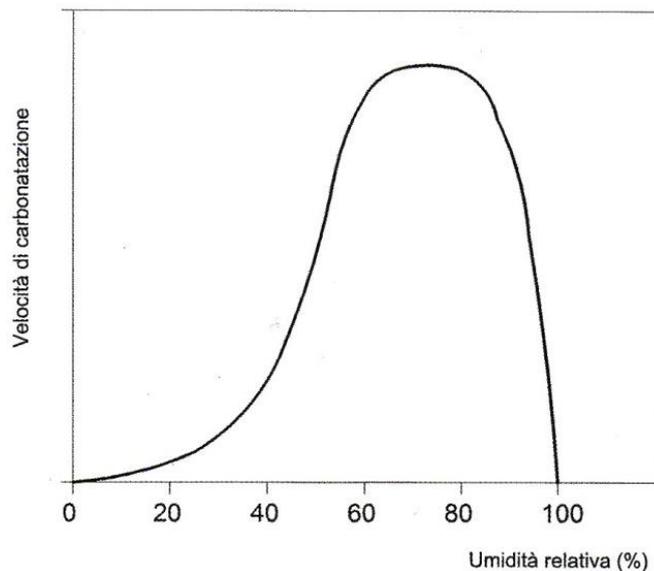


Figura 3.18 - Andamento della velocità di carbonatazione in dell'umidità relativa (grafico qualitativo)¹

¹ Salvatore Lombardo, "Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato". Dario Flaccovio Editore, 2012. Pagina 411.

Com'è facilmente intuibile, la velocità del processo dipende anche dal microclima, infatti l'andamento della velocità è influenzato dalla durata dei cicli di bagnamento e da quanto tempo la struttura rimane bagnata (**Figura 3.19**).

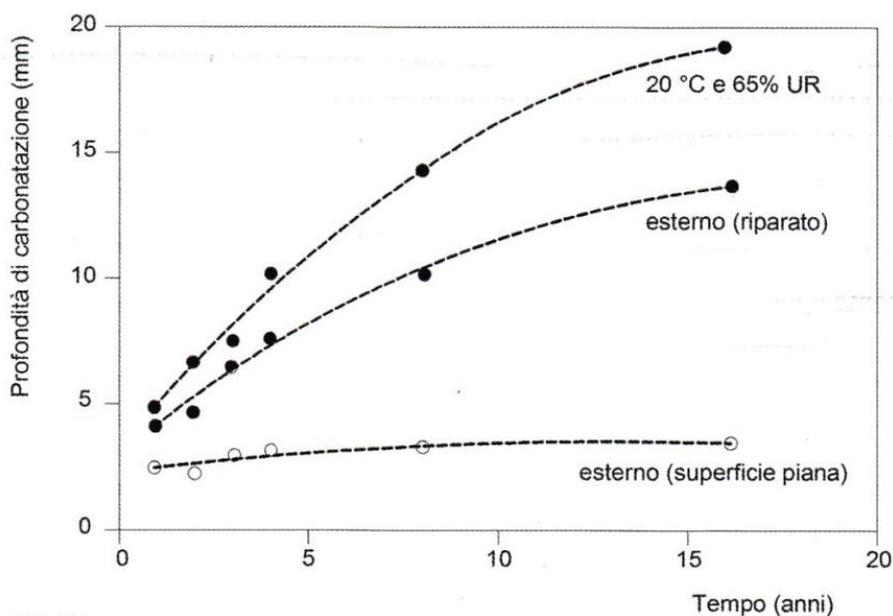


Figura 3.19 - Profondità di carbonatazione a seconda del microclima¹.

Il fenomeno della carbonatazione è influenzato poi da altri fattori come:

- lo spessore del copriferro: aumentando il copriferro infatti aumenta anche il tempo richiesto al fronte di carbonatazione per raggiungere l'armatura.
- La temperatura. Infatti l'incremento di temperatura favorisce la diffusione e la penetrazione di CO₂ nel calcestruzzo.
- Il rapporto acqua/cemento. Se esso è basso infatti la velocità di penetrazione di CO₂ è molto bassa in quanto in questo caso le porosità del calcestruzzo sono molto ridotte.
- L'alcalinità del calcestruzzo.
- La concentrazione di CO₂ nell'aria.²

¹Salvatore Lombardo, "Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato",. Dario Flaccovio Editore, 2012.Pagina 414.

² Salvatore Lombardo "Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato". Dario Flaccovio Editore, 2012. Pagine 409-416.

3.3.4 Il degrado indotto dalla corrosione delle armature

Quando le armature di un elemento si corrodono si possono avere conseguenze drammatiche per l'intera struttura in quanto in questo caso si riducono le capacità portanti della stessa. Più il processo di carbonatazione è importante, più ovviamente tali conseguenze sono pericolose. Questa riduzione è dovuta ai fattori seguenti (**Figura 3.20**):

- Perdita di aderenza tra la barra di armatura corrosa ed il calcestruzzo;
- Riduzione della sezione resistente della barra;
- Fessurazione del calcestruzzo.

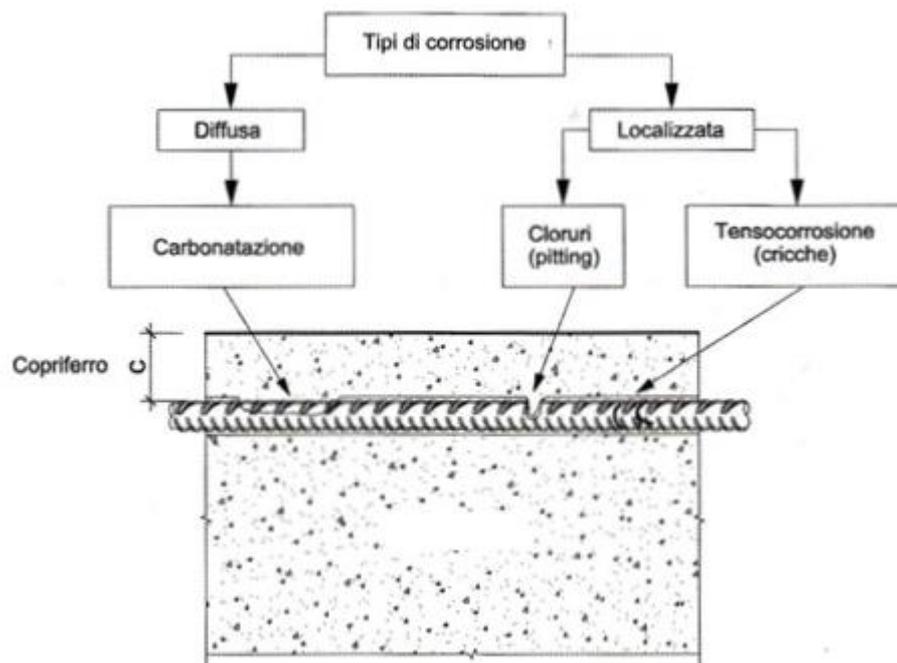


Figura 3.20 - Le diverse tipologie di corrosione che ci possono essere in una struttura in calcestruzzo.¹

¹Salvatore Lombardo, "Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato". Dario Flaccovio Editore, 2012. Pagina 428.

Ci possono essere poi due tipologie di corrosione: diffusa (quando interviene la carbonatazione) o generalizzata (quando i responsabili sono i cloruri):

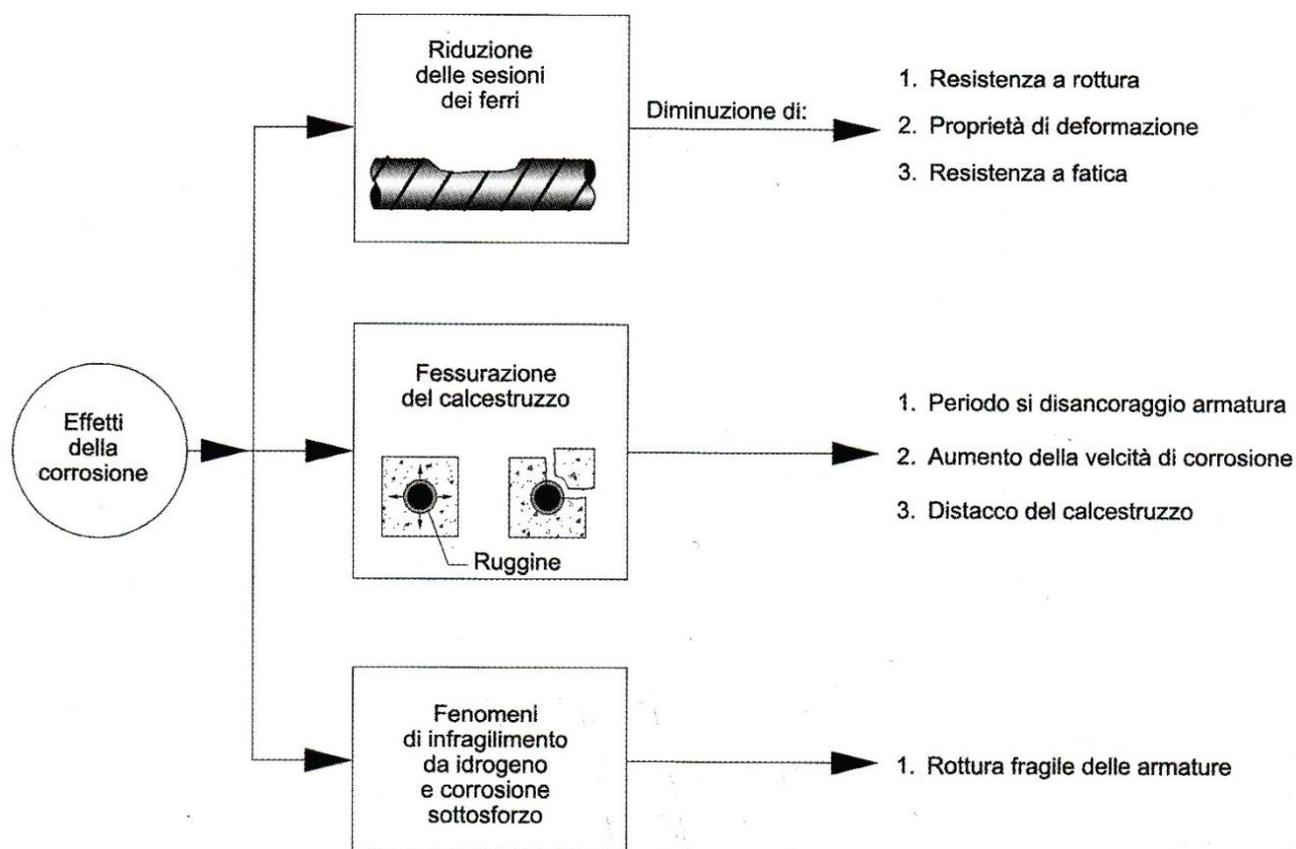


Figura 3.21 - *Conseguenze della corrosione nelle armature.*¹

Ci sono comunque anche altri fenomeni che portano importanti conseguenze alla sicurezza della struttura. Se per esempio si ha il distacco del copriferro infatti, l'armatura sarà completamente esposta all'ambiente esterno e quindi il processo risulta molto più veloce ed importante. Oltre ai problemi legati al copriferro, ci possono essere elementi che causano una fessurazione diffusa nella struttura (come per esempio i solfati). In questo caso si compromette l'intera integrità strutturale in quanto le fessure agevolano l'ingresso degli inquinanti esterni.

Come già detto, con il meccanismo della corrosione si arriva alla dissoluzione del ferro contenuto nelle barre di acciaio con formazione di ossidi e riduzione di dell'ossigeno

¹ *Durable Concrete Structures*”, Bulletin d'information n.183,1992.

contenuto nei pori del cemento, si tratta quindi di una sorta di circuito elettrico. Di conseguenza tutto quello che altera l'equilibrio di questo "circuito" può far variare la velocità di corrosione.

I casi tipici che sono conseguenti alla corrosione per effetto degli agenti chimici sono i seguenti (**Figura 3.22**):

- Rottura del film protettivo passivante dell'armatura;
- Fessurazione del calcestruzzo (specialmente se lo spessore del copriferro è modesto);
- Distacco di porzioni di calcestruzzo (il cosiddetto *spalling*).¹

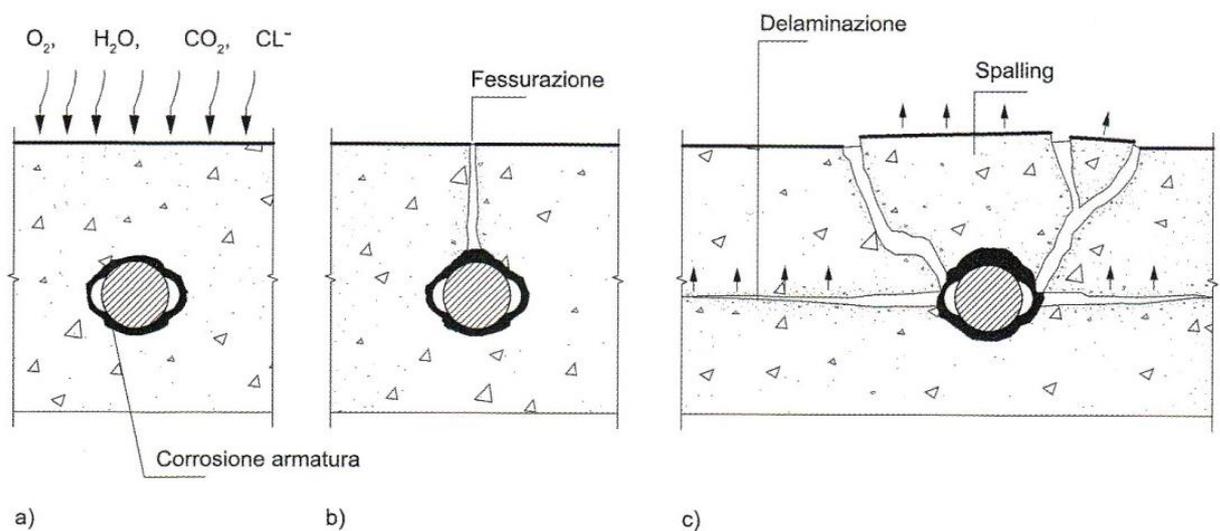


Figura 3.22 - Cause e conseguenze dei processi corrosivi nel calcestruzzo².

¹ Salvatore Lombardo, "Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato". Dario Flaccovio Editore, 2012. Pagine 427-428.

² Salvatore Lombardo, "Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato", Dario Flaccovio Editore, 2012. Pagina 430.

Ci si può fare un'idea sulla tipologia di degrado sulla superficie degli elementi strutturali attraverso la **Tabella 3.2**¹.

Rapporto tra copriferro/diametro barra	Tipologia di degrado superficiale della struttura
<i>1</i>	<i>Fessurazione con possibile spalling locale</i>
<i>2</i>	<i>Ampia fessurazione e rischio di delaminazione</i>
<i>3</i>	<i>Delaminazione</i>

Tabella 3.2¹ – *Tipo di degrado superficiale della struttura al variare del rapporto tra copriferro ed il diametro delle barre.*

¹ Concrete Society, Technical Report n.54

3.4 Diagnosi del Paraboloide

In generale, la diagnosi di una struttura consiste nella raccolta di dati sperimentali che (insieme ad altre informazioni sulla storia dell'edificio e sull'ambiente in cui si trova) consentono di stabilire le cause del deterioramento della struttura e del degrado dei materiali.

Nella valutazione dello stato del Paraboloide di Casale Monferrato, risulta ovviamente fondamentale la conoscenza delle dimensioni geometriche degli elementi resistenti, delle caratteristiche meccaniche e fisiche dei materiali e delle dimensioni e disposizione delle armature. Però mentre le posizioni e le dimensioni degli elementi strutturali, quali travi e pilastri, sono facilmente misurabili, non si può dire altrettanto per quanto riguarda la disposizione ed il diametro delle barre di armatura contenute negli elementi, di conseguenza è fondamentale fare ricorso a prove opportune che devono essere ben pianificate.

Come appena detto quindi, la conoscenza accurata della geometria della struttura è preliminare alla fase diagnostica. Infatti, il G.M. 14/01/08 specifica che *“il rilievo deve individuare l'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi (...) Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali del loro degrado, ci si baserà sulla documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali. Le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche”*.

La prima necessità è quindi la localizzazione sul territorio dell'opera e la caratterizzazione delle sue interazioni con l'ambiente. E' fondamentale riuscire a reperire tutta la documentazione disponibile in modo da ricostruire anche l'eventuale sequenza di esecuzione. In questo modo si riesce ad individuare elementi o parti che, per criteri di progetto o di simmetria, siano stati dimensionati e armati allo stesso modo.

Per quanto riguarda la definizione del quadro deformativo della struttura si è sfruttato il rilievo tramite laser scanner, ottenendo una restituzione delle irregolarità strutturali che nel corso del tempo hanno modificato la configurazione originaria della struttura.

Una volta terminata la fase di rilievo del Paraboloide, si può procedere alla fase di diagnosi. In particolare, a causa dell'età della struttura in esame ed anche delle condizioni in cui si

trova attualmente, si ritengono necessarie numerose prove in situ ed in laboratorio, allo scopo di determinare le proprietà dei materiali e il livello di degrado strutturale.

Queste prove possono essere classificate in prove distruttive e non distruttive. Le prime sono in prevalenza di carattere chimico o chimico-fisico e vengono in generale effettuate in laboratorio. Esse quindi vengono effettuate in condizioni più controllate e riguardano prevalentemente la valutazione del degrado dei materiali.

Le prove non distruttive invece consistono in test di carattere meccanico o fisico da eseguire in situ alla struttura. Esse forniscono dati soprattutto sul dissesto delle strutture (come cedimenti ad esempio).

In generale comunque è molto difficile arrivare ad una diagnosi corretta della struttura utilizzando le sole prove non-distruttive, infatti esse molto spesso devono essere complementate da quelle distruttive. L'accoppiamento delle due tipologie di prove infatti dà il vantaggio di ridurre globalmente il numero totale di prove da eseguire e quindi diminuisce il costo della diagnosi. Prove distruttive e non-distruttive inoltre risultano complementari tra di loro per quanto riguarda le informazioni dedotte¹.

E' fondamentale notare che entrambe le tipologie di prova, comunque, comportano un inevitabile disturbo negli ambienti dove si svolgono le indagini, anche perché in queste zone è necessario sempre rimuovere le finiture come l'intonaco.

Per quanto riguarda l'individuazione delle lesioni e dei dissesti nel paraboloide, si possono scegliere diverse tipologie di indagini, sia distruttive che non-distruttive, le quali ovviamente sono funzione del tipo di conoscenza della struttura che si vuole raggiungere e dalle risorse economiche disponibili.

Ai fini della scelta del tipo di analisi da effettuare infatti, la Normativa Italiana distingue distinguere tre livelli di conoscenza:

- LC1: Conoscenza limitata;
- LC2 Conoscenza adeguata;
- LC3 Conoscenza accurata

¹ Collepari M., Olagot J. , *“Il Calcestruzzo vulnerabile, prevenzione, diagnosi del degrado e restauro”*. HOEPLI, 2005.

Gli aspetti che definiscono il livello di conoscenza da scegliere sono:

- Geometria degli elementi strutturali;
- I dettagli strutturali, cioè la quantità e la disposizione delle armature, compreso il passo delle staffe e la loro chiusura, la consistenza degli elementi non strutturali collaboranti;
- Le proprietà meccaniche dei materiali.

Il livello di conoscenza acquisito determina il metodo di analisi ed i fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali. Le procedure per ottenere i dati richiesti sulla base dei disegni di progetto e/o sulle prove in situ sono descritte nella **Tabella 3.3**.

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

Tabella 3.3¹ – Livelli di conoscenza in funzione delle informazioni disponibili e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo.

Le verifiche limitate sono basate su rilievi di tipo visivo, e possono essere effettuate rimuovendo l'intonaco, se presente, per esaminare lo stato della superficie e lo spessore degli elementi. In assenza di un rilievo diretto o di dati sufficientemente attendibili nelle fasi di analisi e verifica si devono assumere le ipotesi più cautelative. Ai rilievi di tipo visivo è possibile affiancare prove non distruttive per determinare (in maniera indiretta) la resistenza a compressione del calcestruzzo. A questo scopo quindi si possono eseguire test con lo sclerometro, test ad ultrasuoni o una combinazione di entrambi. A queste prove è possibile aggiungerne altre allo scopo di andare a determinare se il calcestruzzo risulta carbonatato o meno, e si può anche misurare l'entità di tale fenomeno tramite test della fenolftaleina

¹ Norme Tecniche per le costruzioni 2008, Tabella C8A.1.2

Le verifiche estese ed esaustive, invece, sono basate su rilievi di tipo visivo in modo sistematico in tutto l'edificio. Per quanto riguarda l'analisi dei materiali, sono possibili in questo caso prove distruttive, come per esempio i carotaggi, ai quali si possono affiancare prove di tipo non distruttivo, che però non devono a sostituire le prime.

Per le strutture in cemento armato la Circolare n. 617 prevede che se la progettazione del piano delle prove è preceduta da opportune analisi preliminari, è possibile effettuare la valutazione della sicurezza globale basandosi su verifiche limitate (un provino di calcestruzzo per 300 mq di piano dell'edificio ed un campione di armatura per piano).

Inoltre, è possibile ridurre il numero di carotaggi, in quanto sempre dalla Circolare n. 617 si legge che: *“Ai fini delle prove sui materiali è consentito sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con un più ampio numero, almeno il triplo, di prove non distruttive, singole o combinate, tarate da quelle distruttive”*.

E' fondamentale notare comunque che errate esecuzioni delle prove sul Paraboloide, o una pianificazione non opportuna di esse, possono influenzare i risultati dell'indagine in modo significativo, al punto di compromettere addirittura la validità delle valutazioni sulla sicurezza dell'opera e delle decisioni progettuali riguardante la sua conservazione¹.

3.4.1 Prove non distruttive

Come già specificato, il fine principale delle prove non-distruttive è fornire elementi utili per emettere direttamente una diagnosi e guidare nella scelta dei prelievi finalizzati dei vari campioni e dei provini da sottoporre successivamente a poche e mirate prove di laboratorio.

Dei metodi di prova di tipo non distruttivo è possibile ottenere informazioni sulle proprietà elastiche e sull'integrità dei materiali, mentre le informazioni sulle resistenze si determinano solo in modo indiretto.

Le prove non distruttive si possono dividere formalmente in due tipologie: attive e passive. Le prime riguardano i fenomeni fisici che si verificano in modo naturale, mentre le seconde

¹ *“Linee guida per modalità di indagine sulle strutture e sui terreni per i progetti di riparazione, miglioramento e ricostruzione di edifici inagibili”*, Dipartimento protezione Civile, ReLUIS

richiedono eccitazioni artificiali (esse possono essere anche di natura termica o acustica, a seconda dal fenomeno su cui si vuole indagare).

Di seguito si riportano le prove non distruttive raccomandate per il Paraboloide di Casale.

Prove pacometriche

Queste prove sono utilizzate allo scopo di individuare la presenza di armature di acciaio in prossimità della superficie del calcestruzzo negli elementi strutturali. Grazie alle prove pacometriche infatti si riesce a stimare l'interferro, copriferro e passo delle staffe.

Dato che non sono presenti informazioni sufficienti sulle armature del Paraboloide, in quanto gran parte delle tavole tecniche sono andate perdute, sicuramente procedere a prove di questo tipo sarà fondamentale. In questo modo infatti si riesce a definire la posizione e la disposizione di armature longitudinali e trasversali nel guscio, nei pilastri e nelle travi della struttura.

Il pacometro sfrutta la misura del campo magnetico determinato dall'acciaio, ed in questo modo risulta molto utile anche per l'individuazione di eventuale carote da estrarre in modo da proseguire con ulteriori prove più approfondite.

Le prove pacometriche quindi, proprio per le caratteristiche descritte in precedenza, devono essere preliminari a qualsiasi altro tipo di indagine, di carattere distruttivo e non.

Comunque sia, è da sottolineare che i risultati di questa prova, in termini di dimensioni delle barre, devono essere utilizzati con molta cautela perché intervengono numerose incertezze in gioco. Di conseguenza, tale prova deve essere eseguita abbinando dei saggi sul calcestruzzo in modo da accertare il reale valore del copriferro.

Analisi sclerometriche in situ.

Lo scopo delle prove sclerometriche è la definizione della resistenza meccanica a compressione del calcestruzzo.

Con questo tipo di prove si perviene alla determinazione della resistenza mediante un metodo indiretto: essa infatti è correlata alla misura diretta del rimbalzo di una massa

battente, con ritorno elastico, sul calcestruzzo. Lo strumento che si utilizza per questa prova è lo sclerometro, di cui viene fornito dal costruttore un grafico che compara l'indice di rimbalzo e la resistenza del calcestruzzo. **(Figura 3.23).**

L'indice di rimbalzo è espresso in percentuale calcolata con l'altezza del rimbalzo rispetto alla distanza percorsa della massa in movimento dall'istante in cui essa è rilasciata e il momento di contatto con la superficie di calcestruzzo da rilevare. Il metodo è fondato sulla concezione che l'altezza di rimbalzo dipende dall'energia cinetica che è dissipata, la quale è a sua volta dipendente dalla resistenza meccanica del calcestruzzo in superficie.

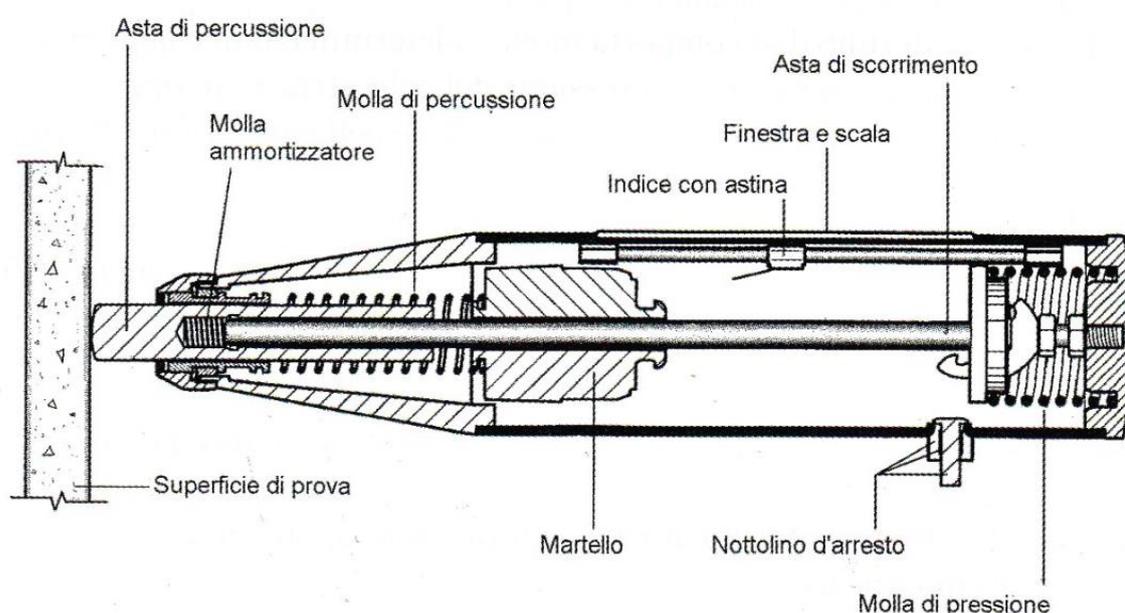


Figura 3.23 - Sezione longitudinale di uno sclerometro a massa battente al momento della percussione¹.

Attualmente lo sclerometro rappresenta il più diffuso sistema speditivo per la valutazione indiretta della resistenza caratteristica in opera.

Le analisi sclerometriche prese da sole danno comunque risultati poco significativi, ed è per questo che di solito vengono accoppiate con prove agli ultrasuoni.

La norma UNI suggerisce che l'indice di rimbalzo deve essere valutato con la media sul numero di battute eseguite nella stessa area di misura, ma comunque non sullo stesso punto.

¹Salvatore Lombardo, "Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato". Dario Flaccovio Editore, 2012. Pagina 516.

Di solito si circoscrive l'area mediante prove pacometriche, avendo l'attenzione di non eseguire misurazioni dove il calcestruzzo risulta deteriorato.

Questa indeterminazione è di circa il 25% in eccesso o in difetto, e di conseguenza questo metodo ha un impiego limitato alla valutazione dell'uniformità del calcestruzzo in opera.¹

Per determinare la resistenza rispetto all'indice di rimbalzo si usano formule del tipo:

$$R_{opera,c} = a \cdot I_r^b$$

Dove a e b sono due coefficienti calibrati con prove distruttive su le carote, I_r è l'indice di rimbalzo e $R_{opera,c}$ è la resistenza che si vuole determinare.

Dalla norma UNI EN 13791 si possono estrarre delle curve di correlazione di tipo lineare (Figura 3.24).

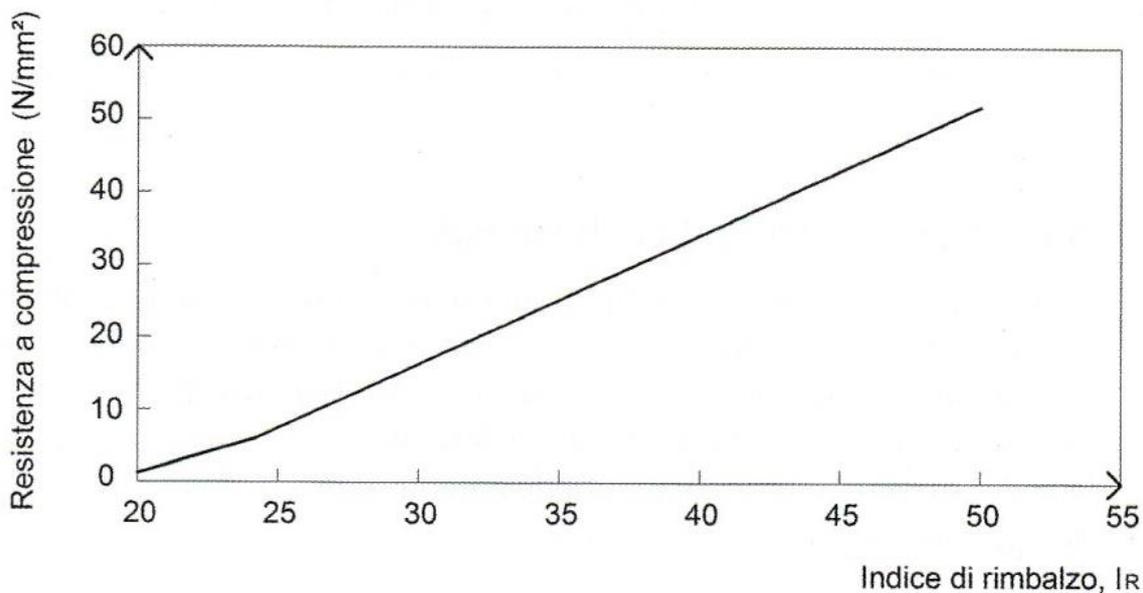


Figura 3.24 - Curvia di correlazione di uno sclerometro, in cui si può notare la relazione tra indice di rimbalzo I_R e resistenza a compressione.

¹ "I controlli non distruttivi. Rassegna dei principali metodi" in "L'industria Italiana del Cemento", Malhotra V.M., n.5/1996.

Un'indagine con sclerometro si effettua eseguendo almeno 9 misurazioni (non sovrapposte e distanti non meno di 2,5 cm tra loro o dal bordo di difetti superficiali), su ogni faccia delle superfici in calcestruzzo da indagare. Dal risultato della prova si estrae a questo punto un indice Ir (indice di rimbalzo medio) con l'accortezza che, se oltre il 20% di tutte le misure si discosta dalla media per più di 6 unità, si deve scartare l'intera serie di misure.

E' importante inoltre che durante la prova lo sclerometro sia in posizione più possibile orizzontale, altrimenti si devono utilizzare curve di ragguglio che vengono fornite direttamente dal produttore dello strumento.

Un'ultima accortezza deve essere fatta quando si ha a che fare con calcestruzzi molto carbonatati, in quanto essi presentano una durezza superficiale molto più alta di quella comunemente misurata e per questo si deve ridurre l'indice di rimbalzo medio con coefficienti che dipendono dalla profondità di carbonatazione (0,95 per profondità di carbonatazione tra 50 e 60mm e 0,90 per profondità di carbonatazione maggiori).

Sono presenti diversi metodi per ridurre le indeterminazioni proprie dello strumento, ad esempio:

- Metodo della curva di taratura. Esso trova impiego negli stabilimenti di prefabbricazione e consente di tracciare una curva di taratura sottoponendo a prove distruttive almeno 30 provini relativi a 3 diversi rapporti acqua/cemento. Con questo metodo si riesce a raggiungere una precisione di circa il 20%.
- Metodo dei coefficienti di influenza non corretti. Questo metodo è utilizzato per *“valutare la resistenza a compressione di un calcestruzzo in opera utilizzando però, come riferimento, la curva di correlazione di un calcestruzzo in composizione standard già nota”*¹.
- Metodo dei coefficienti di influenza corretti. Alla base di questo metodo vi sono prove sclerometriche che vengono effettuate in numero minore di quelle richieste dalla normativa al momento del getto di calcestruzzo. Dopo aver effettuato le prove determinando l'indice di rimbalzo medio da tre coppie di cubi, si estrapola da esso la resistenza a compressione R_i^{st} . A questo punto si effettua una prova di

¹Salvatore Lombardo, *“Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato”*. Dario Flaccovio Editore, 2012. Pagina 518.

schacciamento delle tre coppie di cubi di calcestruzzo e da queste prove si determina R_i^{exp} .

- Metodo della curva unica. E' un metodo che viene utilizzato quando non sono note la composizione e le caratteristiche del calcestruzzo in opera. In questo caso si sfrutta la curva di trasformazione unica che è raffigurata sullo strumento. Nella **Figura 3.25** è riportato un esempio di tale curva.

Prima si eseguire una prova sclerometrica, e più in generale prima di qualunque tipo di prova non distruttiva, bisogna preparare la superficie da esaminare. Essa deve essere liberata dai rivestimenti, come l'intonaco o le vernici protettive, allo scopo di ottenere la superficie di calcestruzzo dell'elemento strutturale "nuda".

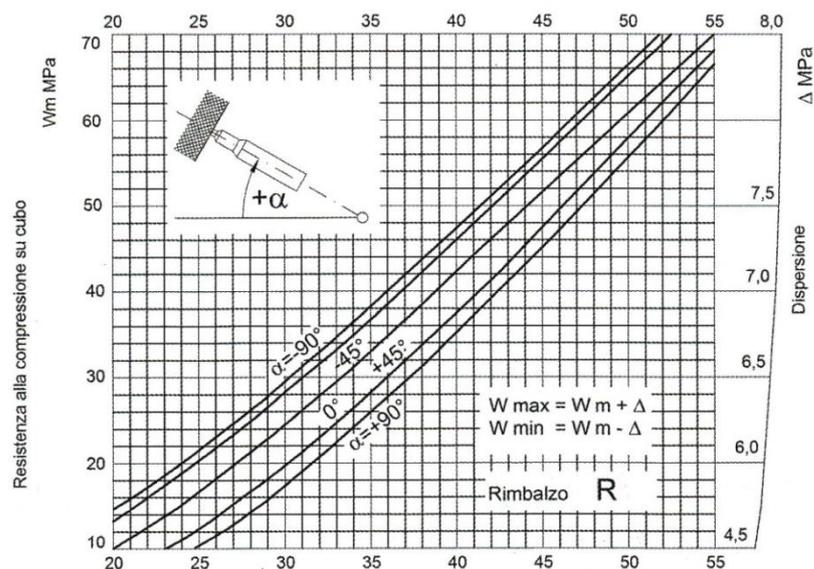


Figura 3.25 - Curva unica di trasformazione di uno sclerometro¹.

La prova si effettua su una griglia regolare di linee distanti da 25mm a 50 mm tra di loro (**Figura 3.26**).

¹ Salvatore Lombardo, "Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato". Dario Flaccovio Editore, 2012. Pagina 516.

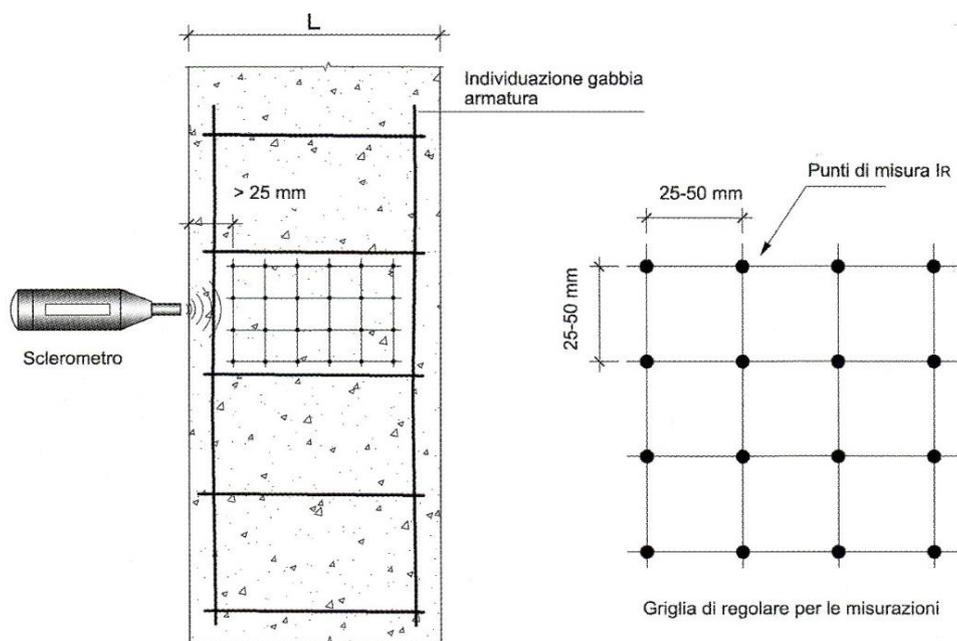


Figura 3.26 - Preparazione di una prova con sclerometro e griglia utilizzata per le misurazioni¹.

Un'accortezza fondamentale è che tutte le prove siano effettuate con sclerometro sempre perpendicolare alla superficie da rilevare (un'inclinazione diversa infatti influenzerebbe i risultati disturbando il rimbalzo della massa battente che si trova all'interno dello strumento).

Come si evince dalla **Figura 3.27** possibile lavorare con angolo:

- $\alpha=0^\circ$ per pilastri e travi;
- $\alpha=+90^\circ$ per solette orizzontali e intradosso di travi;
- $\alpha=-90^\circ$ per plinti di fondazione.

¹ Salvatore Lombardom "Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato". Dario Flaccovio Editore, 2012. Pagina 522

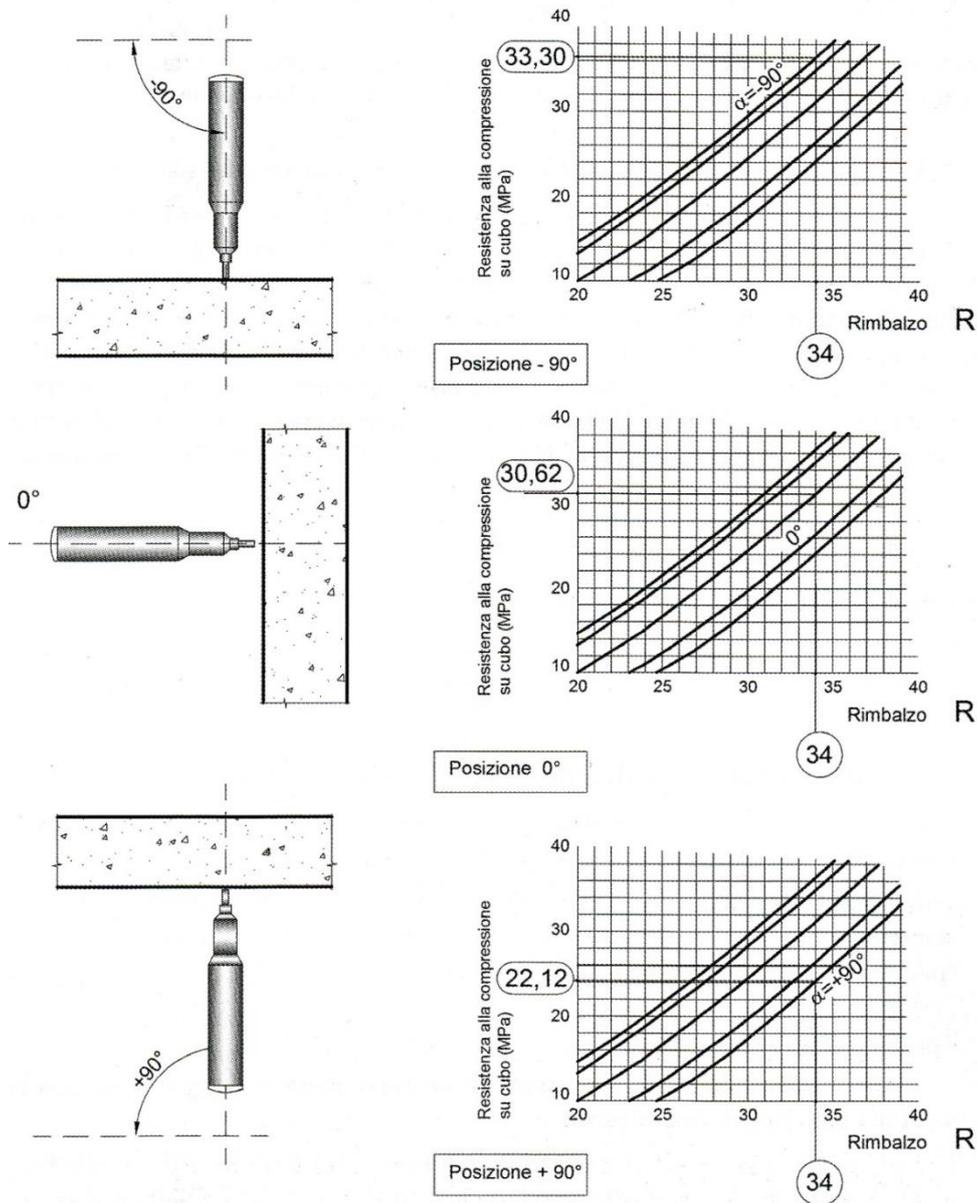


Figura 3.27 - *Inclinazioni possibili dello sclerometro durante la prova con un esempio di lettura della resistenza a compressione utilizzando l'indice di rimbalzo¹.*

¹ Salvatore Lombardo, "Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato". Dario Flaccovio Editore, 2012. Pagina 523.

I fattori che influenzano i risultati in generale variano con la tipologia di calcestruzzo e sono molteplici¹:

- il tipo ed il contenuto di cemento: esso va ad influenzare le deformazioni elastiche di calcestruzzo e quindi anche l'indice di rimbalzo;
- inerti utilizzati ed il loro assortimento: le dimensioni degli inerti influenzano infatti l'omogeneità del calcestruzzo e quindi anche l'indice di rimbalzo se la prova è effettuata in corrispondenza di un inerte;
- maturazione del calcestruzzo;
- età del calcestruzzo: per calcestruzzi più vecchi questa influenza però risulta trascurabile;
- condizione della superficie di prova: essa infatti non deve essere sconnessa, impolverata o degradata. Non ci devono essere quindi difetti visibili;
- umidità della superficie dove viene effettuata la prova: se è molto elevata si va a sottostimare la resistenza anche del 20%
- carbonatazione nella superficie: se è poco importante si può rimuovere lo spessore carbonatato (fino a 20 mm), altrimenti è meglio non effettuare la prova;
- inclinazione dello sclerometro.

In generale si consiglia di eseguire la prova in zone non molto armate e comunque poco sollecitate².

Prove ultrasoniche.

Queste prove si effettuano controllando come si propagano gli ultrasuoni all'interno del mezzo da indagare, in modo da esaminare le caratteristiche di omogeneità del materiale in esame. In questo modo quindi è possibile determinare la densità del mezzo e le caratteristiche elastiche e questo avviene mediante la misurazione dei tempi di propagazione nel calcestruzzo di impulsi d'onde vibrazionali ad alta frequenza. Tutto questo è possibile tenendo conto che la velocità di propagazione degli ultrasuoni all'interno del calcestruzzo,

¹ Gasparick J., *“Prove non distruttive nell'edilizia”*. Brescia 1992.

² *“Linee guida per modalità di indagine sulle strutture e sui terreni per i progetti di riparazione, miglioramento e ricostruzione di edifici inagibili”* Dipartimento protezione Civile, ReLUIS.

che viene considerato teoricamente come un mezzo omogeneo, è proporzionale a densità del materiale, modulo elastico e coefficiente di Poisson.

Si utilizzano in pratica due sonde che vengono possibilmente posizionate sulle facce opposte dell'elemento da indagare. Di queste una sarà emittente di ultrasuoni e l'altra sarà ricevente, e consentirà quindi la determinazione dei tempi di propagazione. Nella **Figura 3.28** è riportato un piccolo schema di come lavora lo strumento.

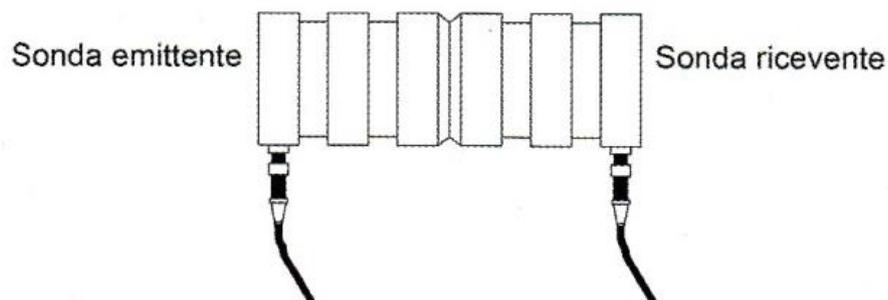


Figura 3.28 - Schema semplificato degli elementi che compongono un apparecchio ad ultrasuoni¹.

La velocità di propagazione dell'onda sonora dipende quindi dall'elasticità e dalla resistenza del materiale: maggiore è la velocità, maggiore sarà il modulo elastico e quindi la resistenza, essendo infatti ogni interruzione, o eterogeneità del materiale causa di un ritardo di segnale.

La norma che regola l'utilizzo degli ultrasuoni è la norma UNI EN 12504-4 [UNI 2005]. Da questa norma si evince che la frequenza del segnale trasmesso deve essere tra 10kHz e 200 kHz. In particolare si preferisce usare frequenze tra 60 kHz e 200 khz per brevi percorsi di segnale (meno di cm), altrimenti si devono usare frequenze più basse (tra 10 kHz e 40 kHz), anche se è sempre meglio mantenersi massimo ad una distanza di 15 cm tra le sonde. Di seguito si riporta una tabella con le frequenze raccomandate².

¹ Salvatore Lombardo, "Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato". Dario Flaccovio Editore, 2012 pagina 530

² Rilem Recommendation NDTI, Paris, dicembre 1972

Frequenza minima delle sonde [kHz]	Max dimensione dell'aggregato [mm]	Intervallo di lunghezza percorso [mm]
60	70	100-700
40	50	200-1500
20	300	>1500

Tabella 3.4 – *Frequenze minime raccomandate delle sonde.*

Il metodo è attendibile in relazione a quanto è attendibile la velocità delle onde misurate, le quali risentono delle modalità di esecuzione della prova, e più in particolare dalla corretta disposizione dei sensori sul materiale. Bisogna soprattutto fare attenzione a:

- La presenza di armature. In particolare, le armature portano ad un aumento eccessivo della velocità apparente, perché nell'acciaio la velocità di trasmissione è maggiore in media del 40% rispetto al calcestruzzo. Questo fenomeno poi è ancora più evidente quando le armature sono disposte nella stessa direzione del segnale trasmesso.
- La presenza di uno stato di microfessurazione del calcestruzzo. Le microfessure infatti comportano un aumento della lunghezza del percorso e di conseguenza una riduzione della velocità apparente
- Il livello di imbibizione. Anche in questo caso viene falsata la velocità di propagazione del segnale, la quale aumenta con l'aumentare del grado di umidità.

Riassumendo quindi la velocità di propagazione delle onde ultrasoniche è funzione di:

- Dimensioni e tipo di aggregato;
- Tipologia di cemento,
- Rapporto acqua/cemento;
- Età del calcestruzzo.

Oltre a questi intervengono altri fattori come la lunghezza del percorso che devono compiere gli ultrasuoni, la temperatura del calcestruzzo, la pressione di contatto delle sonde, la presenza di vuoti e delle fratture (esse determinano velocità decisamente più basse), la presenza di armature e l'umidità del calcestruzzo.

Per eseguire la prova degli ultrasuoni si possono distinguere le fasi seguenti:

- Individuazione della zona idonea alla misura. Queste zone devono trovarsi ad una distanza adeguata dalle armature (che vengono individuate in una fase precedente con strumenti, come il pacometro);
- Pulizia della superficie. Anche in questo caso, come con lo sclerometro, si procede a pulire la superficie e a renderla piana. Prima di posizionare le sonde si applica poi una pasta particolare di contatto, sulle quali si appoggia lo strumento;
- Determinazione dello spessore dell'elemento che si vuole analizzare nel punto in cui viene eseguita la prova. Questa distanza deve essere affetta da errori di massimo l'1% (in eccesso o in difetto), come è raccomandato nella norma UNI EN 12504-4. Comunque sia si può osservare che tale distanza è da considerarsi "apparente" perché in realtà non è la reale distanza percorsa dalle onde, che in generale è più lunga.
- Per eseguire la prova, si possono usare sonde di tipo puntiforme o sonde piane, facendo comunque attenzione al loro posizionamento.

In ogni zona di misura si devono fare almeno 10 misurazioni con diverso percorso. In **Figura 3.29** sono riportati uno schema utile per il posizionamento.

Nella centralina dello strumento si legge a questo punto il tempo impiegato alle onde per raggiungere la sonda opposta.

- Dopo aver terminato con le misurazioni si va ad eseguire un controllo delle stesse verificando i valori medi della velocità di propagazione delle onde elastiche. A questo scopo si deve verificare se le varie velocità siano comunque simili e omogenee (ci può essere massimo uno scarto di 300 m/s).

Orientativamente la qualità del calcestruzzo viene individuata grazie ai valori della Tabella seguente.

Calcestruzzi di cattiva qualità	Velocità < 3000 m/s
Calcestruzzi di media qualità	3000 m/s < Velocità < 4000 m/s
Calcestruzzi di buona qualità	Velocità > 4000 m/s

Tabella 3.5 – Qualità del calcestruzzo nel punto in cui viene effettuata la prova in funzione della velocità misurata

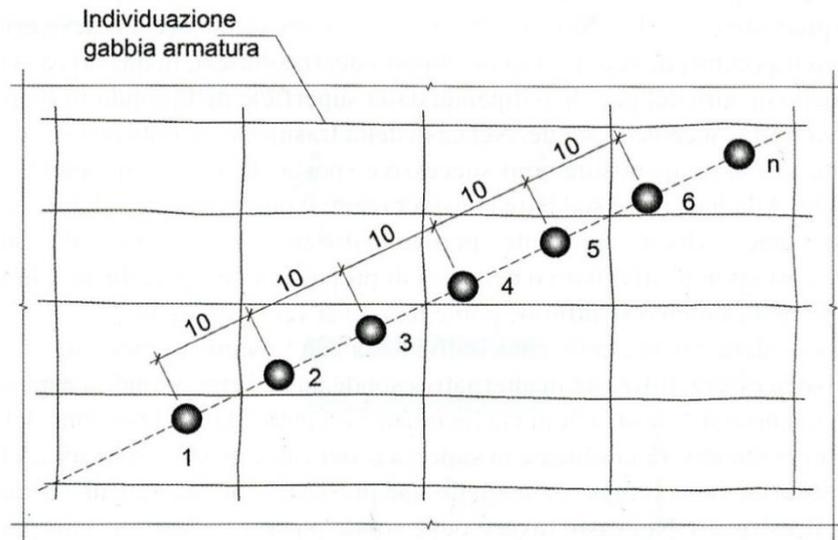


Figura 3.29 - Posizionamento dei punti in cui effettuare le misurazioni utilizzando sonde ad ultrasuoni¹.

Vi sono 3 modalità che possono essere utilizzate per trasmettere le onde:

- Modalità diretta o propagazione per trasparenza. In questo caso si sceglie di disporre le sonde da utilizzare in due facce opposte dell'elemento strutturale che si vuole analizzare (**Figura 3.30**).

In questo caso ovviamente è molto importante evitare dei disallineamenti.

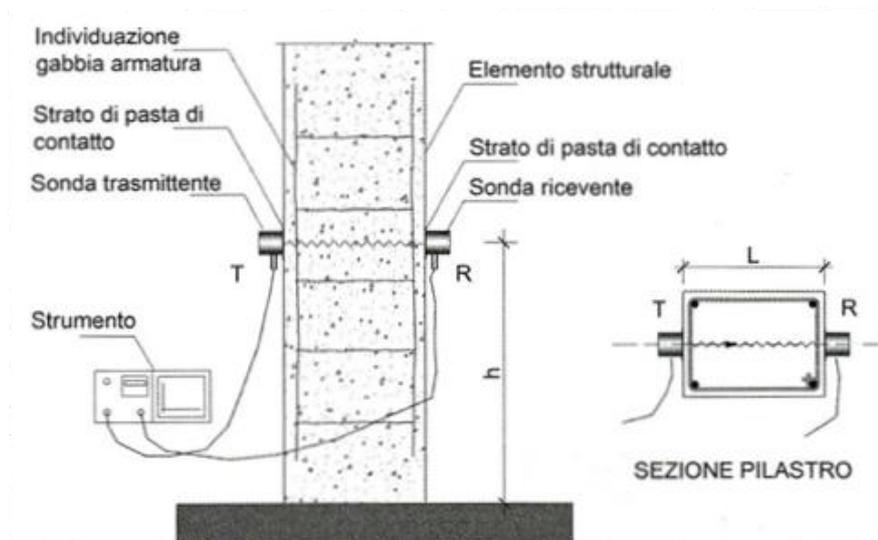


Figura 3.30 - Modalità diretta di trasmissione delle onde¹.

¹ Salvatore Lombardo, "Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato". Dario Flaccovio Editore, 2012. Pagina 532.

- Modalità semidiretta. Quando le due sonde sono applicate in due facce adiacenti, di solito perpendicolari tra di loro (**Figura 3.31**) oppure quando le due facce sono opposte e non allineate (**Figura 3.32**).

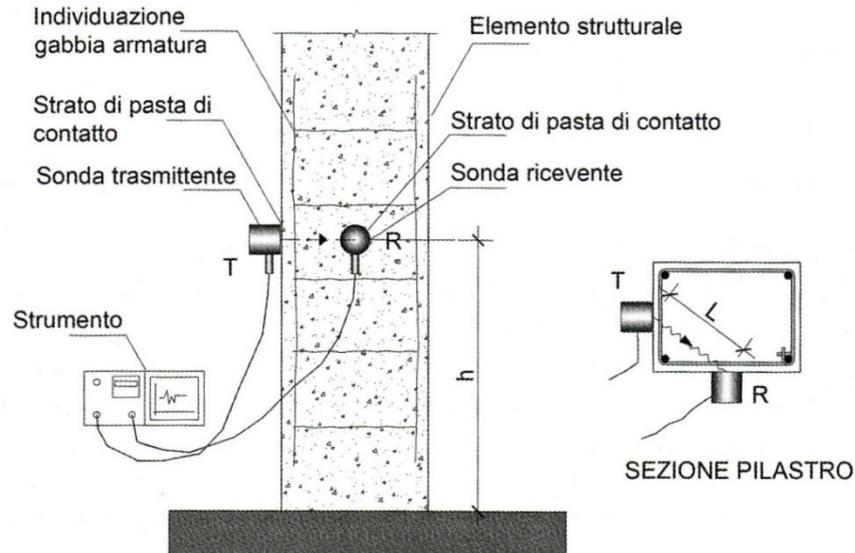


Figura 3.31 - Modalità semi-diretta di trasmissione delle onde, con sonde disposte in facce adiacenti ed ortogonali².

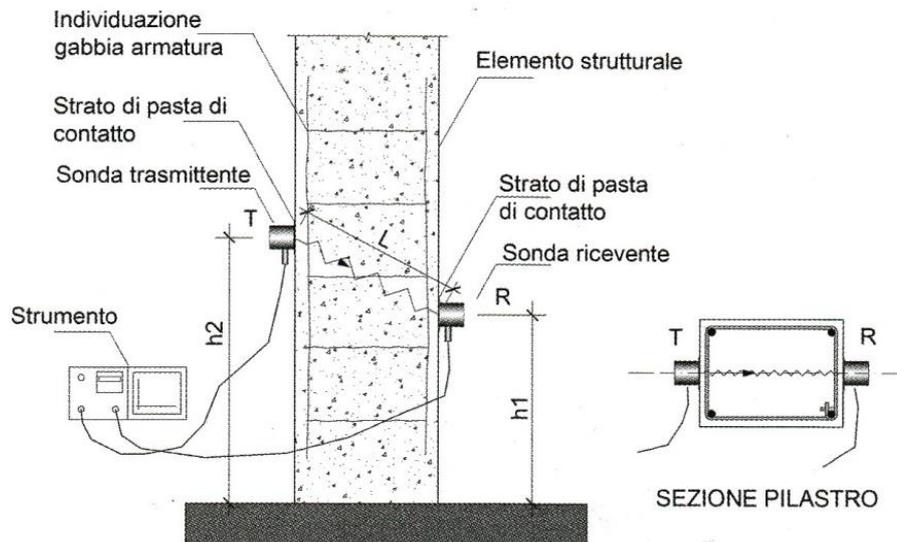


Figura 3.32 - Modalità semi-diretta di trasmissione delle onde, con sonde non allineate tra di loro¹.

¹ Salvatore Lombardo, "Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato". Dario Flaccovio Editore, 2012. Pagina 533.

² Salvatore Lombardo, "Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato". Dario Flaccovio Editore, 2012. Pagina 534.

- Modalità indiretta, detta anche di propagazione superficiale. In quest'ultimo caso le due sonde sono sulla medesima facciata. E' considerato il caso meno preciso e con risultati non molto significativi, per questo viene scelto solo se non è possibile accedere ad un altro lato dell'elemento strutturale (**Figura 3.33**).

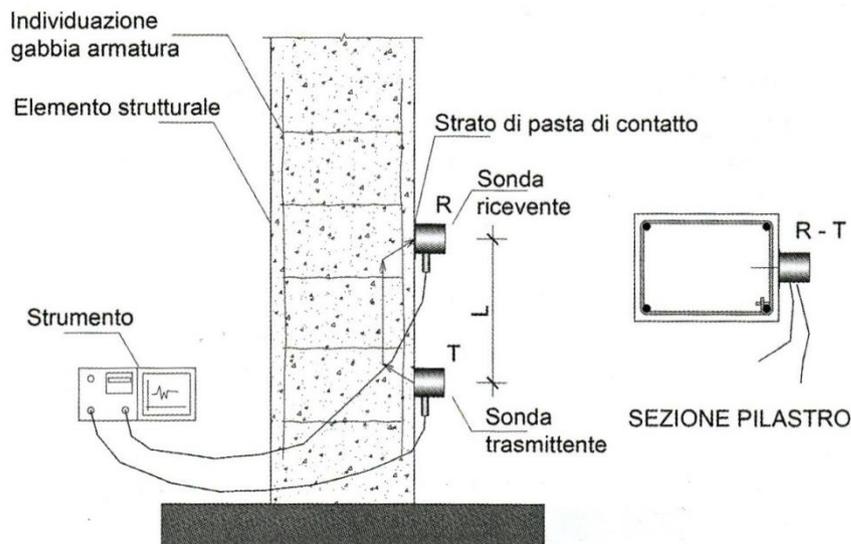


Figura 3.33 - Modalità indiretta di trasmissione delle onde¹.

Per calcolare la velocità di propagazione delle onde si sfrutta la formula seguente:

$$V = \frac{l}{T - (T_t - T_0)} \text{ m/s}$$

Nella quale:

- l è la distanza tra le due sonde;
- T è il tempo di transito tra trasmettitore e ricevitore;
- T_t è il tempo di transito delle onde lungo l'altezza del campione di taratura che viene fornito a corredo dello strumento;
- T_0 è il tempo di transito che viene fornito dal fabbricante.

Una volta determinata la velocità, è possibile finalmente determinare la resistenza del calcestruzzo in opera. Velocità e resistenza sono correlate da una relazione descritta in **Figura 3.34**.

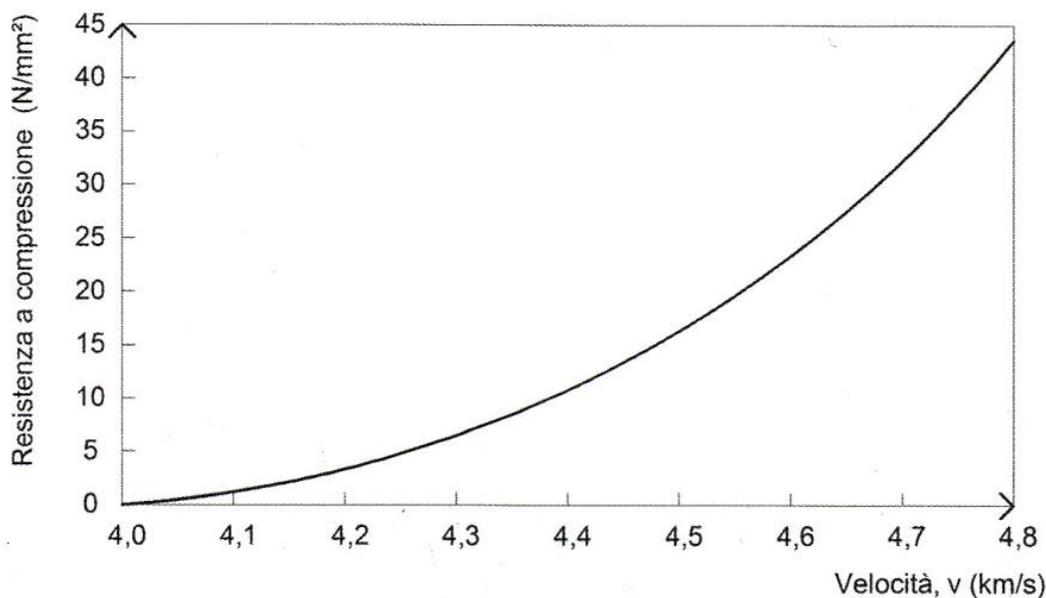


Figura 3.34 - Tipico andamento della relazione tra resistenza in opera del calcestruzzo e velocità delle onde¹.

La formula che consente di definire la resistenza a compressione analiticamente è la seguente:

$$R_{opera,c} = a \cdot e^{bv} \quad \frac{N}{mm^2}$$

In cui a e b sono due coefficienti che vengono calibrati utilizzando i risultati provenienti dalle prove distruttive sulle carote di calcestruzzo estratte dall'elemento strutturale.

Una seconda relazione, che si trova nelle norme UNI EN 13791 è:

$$R_{opera,c} = 6,25 V^2 - 497,5 V + 990$$

Essa però vale solo per i casi in cui la velocità (espressa in Km/h) è compresa tra 4 e 4,8.

La modalità di rilievo indiretto o di propagazione superficiale consente anche di individuare i difetti del calcestruzzo, ad esempio si può individuare la profondità delle fessure, la presenza di discontinuità diffuse o, se sono presenti, strati danneggiati.

¹ Salvatore Lombardo. "Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato". Dario Flaccovio Editore, 2012 . Pagina 549.

Se infatti vi è una variazione di velocità di propagazione delle onde ultrasoniche, probabilmente sono presenti dei difetti. E' possibile in particolare determinare anche la profondità degli strati degradati. In questo caso si colloca la sonda emittente dove inizia la misurazione, si sposta man mano la sonda ricevente lungo l'allineamento tracciato sulla superficie dell'elemento strutturale a intervalli costanti e predeterminati¹.

Indagini combinate di sclerometro ed ultrasuoni (metodo SONREB)

Il metodo SONREB prevede che si combinino insieme le due prove descritte in precedenza per ottenere direttamente una stima molto più precisa ed attendibile della resistenza a compressione del calcestruzzo. In particolare vengono combinati l'indice di rimbalzo Ir con la velocità delle onde ultrasoniche, in modo da ottenere una relazione tra i due e la resistenza a compressione del calcestruzzo.

La combinazione tra questi tre valori si fa a questo punto con una regressione statistica dei valori sperimentali.

Il metodo SONREB è importante in quanto considerando i due indici insieme si compensano le imprecisioni dei due metodi, come ad esempio quelle causate dall'umidità.

I vantaggi di questo metodo sono²:

- *“Applicazione a qualsiasi tipo di struttura in calcestruzzo armato;*
- *Annullamento dell'influenza dell'umidità e del grado di maturazione del calcestruzzo sui risultati delle prove, in quanto, a parità di resistenza effettiva a*

¹ Facioaru I., *“Non destructive techniques for detection and valuation of structural damages in reinforced concrete structures produced by earthquake, fire and freezing”*.

Carpinteri A., Bocca P. *“Danneggiamento e diagnosi di materiali e strutture”*. Pitagora, Bologna 1991.

Salvatore Lombardo, *“Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato”*. Dario Flaccovio Editore, 2012. Pagine 529-553

² Bocca P., Cianfrone F., *“Le prove non distruttive nelle costruzioni”* in *“L'industria Italiana del Cemento”*. N.6, 1983.

rottura del calcestruzzo, hanno effetto opposto sulle misure della velocità di propagazione degli ultrasuoni (V) e sull'indice di rimbalzo (I_R);

- Riduzione, rispetto alla velocità di propagazione degli impulsi, dell'influenza della granulometria dell'inerte, del dosaggio e del tipo di cemento e dell'eventuale additivo utilizzato per il getto di calcestruzzo;
- Riduzione, rispetto al metodo dell'indice di rimbalzo, della variazione della qualità tra gli strati superficiali e gli strati profondi del calcestruzzo in esame¹.

Per applicare questo metodo serve quindi estrarre in ogni area di indagini la coppia di valori V e I_R . In particolare, per ogni sezione di prova, si effettuano almeno 3 misure indirette della velocità di propagazione V e almeno 12 misure dell'indice di rimbalzo I_R . Da questa coppia di valori medi si può costruire la curva sperimentale di correlazione (in realtà si tratta di una famiglia di curve di iso-resistenza in un piano V - I_R). Un esempio di tale curve è riportato in **Figura 3.35**.

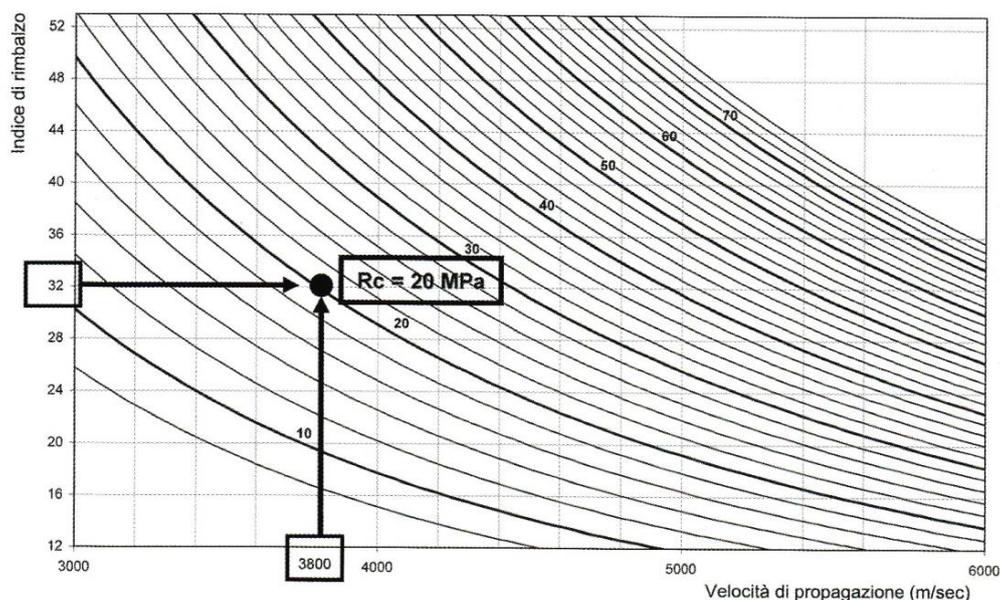


Figura 3.35 - Curve di correlazione che vengono utilizzate nel metodo Sonreb².

¹ Bocca P., Cianfrone F., "Le prove non distruttive nelle costruzioni" in "L'industria Italiana del Cemento", n.6, 1983.

² RILEM TC 43-CND, "Draft recommendation for in situ concrete strength determination by combined non-destructive methods", 1993.

Per correlare insieme le tre grandezze (indice di rimbalzo medio, velocità delle onde ultrasoniche e resistenza a compressione) si può considerare la formula seguente:

$$R_c = a \cdot I_r^b \cdot V^c$$

Dove:

- a, b e c sono coefficienti empirici che correlano insieme i dati sperimentali;
- R_c è la resistenza a compressione stimata nel punto che si indaga;
- V è la velocità media delle onde ultrasoniche;
- I_r è l'indice di rimbalzo medio, che si valuta come: $I_{Rm} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n I_{Ri}$

Per individuare il valore dei 3 coefficienti a, b e c, che compaiono nella formula precedente, si devono eseguire delle prove di compressione su provini prelevati nelle zone in cui vengono effettuate le prove non distruttive. Esistono comunque dei valori per tali coefficienti già ricavati e tabellati, ma comunque ovviamente essi dipendono fortemente dalle caratteristiche di composizione dei calcestruzzi indagati e quindi non sono molto attendibili.

Il metodo combinato Sonreb permette di stimare la resistenza in opera con approssimazioni del 15%, se è nota la composizione del calcestruzzo e si possono estrarre carote da utilizzare per la taratura, altrimenti l'approssimazione arriva anche al 30%. Il metodo non può essere utilizzato se il calcestruzzo superficiale è degradato o se vi sono zone fortemente armate¹.

- **Profondità di carbonatazione (prova alla fenolftaleina)**

Con questo tipo di prova si verifica se il copriferro dei vari elementi strutturali è riuscito a conservare le sue caratteristiche chimiche in modo da proteggere efficacemente l'armatura.

¹ “Linee guida per modalità di indagine sulle strutture e sui terreni per i progetti di riparazione, miglioramento e ricostruzione di edifici inagibili” Dipartimento protezione Civile, ReLUIS Salvatore Lombardo, “Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato”. Dario Flaccovio Editore, 2012. Pagine 580-590.

In altre parole si va ad indagare sul PH in modo da determinare se il calcestruzzo risulta carbonatato o meno e si misura l'entità e la profondità di questo fenomeno.

Per effettuare il test si usa una soluzione all'1% di fenolftaleina, un comune indicatore di pH usato nelle titolazioni acido-base. Esso infatti a pH inferiori a 8,2 risulta incolore, mentre a pH superiori a 9,7 i gruppi ossidrilici contenuti perdono i loro idrogeni e la molecola dà alla soluzione un colore porpora molto forte.

In pratica si procede spruzzando la soluzione di fenolftaleina sulla superficie del calcestruzzo da esaminare (messa a nudo mediante la rimozione del materiale superficiale ammalorato). Quando ci sono zone con pH superiore a 9, la superficie del calcestruzzo assume il colore porpora tipico della fenolftaleina in ambiente basico, altrimenti, se il calcestruzzo risulta carbonatato esso rimane incolore. Questa prova inoltre è da effettuarsi immediatamente dopo la rimozione del calcestruzzo superficiale in modo da evitare un'immediata carbonatazione della matrice cementizia a seguito del contatto con la CO₂ dell'aria.

Questo test può essere effettuato inoltre anche su carote di calcestruzzo prelevate dalla membrana del Paraboloide (prova distruttiva), spalmando la soluzione di fenolftaleina sulla superficie della carota estratta immediatamente dopo il prelievo, sempre allo scopo di limitare la carbonatazione dovuta al contatto diretto con l'aria.

3.4.2 Prove distruttive

Come già anticipato, questa tipologia di prove consiste soprattutto in prove di laboratorio di carattere chimico, mineralogico o fisico. Esse possono anche essere prove di tipo meccanico, come per esempio la determinazione di curve sforzo-deformazione fino alla rottura dei provini.

Carotaggi

L'esecuzione dei carotaggi viene regolata dalla norma UNI 12504-1 [UNI 2009].

L'estrazione di carote di calcestruzzo direttamente dalla struttura del Paraboloide serve a valutare la resistenza del calcestruzzo in opera (mediante prove successive di compressione) e, come descritto in precedenza, serve anche a valutare sul campione estratto la profondità di carbonatazione (test della fenolftaleina). I carotaggi forniscono informazioni utilissime per rilevare il degrado strutturale del Paraboloide, ma allo stesso tempo comportano numerosi svantaggi, infatti essi richiedono discreto tempo di esecuzione e l'utilizzo di apparecchiature

di discrete dimensioni, ma il problema principale è soprattutto il fatto che si tratta di una prova distruttiva e quindi va condotta previa oculata scelta degli elementi strutturali da esaminare.

Gli elementi che di solito vengono scelti per effettuare questo tipo di prove sono i pilastri. In questo caso comunque bisogna fare molta attenzione in quanto essi sono elementi strutturali prevalentemente complessi e un foro centrato ne riduce (anche se temporaneamente) la sezione trasversale resistente. In questo modo quindi si ha allora una riduzione del carico di rottura con una conseguente concentrazione degli sforzi nelle zone vicine al foro, con un gradiente di deformazione particolarmente importante.

Da alcuni studi è stato rilevato inoltre che la riduzione della capacità portante nei pilastri a sezione rettangolare con foro centrale può essere anche del 40%¹.

Il ricorso a questo tipo di prove è necessario nelle strutture in esercizio, quando due casi in particolare:

- Se ci sono stati eventi calamitosi, naturali (come terremoti, alluvioni o degrado ecc.) o antropici (incendi, urti, esplosioni, degrado ecc). In questo caso infatti i livelli di sicurezza vengono meno ed è necessario procedere con la verifica statica e sismica dell'opera;
- Se c'è un cambio di destinazione d'uso con un aumento della capacità portante.

E' importantissimo inoltre fare molta attenzione nelle fasi di estrazione e preparazione dei campioni in quanto si deve far in modo che il disturbo arrecato sia il più basso possibile (questo infatti può compromettere la capacità resistente e rendere la carota non più rappresentativa della realtà).

E' fondamentale sfruttare alcune prove non distruttive allo scopo innanzitutto di individuare il reticolo delle armature. Ad esempio è utile eseguire preliminarmente prove con il

¹ Campione G., Fossetti M., Mangiavillano M.L e Priolo S. *“Influenza del carotaggio sullo stato tensionale e deformativo di elementi compressi”*.

Cosenza E., Manfredi G., Monti G., *“ Valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in cemento armato ”*. Polimetrica 2008.

pacometro in modo da eseguire il prelievo nei campi privi di armatura. Questo accorgimento è molto importante per tre motivi:

- Si evita la riduzione della resistenza dell'elemento strutturale di cui si estrae la carota;
- Diminuiscono il più possibile le vibrazioni durante la fase di prelievo dei campioni;
- Si evita ovviamente l'alterazione della resistenza del campione durante la prova di compressione.

Per tutte queste ragioni quindi si deve sempre evitare di tranciare barre di acciaio durante l'estrazione, e nel caso ciò accada, si deve procedere al ripristino.

Un'ulteriore prova non distruttiva da effettuare subito dopo l'estrazione del campione è il test alla fenolftaleina, in modo da controllare e misurare (in millimetri) la profondità di carbonatazione del calcestruzzo. (*vedi test non-distruttivi*).

Per quanto riguarda l'estrazione dei carotaggi, è molto importante evitare che ci siano vibrazioni evidenti sulla macchina carotatrice, ed inoltre si deve assicurare una bassa velocità di penetrazione in modo da scongiurare eventuali problemi di danneggiamento delle carote estratte.

Nelle norme UNI 12504-1 [UNI 2009] si raccomanda che il diametro delle carote sia pari almeno tre volte al diametro massimo dell'aggregato presente all'interno del calcestruzzo.

Questa raccomandazione, insieme ad altre, sempre di carattere pratico, si può trovare nelle "Linee guida del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici", dove sono contenute le seguenti avvertenze:

- *Il diametro delle carote deve essere almeno superiore a tre volte il diametro massimo degli aggregati (i diametri consigliati sono compresi tra 75 e 150 mm);*
- *Le carote destinate alla valutazione della resistenza non dovrebbero contenere ferri d'armatura, (si devono scartare i provini contenenti barre d'armatura inclinate o parallele all'asse);*
- *Per ottenere la stima attendibile della resistenza di un'area di prova devono essere prelevate e provate almeno tre carote,;*
- *Il rapporto lunghezza diametro dei provini deve essere possibilmente uguale a due (2), si deve evitare che i provini abbiano snellezza (rapporto lunghezza/diametro) inferiore a 1 o superiore a 2;*

- *I campioni estratti (e i provini) devono essere protetti nelle fasi di lavorazione e di deposito rispetto all'essiccazione all'aria. A meno di diversa prescrizione, le prove di compressione devono essere eseguite su provini umidi;*
- *Nel programmare l'estrazione dei campioni si deve tener conto che la resistenza del calcestruzzo dipende dalla posizione o giacitura del getto;*
- *È necessario verificare accuratamente, prima di sottoporre i campioni alla prova di compressione, la planarità ed ortogonalità delle superfici d'appoggio; infatti, la lavorazione o preparazione inadeguata dei provini porta a risultati erranei. Il semplice taglio e la molatura delle superfici di prova può non soddisfare i requisiti di parallelismo e planarità richiesti dalle norme¹.*

Entrando più nel dettaglio poi, il diametro più comunemente utilizzato nei prelievi è di 100 mm e di conseguenza la carota deve essere alta circa 280 mm in modo da ottenere almeno due campioni con il rapporto altezza/diametro unitario.

Ottenere dei provini con rapporto altezza/diametro unitario è molto intelligente in quanto in questo modo, dopo averli sottoposti alla prova di compressione, si può ottenere direttamente la resistenza cubica R_c .

E' importante notare però che la resistenza in situ dei campioni è in generale minore di quella che viene misurata in laboratorio con le prove di compressione dei provini, questo a causa dei disturbi inevitabili durante il prelievo delle carote ed anche per le condizioni di maturazione e posa in opera. A proposito di ciò, dalle NTC si legge che *“Il valor medio della resistenza del calcestruzzo in opera (definita come resistenza strutturale) è in genere inferiore al valor medio della resistenza dei prelievi in fase di getto maturati in condizioni di laboratorio (resistenza potenziale). (...) E' accettabile un valore medio della resistenza strutturale, misurata con tecniche opportune (distruttive e non distruttive) e debitamente trasformata in resistenza cilindrica o cubica, non inferiore all'85% del valore medio definito in fase di progetto”*².

Di conseguenza, come già anticipato, la resistenza ricavata dalle prove a compressione sulle carote estratte, in particolare la resistenza caratteristica, deve essere considerata con molta

¹ *“Linee guida del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici”.*

² NTC2008 - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008

prudenza, proprio per l'influenza molto importante che la messa in opera e le condizioni di stagionatura del calcestruzzo hanno sulle caratteristiche delle carote.

Per tenere conto quindi delle caratteristiche del calcestruzzo in opera si devono sfruttare i fattori di conversione in modo da compensare l'effetto della snellezza e della conversione resistenza cilindrica – resistenza cubica.

A questo proposito, sempre dalle “Linee guida del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici” si legge che: *“In prima approssimazione si può assumere che la resistenza di un campione avente diametro compreso tra 100 e 150 mm, ottenuto per carotaggio, avente altezza eguale al diametro, sia la medesima di un equivalente provino cubico da 150 mm, e che la resistenza di un campione ottenuto per carotaggio ed avente rapporto altezza/diametro eguale a 2 sia eguale a quella di un equivalente provino cilindrico.*

Tenuto conto che, per un campione cilindrico avente rapporto altezza/diametro pari a 2, vale la relazione:

$$R_{cubica} = 1,25 R_{cilindrica}$$

per valori intermedi si può fare riferimento ad un fattore di correzione della resistenza cilindrica in funzione del rapporto lunghezza/diametro”. Questo fattore di conversione viene riportato nel grafico della **Figura 3.36**.

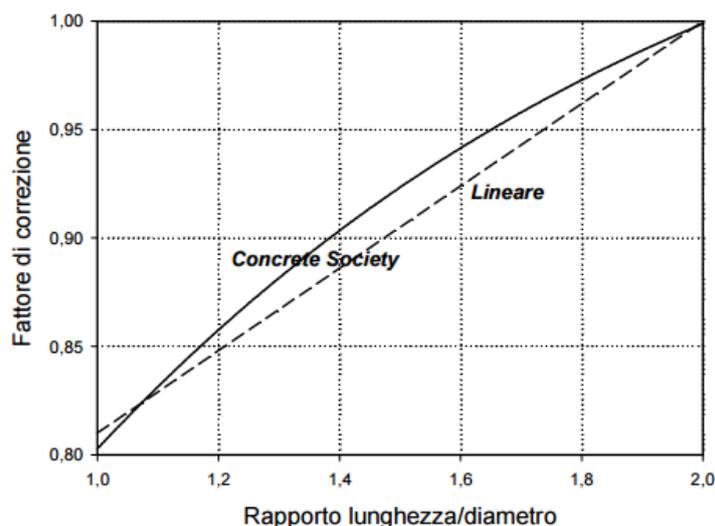


Figura 3.36 - Fattori di correzione della resistenza cilindrica in funzione del rapporto di snellezza dei provini (rapporto lunghezza/diametro)¹.

¹ “Linee guida del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici”, Figura 11-1

Dalla norma UNI EN 12504-1 viene raccomandato di eseguire il carotaggio perpendicolarmente alla superficie dell'elemento strutturale da indagare e inoltre di scegliere come zone di estrazione i punti più distanti dai bordi o dai giunti, prediligendo zone non armate o debolmente armate.

Dopo aver preparato la zona in cui effettuare la prova, si vanno ad evidenziare sulle facce dell'elemento strutturale da indagare, i ferri longitudinali e le staffe, in modo da riuscire ad eseguire il carotaggio entro il passo delle staffe. Si vanno allora ad individuare due zone che sono poste a circa $\frac{1}{4}$ o $\frac{1}{5}$ della luce della trave (**Figura 3.37**).

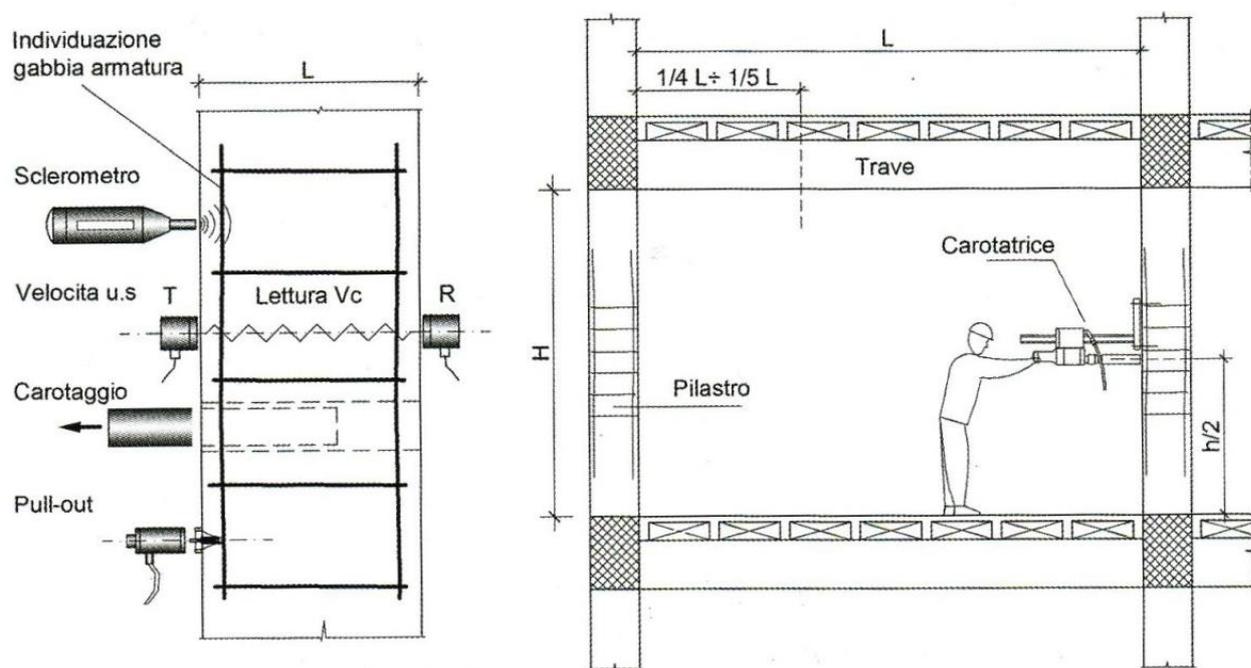


Figura 3.37 - Individuazione delle aree di prova in pilastri e travi¹.

E' possibile poi considerare una seconda ipotesi riguardo l'individuazione dell'area delle prove, che è facilmente intuibile dalla **Figura 3.38**.

¹Salvatore Lombardo, "Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato". Dario Flaccovio Editore, 2012. Pagina 474.

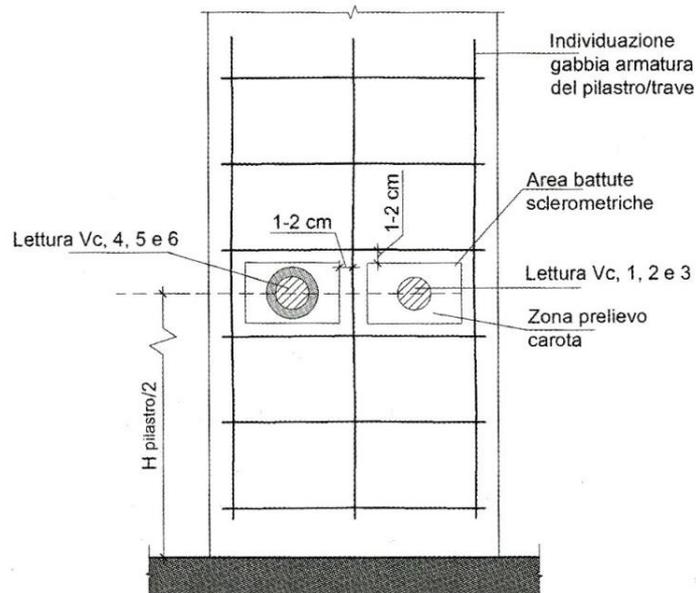


Figura 3.38 - Individuazione delle aree di prova (seconda ipotesi)¹.

Queste indicazioni sono valide non solo per l'individuazione dei punti in cui effettuare i carotaggi, ma anche per i punti in cui effettuare prove non distruttive come quelle basate sulla velocità di propagazione delle onde e sull'indice di rimbalzo.

In ogni pilastro è consigliato considerare due aree di indagine:

- “la prima deve trovarsi all'interno del primo quadrante compreso tra due staffe consecutive e posto ad un'altezza da terra pari a $h_{pilastro}/2$ ” (**Figura 3.39**);
- “la seconda deve essere individuata all'interno del quadrante immediatamente superiore o inferiore e in asse con il precedente” (**Figura 3.39**).

¹ “Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato”, Salvatore Lombardo. Dario Flaccovio Editore, 2012. Pagina 475.

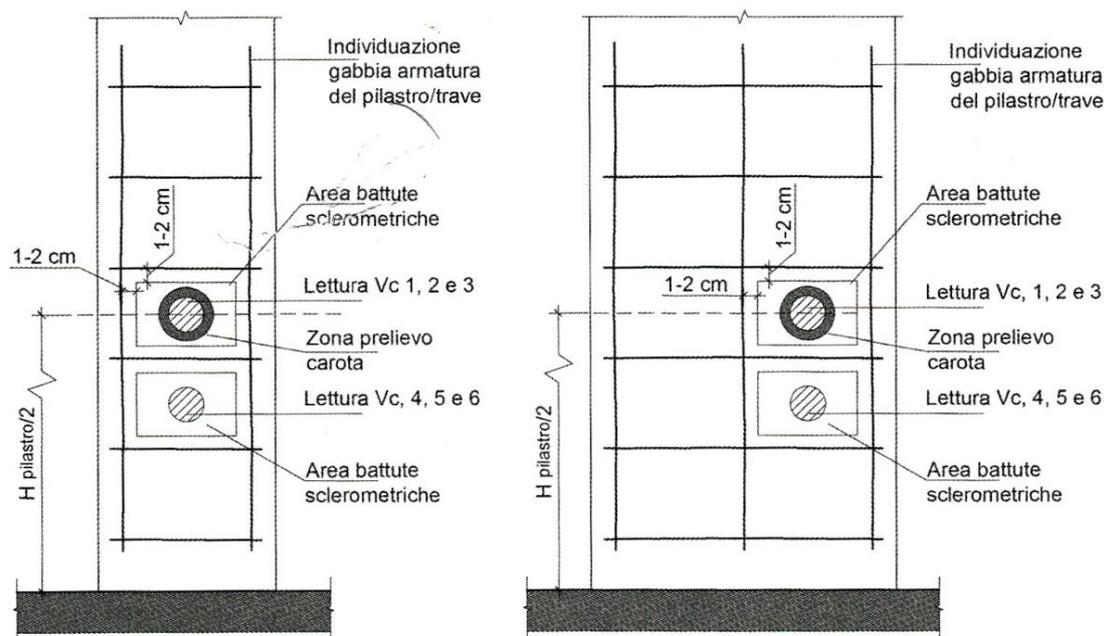


Figura 3.39 - Individuazione delle aree di prova (Prima ipotesi)¹.

Una volta estratte, le carote vanno sottoposte poi ad un attento esame di tipo visivo in modo da individuare i difetti particolari, come la presenza di fessure (**Figura 3.40**). Tutte le carote che risultano danneggiate, cioè con sezione irregolare, fessurate o sbeccate, e che contengono parti di armatura parallela all'asse della carota o altri elementi estranei, vanno scartati. Oltre a questi casi, la carota va scartata anche se riporta un'evidente segregazione (se cioè è caratterizzata da una evidente porosità macroscopica e quindi da carenza di cemento e di un adeguato assortimento granulometrico)¹.

¹ www.enco-journal.com, "B" come BLEEDING: acqua in superficie ma anche sotto".

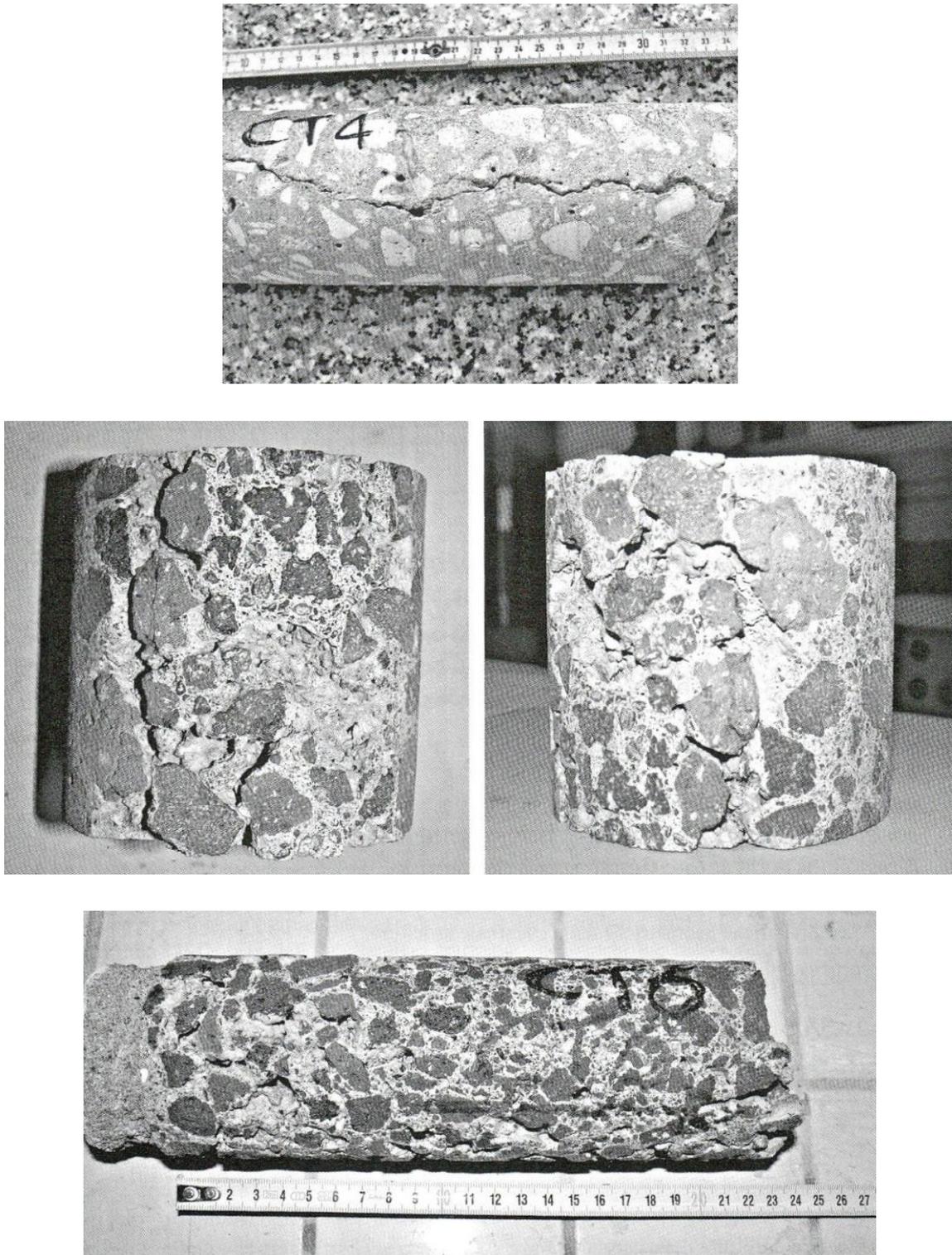


Figure 3.40 - Esempio di carota fessurata (in alto) e di carota di calcestruzzo segregato con porosità macroscopiche (nel mezzo ed in basso)¹.

¹ Salvatore Lombardo, "Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato". Dario Flaccovio Editore, 2012. Pagina 479.

La resistenza a compressione delle carote di calcestruzzo viene determinata dalla seguente relazione¹:

$$f_{car} = \frac{P}{\pi r^2} \text{ N/mm}^2$$

In cui:

- P è il carico di rottura della carota (in N);
- πr^2 è l'area della sezione trasversale della carota calcolata nel diametro medio (mm^2)

Il valore riscontrato dalla formula precedente però deve tenere conto anche di alcuni aspetti molto importanti, come la direzione del getto rispetto a quella del carotaggio o il rapporto altezza/diametro.

Vanno quindi aggiunti dei particolari coefficienti alla formula superiore in modo da tenere conto di queste influenze. La formula corretta è quindi la seguente:

$$f_{opera,c,i} = c_{h/d} c_{steel} c_{diam} c_{um} c_{tor} c_{dir} c_{e,t} c_{com} c_{por} c_{acq} f_{carota,c,i}$$

Dove:

- $c_{h/d}$ è il coefficiente correttivo per quanto riguarda il rapporto altezza/diametro, da applicarsi se esso è diverso da 1;
- c_{steel} è il coefficiente correttivo per tenere conto dell'effetto della presenza di spezzoni di armatura;
- c_{diam} è il coefficiente correttivo per tenere conto del diametro della carota;
- c_{um} è il coefficiente correttivo per tenere conto dell'umidità della carota;
- c_{tor} è il coefficiente correttivo per tenere conto dell'effetto derivante dall'azione del carotiere, detta anche tormento;
- c_{dir} è il coefficiente correttivo per tenere conto della diversa direzione tra il getto e il carotaggio;
- $c_{e,t}$ è il coefficiente correttivo per tenere conto dell'età della carota e della temperatura alla quale essa è maturata in cantiere;
- c_{com} è il coefficiente correttivo per tenere conto della compattazione del calcestruzzo;

¹ UNI EN 12504-1, paragrafo 9

- c_{por} è il coefficiente correttivo per tenere conto delle porosità del calcestruzzo;
- c_{acq} è il coefficiente correttivo per tenere conto dell'aggiunta di acqua nella betoniera.

Tutti questi coefficienti sono previsti nell' Appendice A della Norma UNI EN 13791. Se però la carota ha rapporto altezza/diametro pari a uno, l'espressione precedente si può ricondurre alla seguente:

$$f_{opera',c,i} = c_{tor}c_{dir}c_{por}f_{carota,c,i}$$

Dove:

- c_{tor} tiene conto dell'effetto di "tormento" del carotiere;
- c_{dir} tiene conto della diversa direzione del carotaggio rispetto al getto di calcestruzzo;
- c_{por} tiene conto della porosità del calcestruzzo.

Come si può notare dalle formule precedenti, la resistenza stimata a compressione risulta influenzata dalla differenza tra le direzioni di carotaggio e del getto. In particolare, in un certo elemento strutturale, dalla norma UNI EN 13791, appendice A, punto A.2.3, viene evidenziato come *"la resistenza a compressione delle carote, prelevate con carotaggio verticale e con direzione parallela a quella del getto del calcestruzzo per effetto della stabilità del calcestruzzo fresco o meglio della sua compattazione, è maggior della resistenza misurata su carote prelevate con direzione ortogonale a quella del getto. La differenza di resistenza a compressione è stimata tra lo 0% e l'8%"*¹.

E' necessario, quindi, correlare la direzione di perforazione con la variazione percentuale di resistenza a compressione del calcestruzzo rispetto alla quota di prelievo del pilastro che si sta analizzando. Nei pilastri per questi motivi, si possono trovare infatti delle differenze di resistenza tra la base e la sommità, e questo può essere dovuto anche alla presenza di armatura, che se è molto fitta va ad ostacolare la corretta compattazione del calcestruzzo.

In **Tabella 3.5**², vi sono alcuni coefficienti correttivi che sono stati ricavati in funzione della posizione del carotaggio rispetto all'altezza (H) del pilastro e della direzione del getto di

¹ UNI EN 13791, appendice A, punto A.2.3

² Coppola L., "ConcreteTender", Bergamo 2008

calcestruzzo. Questi coefficienti possono comunque essere trascurati se per esempio si tratta di travi con un'altezza di almeno 50 cm¹.

Direzione di carotaggio rispetto al getto	Parallela	Perpendicolare	Perpendicolare	Perpendicolare
Posizione del carotaggio rispetto all'altezza H dell'elemento strutturale	-	0-1/3H	1/3-2/3H	2/3H-H
C_{dir}	1	1,05	1,075	1,10

Tabella 3.5 – Coefficienti correttivi in funzione alla direzione relativa tra carotaggio e getto.

Nelle Figure seguenti si riportano dei tipici esempi di carotaggio con direzione ortogonale a quella del getto (**Figura 3.41**) e come varia la resistenza a compressione in relazione alla direzione di carotaggio (perpendicolare o parallela) rispetto a quelle del getto (**Figura 3.42**).

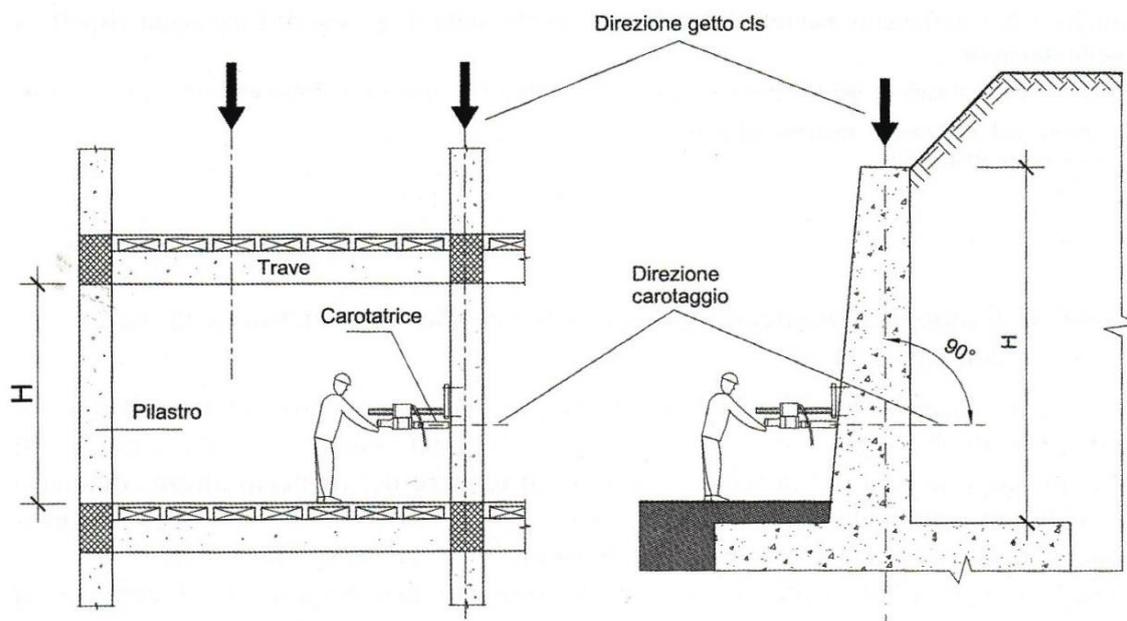


Figura 3.41 - Carotaggio in direzione ortogonale a quella del getto².

¹Salvatore Lombardo, "Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato". Dario Flaccovio Editore, 2012. Pagine 472-486.

² Salvatore Lombardo, "Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato". Dario Flaccovio Editore, 2012. Pagina 485.

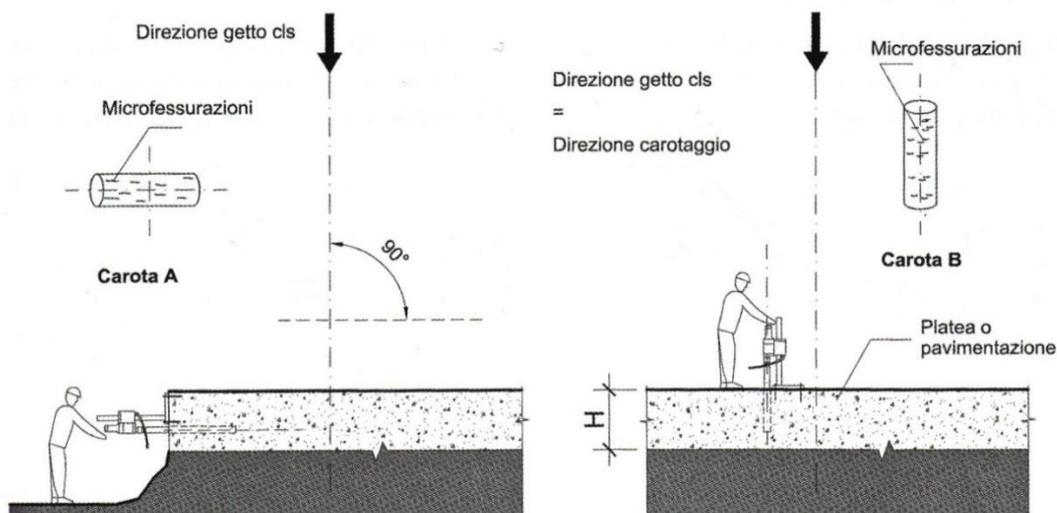


Figura 3.42- *Variatione della resistenza a compressione in funzione delle direzioni di carotaggio e del getto¹.*

3.4.3 Programmazione delle indagini

Dal paragrafo C8A1.B.3 della Circolare Ministeriale n. 617/2009 si può leggere che ai fini della verifica in sicurezza di una struttura esistente si devono considerare i dati sperimentali seguenti:

Calcestruzzo	<i>“La stima della resistenza a compressione del calcestruzzo in opera si ottiene mediante l'estrazione di campioni (carotaggio) e l'esecuzione di prove a compressione fino a rottura.”</i>
Acciaio	<i>“La misura delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio si ottiene mediante l'estrazione di campioni ed esecuzione di prove a trazione fino a rottura con determinazione della resistenza a snervamento e della resistenza a deformazione ultima, salvo nel caso in cui siano disponibili certificati di prova a trazione di entità conforme a quanto richiesto per le nuove costruzioni, nella normativa dell'epoca.”</i>

¹Salvatore Lombardo, *“Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato”*. Dario Flaccovio Editore, 2012. Pagina 487.

Prima di una opportuna campagna sperimentale, è opportuno pianificare attentamente le indagini in situ da eseguire in modo da ottimizzare tempi e risorse. A questo scopo allora vanno definiti:

- Lo scopo delle indagini;
- Le tecniche disponibili;
- Le condizioni al contorno e i limiti strumentali, operativi e logistici¹.

Per quanto riguarda lo scopo delle indagini, esso è un punto fondamentale in quanto risulta prioritario per una corretta pianificazione delle tecniche da utilizzare e quindi anche della scelta dei punti in cui effettuare le prove.

Per determinare qualità e caratteristiche fondamentali del calcestruzzo, elementi che rappresentano lo scopo principale delle indagini da effettuare sul Paraboloide, è utile fare riferimento alle seguenti norme tecniche e linee guida:

- UNI EN 12504-1 – *Prove sul calcestruzzo nelle strutture. Parte 1: Carote. Prelievo, esame e prova di compressione;*
- UNI EN 12504-2 – *Prove sul calcestruzzo nelle strutture. Parte 2: Prove non distruttive. Determinazione dell'indice sclerometrico;*
- UNI EN 12504-3 – *Prove sul calcestruzzo nelle strutture. Parte 3: Determinazione della forza di estrazione;*
- UNI EN 12504-4 – *Prove sul calcestruzzo nelle strutture. Parte 4: Determinazione della velocità di propagazione degli impulsi ultrasonici;*
- UNI EN 13791 – *Valutazione della resistenza in situ nelle strutture e nei componenti prefabbricati di calcestruzzo;*
- *Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo, 2008.*

¹ “*Testing of Concrete in Structures*”, Bungey J.H. e Millard S.G., Blackie Academic Professional, Cambridge 1996.

Nella tabella seguente vengono riassunti i vantaggi e gli svantaggi delle diverse tecniche di indagine strutturale¹:

Metodo di prova	Costo	Velocità di esecuzione	Danno apportato	Rappresentatività dei dati ottenuti	Correlazioni tra grandezza misurata e resistenza
Carotaggio	Elevato	Lento	Moderato	Moderata	Ottima
Indice di rimbalzo	Molto Basso	Veloce	Nessuno	Interessa solo la superficie	Debole
Velocità ultrasuoni	Basso	Veloce	Nessuno	Buona (in tutto lo spessore)	Moderata
Estrazione di inserti	Moderato	Veloce	Limitato	Interessa solo la superficie	Buona
Resistenza a penetrazione	Moderato	Veloce	Limitato	Interessa solo la superficie	Moderata

Tabella 3.6 – *Vantaggi e svantaggi di alcuni metodi di prova.*

Per quanto riguarda il numero di prove da effettuare, esso è tabellato in funzione delle superfici in gioco nelle Appendici delle NTC 2008. In particolare queste tabelle forniscono il numero minimo di prove distruttive che, per ovvie ragioni si considerano più affidabili delle prove non distruttive.

La seguente tabella (C8A.1.3) , presa proprio dalle NTC 2008, riporta in funzione delle verifiche da effettuare, in numero minimo di sondaggi necessario per legge:

¹ “*Testing of Concrete in Structures*”, Bungey J.H. e Millard S.G., Blackie Academic Professional, Cambridge 1996.

	RILIEVO DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI	PROVE SUI MATERIALI
	Per ogni tipo di elemento primario (trave, pilastro..)	
VERIFICHE LIMITATE	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di calcestruzzo per 300 mq di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio.
VERIFICHE ESTESE	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di calcestruzzo per 300 mq di piano dell'edificio, 2 campione di armatura per piano dell'edificio.
VERIFICHE ESAUSTIVE	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di calcestruzzo per 300 mq di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio.

Tabella 3.7 – *Indicazioni da normativa sul numero minimo di indagini da effettuare su una struttura in cemento armato¹.*

Il numero di campioni da prelevare ed anche il numero di controlli non distruttivi da effettuare dipenderà quindi sia dal grado di fiducia che si intende affidare alla stima della resistenza del calcestruzzo in opera e sia dalla variabilità dei risultati che si pensa di ottenere.

Un aspetto molto importante nel processo di pianificazione delle prove da effettuare è quello di individuare gli elementi strutturali che sono stati realizzati utilizzando la stessa miscela di calcestruzzo. Per far questo la prova più efficace da considerare è la misura della velocità degli ultrasuoni. Vi sono tre livelli diversi di cui si può tenere conto durante la pianificazione delle indagini relativi alla variabilità globale della resistenza a compressione del calcestruzzo (essi sono stati individuati da studi dell'Università della Basilicata²):

¹ NTC 2008 C8A.1.3

² Masi A., Vona M., Nigro D., Ferrini M.; “*Indagini sperimentali per la stima della resistenza del calcestruzzo in situ basata sui metodi distruttivi e non distruttivi*”.

Livello 1	Variabilità nel passaggio da un piano all'altro nell'ambito dell'edificio;
Livello 2	Variabilità tra un elemento strutturale e l'altro nell'ambito di uno stesso piano;
Livello 3	Variabilità in uno stesso elemento strutturale.

Il Paraboloido è un edificio costituito da un solo piano fuoriterra e da una parte interrata in cui vi sono parte delle tramogge e dei piccoli passaggi, di conseguenza è opportuno verificare se queste due parti sono state costituite utilizzando un calcestruzzo con proprietà simili o meno. Inoltre in questo caso, le indagini devono essere particolarmente approfondite in quanto l'edificio è molto datato e quindi potrebbe essere stato costruito senza alcuna procedura di controllo delle miscele omogenee di calcestruzzo. E' quindi necessario operare con un livello di conoscenza elevato, in questo caso si è scelto in particolare un livello LC3.

Per quanto riguarda i punti dove prelevare le carote di calcestruzzo poi, è consigliato considerare le zone meno sollecitate della struttura, che si trovano andando a studiare il modello costruito in *Nòlian*¹.

Più nel dettaglio, sempre dalle NTC si riporta che: *“Le percentuali di elementi da verificare ed il numero di provini da estrarre e sottoporre a prove di resistenza riportati nella Tabella C8A.1.3 hanno valore indicativo e vanno adattati ai singoli casi, tenendo conto dei seguenti aspetti:*

(a) Nel controllo del raggiungimento delle percentuali di elementi indagati ai fini del rilievo dei dettagli costruttivi si tiene conto delle eventuali situazioni ripetitive, che consentano di estendere ad una più ampia percentuale i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte di una serie con evidenti caratteristiche di ripetibilità, per uguale geometria e ruolo nello schema strutturale.

¹Cosenza E., Manfredi G., Monti G, *“Valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato”*, Polimetrica, Milano 2008. Pagina 368.

(b) Le prove sugli acciai sono finalizzate all'identificazione della classe dell'acciaio utilizzata con riferimento alla normativa vigente all'epoca di costruzione. Ai fini del raggiungimento del numero di prove sull'acciaio necessario per il livello di conoscenza è opportuno tener conto dei diametri (nelle strutture in c.a.) o dei profili (nelle strutture in acciaio) di più diffuso impiego negli elementi principali con esclusione delle staffe.

(c) Ai fini delle prove sui materiali è consentito sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con un più ampio numero, almeno il triplo, di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive.

(d) Il numero di provini riportato nelle tabelle 8A.3a e 8A.3b può esser variato, in aumento o in diminuzione, in relazione alle caratteristiche di omogeneità del materiale. Nel caso del calcestruzzo in opera tali caratteristiche sono spesso legate alle modalità costruttive tipiche dell'epoca di costruzione e del tipo di manufatto, di cui occorrerà tener conto nel pianificare l'indagine. Sarà opportuno, in tal senso, prevedere l'effettuazione di una seconda campagna di prove integrative, nel caso in cui i risultati della prima risultino fortemente disomogenei.”

Di conseguenza anche le aree in cui vanno eseguite le prove (sia i campionamenti che le prove non distruttive) degli elementi strutturali devono essere definite con precisione e particolare attenzione.

I punti di prova vanno quindi preventivamente identificati e indicati in disegni opportuni. La dimensione e la localizzazione ovviamente dipendono dal tipo di indagine in questione e il numero di prove dipenderà dall'affidabilità che vuole ottenere.

Le variazioni delle proprietà del calcestruzzo in opera e la preparazione delle aree di prova

Nella scelta dei punti di prelievo inoltre, va tenuto conto che in ogni elemento strutturale in cemento armato che è stato costruito con getto continuo, come si presuppone per il Paraboloido, la resistenza a compressione del calcestruzzo in opera varia progressivamente dal basso verso l'alto come indicato nella **Figura 3.43**. Questa diminuzione è dovuta in particolare alla riduzione di aria occlusa e quindi all'aumento locale del peso specifico di calcestruzzo. Oltre a questo poi, il grado di compattazione viene influenzato anche da altri

fattori quali la presenza di armature e l'attrito tra calcestruzzo gettato e pareti interne delle casseformi.

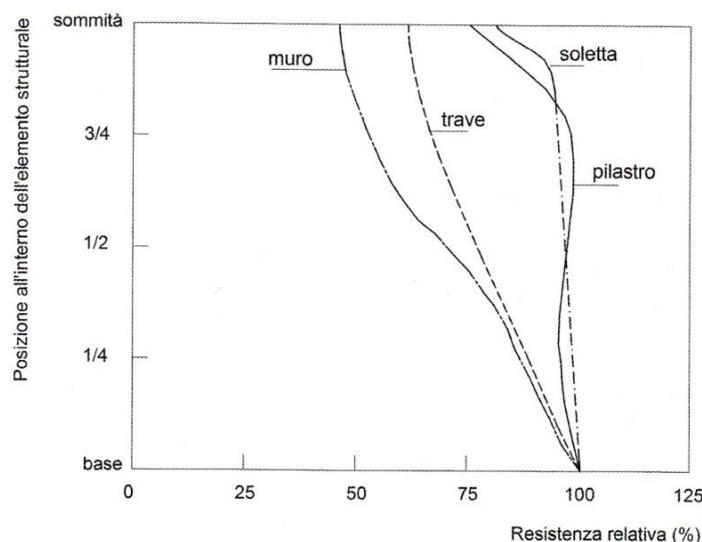


Figura 3.43 - *Variazione della resistenza relativa del calcestruzzo con la posizione all'interno dell'elemento strutturale. Queste indicazioni sono comunque da considerarsi come indicazioni generali, in quanto le resistenze a compressione possono anche variare in maniera diversa¹.*

A conseguenza di questa variazione allora, è consigliato eseguire i controlli nelle zone superiori degli elementi, in questi punti infatti la resistenza a compressione è più bassa proprio per una minore compattazione del calcestruzzo durante il getto per effetto delle forze idrostatiche che sono maggiori in profondità.

In realtà comunque la resistenza a compressione del calcestruzzo all'interno di uno stesso elemento strutturale può variare anche in base ad altri fattori come le condizioni di maturazione, variazioni della composizione della miscela ecc².

Riassumendo allora, le variazioni delle miscele omogenee di calcestruzzo possono essere considerate casuali o si possono ricondurre a differenze dei componenti (aggregati, cemento, acqua ecc.), stagionatura e modalità di compattazione.

¹ Burgey J.J., Millard S.G. , "Testing of Concrete in Structures" Fourth Edition 1996, Chapman & Hall.

² Salvatore Lombardo, "Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato". Dario Flaccovio Editore, 2012. Pagine 552-553.

Valutare tali variazioni in opera però risulta molto difficile in quanto è quasi impossibile isolarle dagli effetti di compattazione e di maturazione. Si può fare però una stima grossolana di esse tenendo conto del coefficiente di variazione di prove che vengono eseguite in uno stesso elemento strutturale.

Nelle **Figure 3.44 e 3.45** sono mostrate delle variazioni globali tipiche della resistenza per calcestruzzi normali in due diversi elementi strutturali (un muro in calcestruzzo ed una trave). Per le travi ed i muri si può osservare che il gradiente di resistenza varia abbastanza uniformemente, fino a diminuire anche del 50% nel caso dei muri.

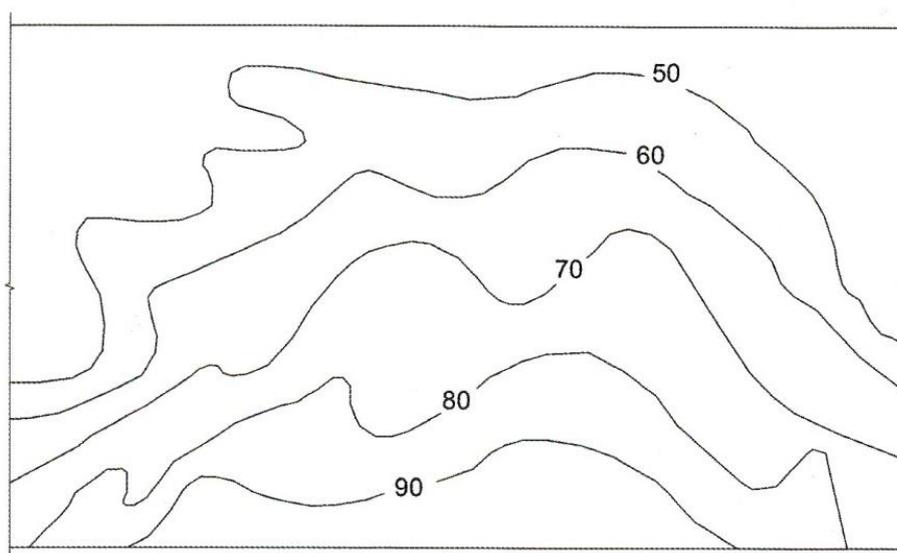


Figura 3.44 - *Variazione della resistenza a compressione del calcestruzzo di un muro*¹.

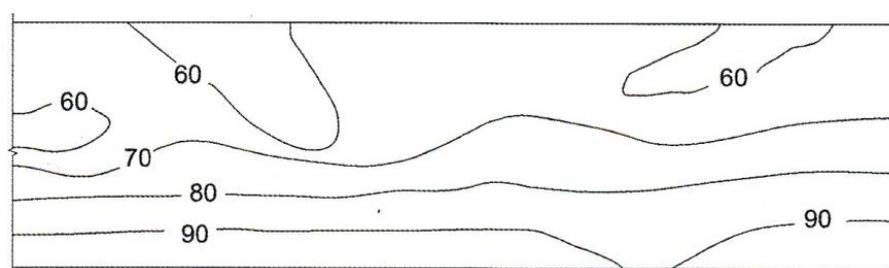


Figura 3.45 - *Variazione della resistenza a compressione del calcestruzzo di una trave*¹.

¹ "Testing of Concrete in Structures", Burgey J.J., Millard S.G. – Fourth Edition 1996, Chapman & Hall

Per preparare le aree di prova, si deve fare riferimento ovviamente al tipo di test da effettuare, oltre al fine a cui le prove sono destinate, alle specifiche UNI e le indicazioni del produttore delle strumentazioni utilizzate.

Esistono comunque delle indicazioni di carattere generale di cui va tenuto conto quando vanno preparate le aree di prova. Esse prima di tutto devono essere prive di difetti evidenti (come ad esempio vuoti o occlusioni) i quali vanno ad influenzare il risultato e la significatività delle stesse prove. Oltre a questo poi vanno ripulite le aree da qualsiasi materiale estraneo al calcestruzzo (come l'intonaco, collanti o impregnati o anche polvere e impurità in genere). Qualora sia presente del materiale estraneo o vi siano delle anomalie sulla superficie del calcestruzzo, esse vanno registrate nei verbali di prelievo e/o di prova.

Scelta degli elementi strutturali

Come già anticipato, per scegliere l'ubicazione delle prove bisogna contenere il più possibile il danneggiamento delle strutture indagate in modo da non compromettere significativamente le strutture. Gli elementi strutturali infatti sono già indeboliti dai fenomeni di degrado come ad esempio lo spalling e quindi presentano già una diminuzione della sezione resistente. Occorre fare quindi particolare attenzione.

Per definire l'ubicazione delle prove del Paraboloide quindi, è stato tenuto conto dei seguenti criteri¹:

- *Privilegiare prove sui pilastri rispetto alle travi.*
Questa scelta viene fatta in considerazione del concetto di gerarchia delle resistenze quando si forma una cerniera plastica (esse infatti portano al meccanismo di collasso in strutture intelaiate).
- *Tenere conto dei livelli di sollecitazioni presenti all'interno di un elemento strutturale.*

¹ "Linee guida per la valutazione strutturale di un edificio con struttura in c.a. esistente", Regione Toscana (2004).

Infatti si scelgono di solito gli elementi che nella struttura sono mediamente sollecitati andando a verificare se vi sono variazioni considerevoli per quanto riguarda lo stato tensionale degli elementi.

- *Tenere conto della disposizione del sistema resistente.*
- *Tenere conto delle dimensioni planovolumetriche e della presenza di nuclei rigidi.*

Per il Paraboloide comunque, visto che non si sono nuclei rigidi come ad esempio un vano ascensore e visto che esso è caratterizzato da maglie strutturali disposte uniformemente, la scelta degli elementi strutturali da indagare si può effettuare senza particolari accorgimenti, in quanto è da ritenersi molto bassa la probabilità di effetti torsionali.

- *Individuare le armature.*

Per fare ciò si sono analizzati gli elaborati progettuali originali tenendo conto sia dei ferri longitudinali che delle staffe. Comunque sia essi vanno verificati con prove non distruttive in modo da verificarne la corrispondenza con lo stato di fatto. Le prove che possono essere effettuate a questo scopo sono il radar o prove magnetometriche, o eventualmente si possono anche fare dei rilievi diretti andando a rimuovere il copriferro.

Se quindi nella pianificazione delle prove si tiene conto della presenza delle armature in questo modo si può procedere ai carotaggi evitando delle modifiche in corso d'opera del programma previsto, evitando il pericolo di tagliare porzioni di barre di armatura durante la procedura di prelievo.

A seguito di tutte queste considerazioni, in conclusione si è scelto di andare ad indagare con maggiore attenzioni gli elementi strutturali di tipo pilastro rispetto agli elementi trave (riservando ad esse l'esecuzione di prove di tipo indiretto o non distruttivo). Questo perché negli edifici in calcestruzzo armato come il Paraboloide di Casale si ritengono più probabili i meccanismi di collasso di piano (travi-forti e pilastri-deboli).

A causa delle elevate dimensioni della struttura in esame (più di 1100 m²), e tenendo conto di tutti i ragionamenti precedentemente menzionati, è necessario prelevare **12 provini di calcestruzzo** se si opera con un livello **LC3** (sono richieste infatti un minimo di 3 prove ogni 300 m²). Ad essi poi si affiancano altrettante prove non distruttive (**prove pacometriche, prove sonreb, prove alla fenolftaleina**).

Per individuare con precisione i punti in cui effettuare le prove, si considerano le **Figure 3.46, 3.47 e 3.48**, nelle quali è stato evidenziato l'andamento degli sforzi di compressione nel modello costruito in *Nòlian*.

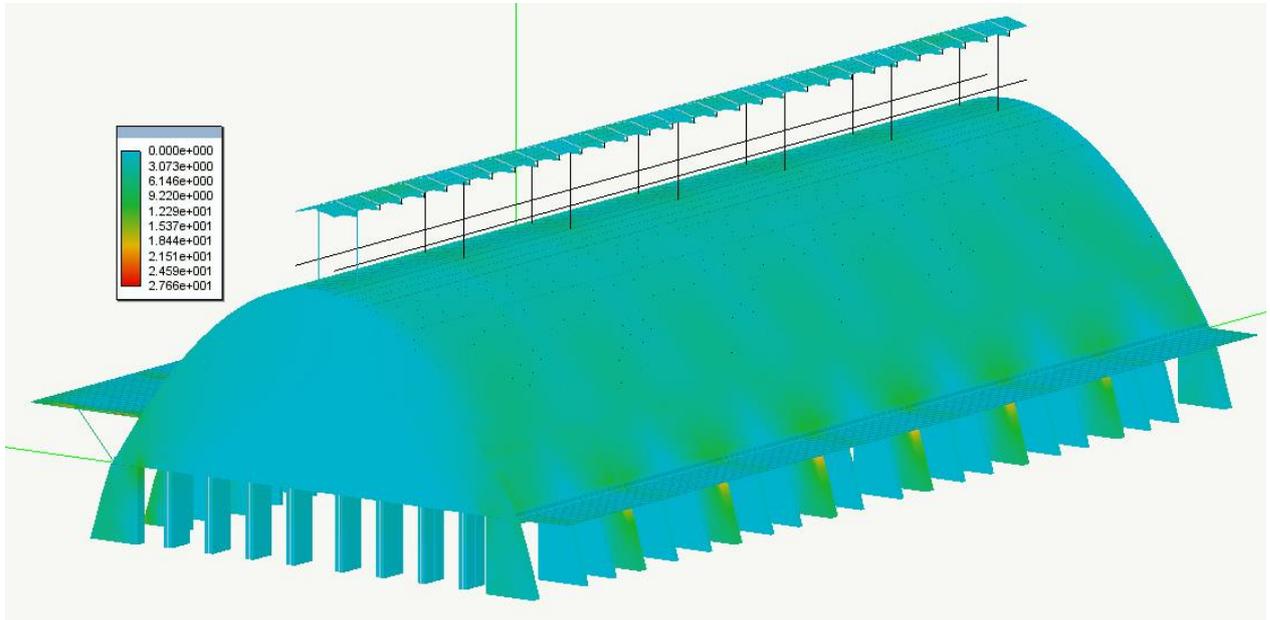


Figura 3.46 - *Sforzi di compressione nel Paraboloide.*

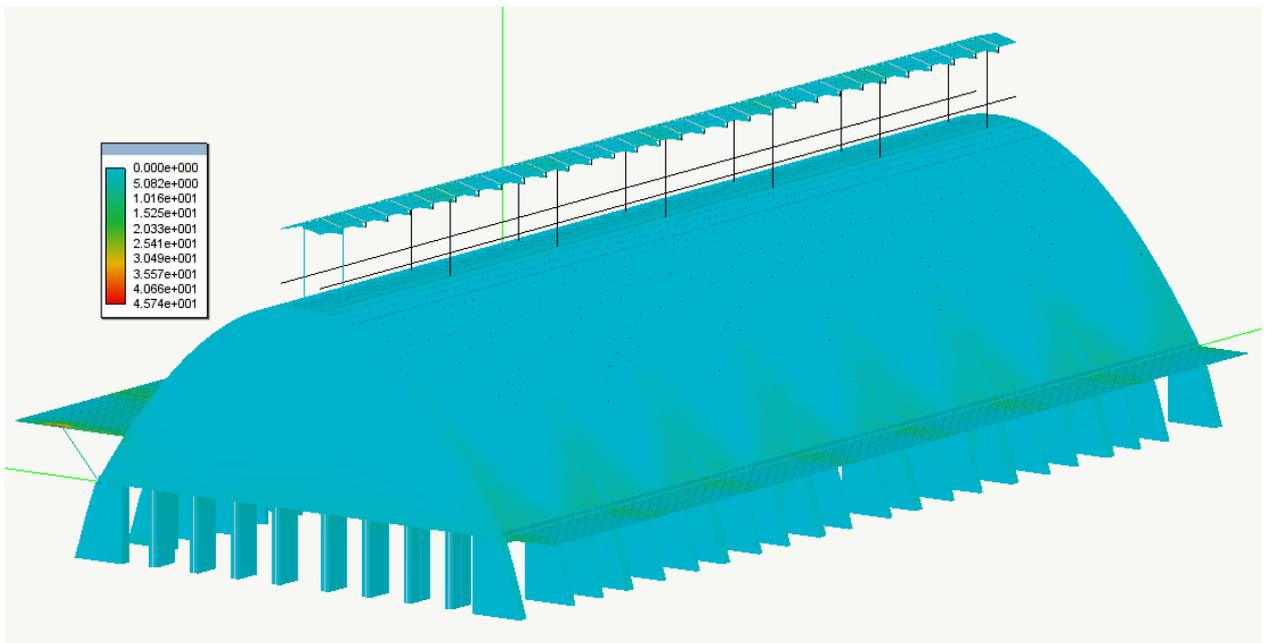


Figura 3.47 - *Sforzi di trazione nel Paraboloide.*

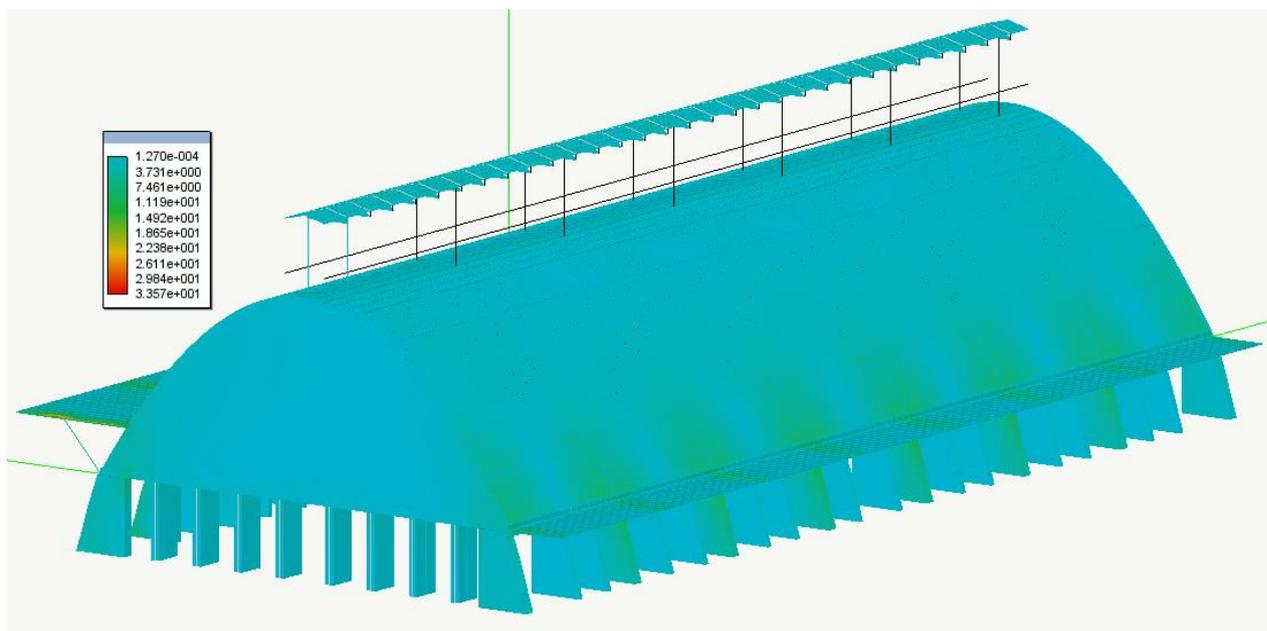


Figura 3.48 - Sforzi di taglio nel Paraboloide

Nelle 3 immagini precedenti non sono rappresentati gli elementi di tipo *Beam* in quanto la loro rappresentazione non è supportata dal programma.

In seguito a questa analisi, si sceglie di effettuare le indagini nelle zone rappresentate dalle circonferenze nella pianta seguente (**Figura 3.49**).

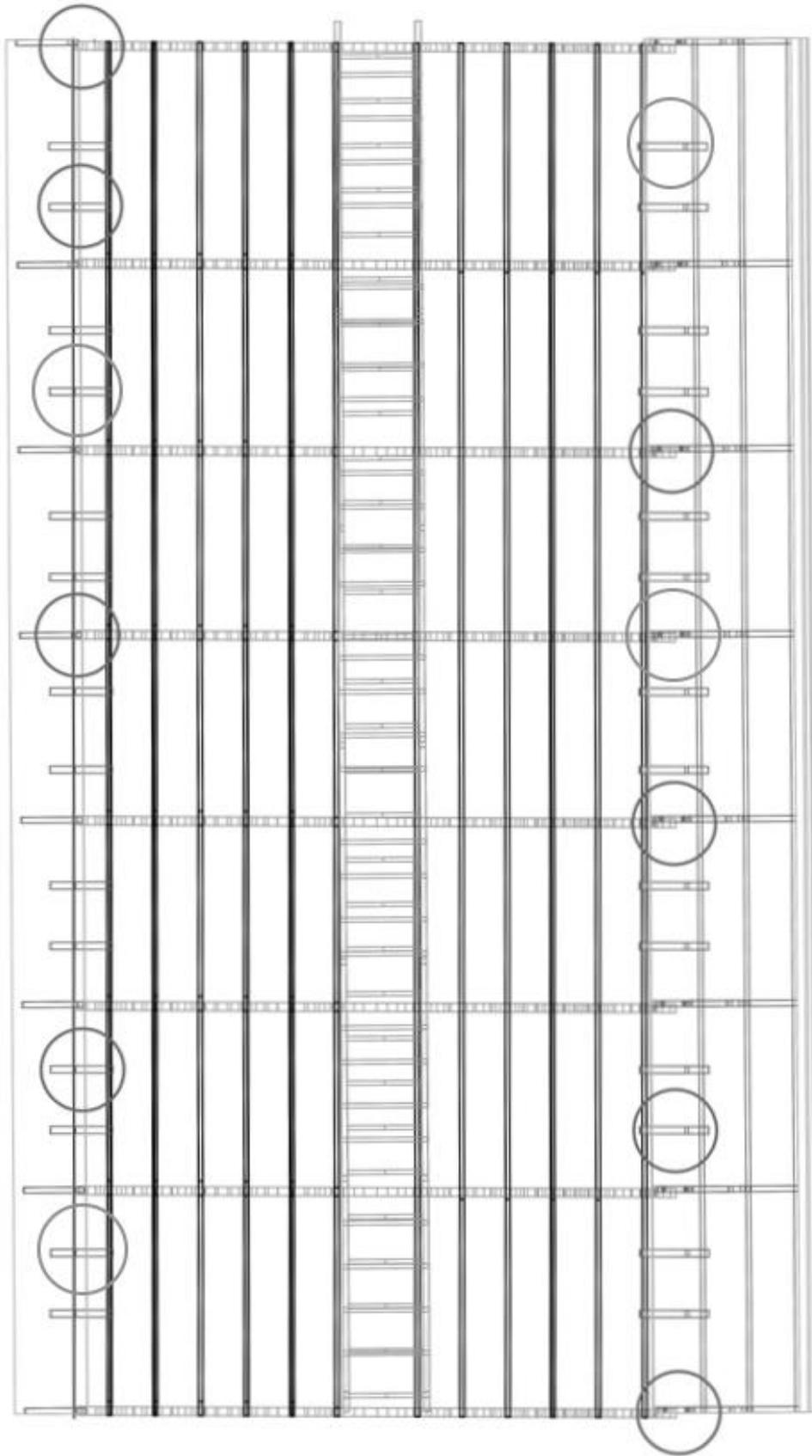


Figura 3.49 - Pianta del Paraboloide in cui sono evidenziate le zone dove eseguire le prove.

Come si può osservare dalla **Figura 3.49**, sono stati scelti solo i pilastri per l'esecuzione delle prove. Questa scelta è motivata dal fatto che le travi ed altri elementi della struttura sono molto più difficili da raggiungere e presentano un'armatura trasversale più fitta, di conseguenza in queste zone il prelievo di carote risulterebbe particolarmente difficile.

Indicazioni per l'esecuzione dei controlli distruttivi nei pilastri

Nell'individuazione delle zone più opportune da cui si possono prelevare le carote di calcestruzzo vanno considerate le seguenti raccomandazioni:

- Entrambe le estremità del pilastro, piede e testa, sono caratterizzate da elevati stati tensionali;
- In entrambe le estremità dei pilastri di solito sono presenti la maggior parte dei difetti esecutivi di segregazione e di calcestruzzo più scadente. In queste zone quindi vi è probabilmente una riduzione della resistenza alla compressione;
- Quando viene effettuato il prelievo, la riduzione della sezione resistente può portare, specialmente nei casi di stati tensionali significativi e calcestruzzi di qualità scadente (come nel Paraboloide), una riduzione importante delle condizioni di sicurezza.

A conseguenza di tali motivazioni, si deve evitare di prelevare calcestruzzo nelle zone adiacenti a testa e piede dei pilastri. In questi punti le caratteristiche meccaniche possono essere individuate sfruttando modalità non invasive (come la propagazione delle onde o l'indice di rimbalzo).

Ci si deve limitare allora, a prelevare carote solo nella parte intermedia dei pilastri (che risulta la zona meno sollecitata), facendo inoltre particolarmente attenzione a ripristinare velocemente il calcestruzzo che viene asportato durante i carotaggi ed evitare quindi di indebolire troppo l'elemento strutturale¹.

Questa indicazione può essere intuita meglio con riferimento alla **Figura 3.50**.

¹ Salvatore Lombardo, "Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato". Dario Flaccovio Editore, 2012. Pagine 451-463.

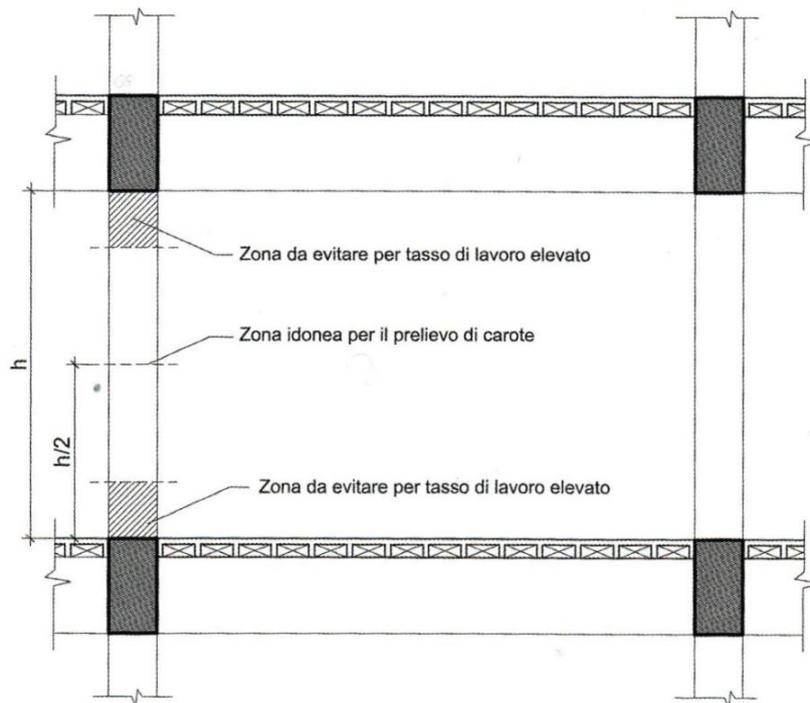


Figura 3.50 - Pilastro in calcestruzzo armato in cui vengono evidenziate le zone ritenute idonee e quelle da evitare per l'esecuzione di prove distruttive¹.

¹ Salvatore Lombardo, “Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato”, Dario Flaccovio Editore, 2012. Pagina 462.

4 La resistenza a compressione del calcestruzzo del Paraboloide

4.1 Considerazioni di carattere generale

Come già anticipato nel capitolo introduttivo, purtroppo a causa della presenza di materiale tossico all'interno del Paraboloide, non è stato possibile portare a termine le prove distruttive e non distruttive che danno informazioni sui valori reali di resistenza dei materiali nella struttura.

Si è scelto dunque di utilizzare uno studio già effettuato dal Politecnico di Torino che mette in relazione l'andamento della resistenza del calcestruzzo in costruzioni storiche con l'anno a cui la costruzione è datata.

Questo studio si focalizza su un aspetto fondamentale, imprescindibile in qualsiasi analisi di verifica su una struttura esistente e ancor di più su strutture molto antiche in calcestruzzo, esattamente come il Paraboloide. Si tratta della definizione di alcuni intervalli che consentono di verificare (nel caso siano state fatte le prove dovute) o ipotizzare (nel caso in cui per svariati motivi le suddette prove non siano state ancora effettuate) la resistenza a compressione del calcestruzzo della struttura.

Più nel dettaglio, questo studio è stato effettuato perché l'analisi strutturale per strutture in calcestruzzo in zona sismica è finalizzata a due aspetti:

- Valutare la sicurezza strutturale, in modo da migliorare la risposta di una struttura esistente sottoposta ad una certa forzante sismica;
- Valutare la vulnerabilità, al fine di misurare il rischio sismico ed avere una completa immagine di quello che può accadere quando si verifica un terremoto di una determinata area.

Nel primo caso, l'analisi strutturale, consiste nel verificare che gli effetti prodotti dalle azioni, E_d , sono inferiori alla resistenza di progetto, R_d . La resistenza a compressione del calcestruzzo quindi è direttamente coinvolta nel calcolo di R_d , e deve essere misurata con precisione attraverso prove distruttive o prove non distruttive. Ovviamente, il test di

compressione monoassiale, eseguito sui provini estratti da una struttura, è il metodo più affidabile per misurare la resistenza.

Quando questi test non possono essere eseguiti, si stima indirettamente la resistenza del calcestruzzo misurando altre proprietà fisiche (come la velocità di propagazione degli ultrasuoni) mediante prove non distruttive.

In casi particolari, quando si deve eseguire un'analisi strutturale su larga scala, la resistenza a compressione non è sempre un dato disponibile, specialmente se sono presenti costruzioni storiche. Nello specifico per il Paraboloide, sono intervenuti altri aspetti che hanno impedito la realizzazione di queste prove.

In tutti questi casi, le proprietà del calcestruzzo possono essere stimate indirettamente ed in maniera più economica con approcci utilizzati in altre discipline.

Questo tipo di approcci possono essere utilizzati anche per verificare i dati ottenuti dalle prove. In particolare infatti, è lecito sicuramente chiedersi, una volta stimato il valore della resistenza in una struttura, se esso sia ragionevole oppure no. Serve cioè definire dei parametri, o in realtà un intervallo, che consente di dire se i valori ottenuti nello studio siano realistici e veritieri. In altre parole, ci si chiede, una volta ottenuta una certa resistenza, l'ordine di grandezza di tale valore è accettabile. Ad esempio, se si ottiene un valore di 30 MPa per un calcestruzzo degli anni '30, è possibile prendere per buono questo risultato?

Oltre a questo lo studio è stato sviluppato perché molte volte, più che alla sicurezza, si è interessati alla vulnerabilità di una struttura. Nelle costruzioni storiche infatti non si conosce bene qual è la reale resistenza a compressione del calcestruzzo, e in molti casi, esattamente come quello del Paraboloide di Casale, non si hanno a disposizione documenti d'archivio o tavole tecniche che forniscono indicazioni importanti a riguardo del calcestruzzo utilizzato per la costruzione della struttura.

Per eseguire meglio la valutazione della vulnerabilità occorre quindi definire un metodo alternativo per la valutazione della misura della resistenza a compressione del calcestruzzo storico.

4.2 Studio sul calcestruzzo storico

Lo studio che consente di trovare una soluzione al problema esposto nel paragrafo precedente, vale a dire sulla definizione di una resistenza a compressione del calcestruzzo da inserire nei modelli creati in attesa delle prove più approfondite, è stato effettuato dai Professori Alessandro Fantilli, Bernardino Chiaia e dalla ricercatrice Barbara Frigo del Politecnico di Torino¹.

In questo studio si è partiti da un'analogia fatta con un'altra disciplina. A titolo di esempio infatti è stata presa la medicina pediatrica: l'Organizzazione Mondiale della Sanità ha infatti definito e pubblicato delle curve in cui in ordinata vi è il peso, mentre in ascissa vi è l'età dei bambini, in modo quindi da consentire ai pediatri di stabilire orientativamente se la crescita dei bambini sia corretta, soprattutto in relazione al loro peso corporeo. In questo modo infatti si ha un'idea di quale dovrebbe essere il peso di un bambino ad una certa età. Di seguito si riporta, a titolo puramente esemplificativo, alcuni di questi grafici costruiti dall'OMS.

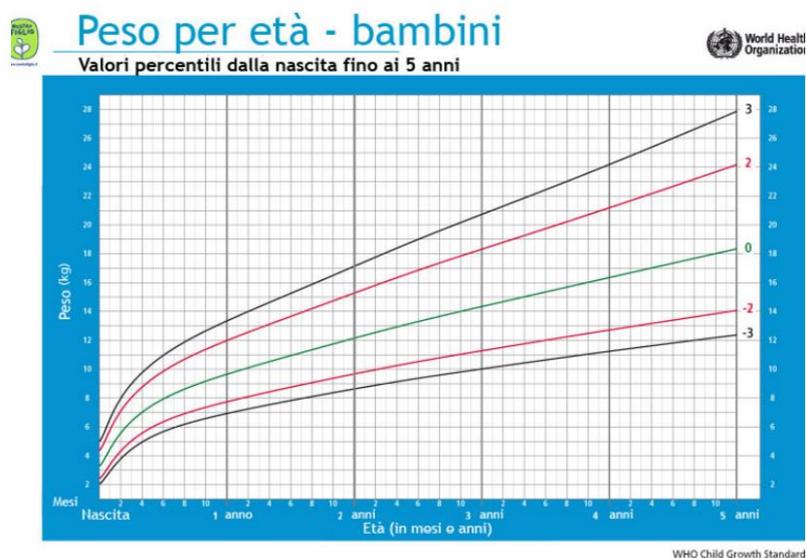


Figura 4.1 – Analisi statistica sull'andamento del peso con l'età dei bambini e valori percentili dalla nascita fino a 5 anni².

¹ Prof. Alessandro P. Fantilli, Barbara Frigo, Bernardino Chiaia, "A simplified approach for the evaluation of old concrete strength". Politecnico di Torino

² Grafico fornito dall'Organizzazione Mondiale della Sanità



Figura 4.2 – *Analisi statistica sull'andamento del peso con l'età delle bambine e valori percentili dalla nascita fino a 5 anni¹.*

Dallo studio evidenziato in **Figura 4.1** e **Figura 4.2**, è possibile notare come questa analisi sia stata effettuata ricostruendosi una statistica su un certo numero di dati. In particolare in questo caso si è fatto riferimento a dati misurati su circa 8000 bambini.

Prendendo spunto da questo studio quindi, ci si è posti il problema di andare a mettere in relazione l'età del calcestruzzo e la sua resistenza a compressione. In analogia a quanto è stato fatto dall'OMS allora servirebbe avere un database, cioè un insieme di dati riguardanti la resistenza a compressione del calcestruzzo nei vari anni.

In realtà tali dati esistono e sono disponibili. Essi sono quelli memorizzati nella banca dati storica situata nel Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica (DISEG) del Politecnico di Torino che dal 1897 certifica la qualità del calcestruzzo utilizzato nelle costruzioni facendo le prove su dei cubetti di calcestruzzo. Portando i provini al Politecnico infatti si ottiene, ancora adesso, una certificazione sulla qualità del calcestruzzo. Il database a disposizione è abbastanza ampio: la prima prova infatti è stata effettuata nel 1897.

¹ Grafico fornito dall'Organizzazione Mondiale della Sanità

Da allora ad oggi poi sono state fatte 500 000 prove. Tutte queste informazioni in costituiscono il database sa cui è possibile tracciare una curva che mette in relazione la resistenza del calcestruzzo con il passare degli anni.

L'idea è quindi quella di definire una relazione tra la resistenza a compressione con l'età della struttura.

PROT. N. 9058 CERTIFICATO N. 9539

PROVE ALLA COMPRESSIONE

Politecnico di Torino
 LABORATORIO SPERIMENTALE
 DEI
 MATERIALI DA COSTRUZIONE
 Castello del Valentino
 Telefono 60.779

Spett. AZIENDA ELETTRICA MUNICIPALE = TORINO.
 Via Bertola 48 =
 Campioni di calcestruzzo prelevati il 22/2 dalla
 finestra 2 dell'Impianto di BARDONETTO = inviati con
 lettera del 2/3/39 XVII N° 2596 SC.

INDICAZIONE DEI SAGGI	Dimensioni del saggio in cm.	Superficie compressa cm. ²	Peso per m ³ t.	RESISTENZA		OSSERVAZIONI
				Totale t.	Per cm ² kg.	
	16x16x16	256	==	51.1	200	Sperimentate il 22/3
	id	id	==	49.5	194	id
	id	id	==	40.40	184	id
	id	id	==	51.8	203	id

22/3/39 XVII 19

L'Esperimentatore *[Firma]* Il Direttore del Laboratorio *[Firma]*

Figura 4.3 - Tipico certificato rilasciato dal Politecnico di Torino dopo una serie di prove di compressione su cubi di calcestruzzo.

In realtà comunque, le prime prove che si hanno a disposizione, che risalgono addirittura al 1897, non sono prove a compressione del calcestruzzo, in quanto esso ancora non veniva utilizzato come materiale da costruzione, ma si tratta di prove su campioni di roccia, che venivano fatte sempre allo scopo di capire quanto resisteva il materiale. Nel caso specifico la prima prova è stata effettuata su un provino formato da “pietra pomice”. I cubi allora erano di circa 7 cm di lato ed il carico a rottura era estremamente basso. Si trattava di un carico di circa 71 kg al cm² quindi di una resistenza di circa 7 MPa. In compenso comunque il materiale era estremamente leggero, con un peso di circa 1500 kg/m³.

Per effettuare questa analisi, sono stati presi in analisi un certo numero di anni, e per ciascun anno si sono andati a vedere i certificati disponibili. Per ognuno di essi quindi si è preso il valore della resistenza a compressione relativa.

In questo modo per ciascun anno si può vedere quanti campioni sono stati trovati e si possono compiere numerose indagini statistiche.

In questo studio sono stati analizzati provini dal 1915 ai primi del 2000. Prima del 1915 è impossibile fare una statistica, perché il numero dei campioni sottoposti alle prove è troppo basso (si tratta di poche unità). La curva che è stata trovata è stata costruita con un database di circa 40000 provini di calcestruzzo.

Nel grafico seguente si può vedere il numero di prove di compressione eseguite negli anni 1935 , 1955 , 1975 , e 2002.

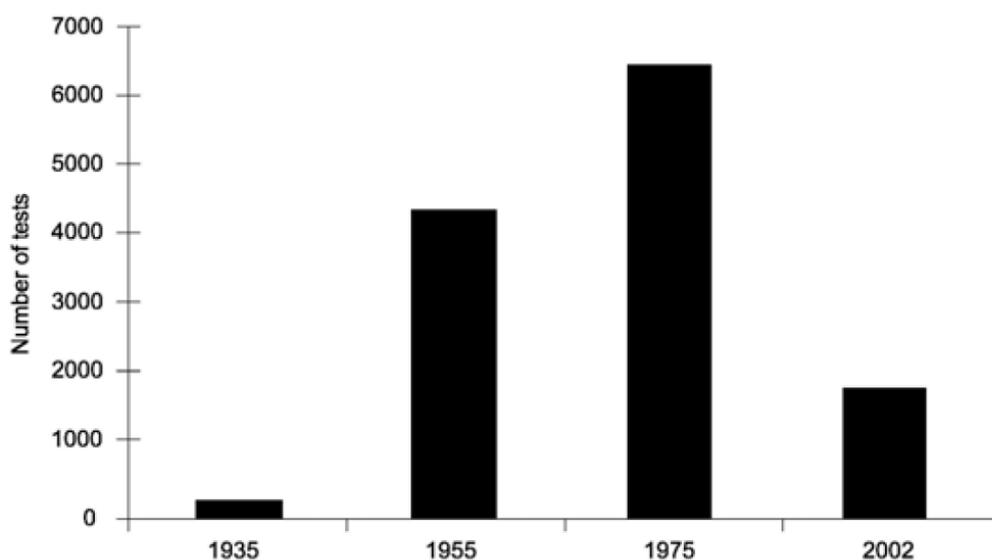


Figura 4.4 - *Numero di prove di compressione su provini di calcestruzzo sviluppate nel Politecnico di Torino in 4 diversi anni¹.*

La prima cosa da notare dallo studio e dalla raccolta dei dati è relativa al volume del costruito nel corso degli anni: infatti si può sostenere ragionevolmente che più provini sono arrivati in laboratorio in un determinato periodo, più si stava costruendo in quegli anni. A

¹ Prof. Alessandro P. Fantilli, Barbara Frigo, Bernardino Chiaia, “*A simplified approach for the evaluation of old concrete strength*”. Politecnico di Torino.

sostegno di questa tesi si può vedere che negli anni del boom economico, come nel 1975, sono state fatte tantissime prove.

Un altro interessante confronto è stato effettuato andando a vedere il trend di crescita del Prodotto interno Lordo italiano e quello della resistenza del calcestruzzo a compressione con il passare del tempo. Da questa analisi è emerso che il PIL italiano è più o meno cresciuto seguendo l'andamento della resistenza a compressione: il punto più basso è nel 1945, c'è poi una rapida salita dalla seconda guerra mondiale in poi.

Per esempio, tra le due guerre, si può notare che cresce il PIL ed anche la resistenza a compressione del calcestruzzo. In questo periodo infatti siamo negli anni del fascismo ed il calcestruzzo doveva essere in grado di resistere sfruttando al massimo le proprie potenzialità senza l'uso del ferro, che in quel periodo era utilizzato per altri obiettivi. Di conseguenza le strutture dovevano resistere con meno ferro possibile e quindi si richiedeva al calcestruzzo uno sforzo in più: serviva incrementare la resistenza a compressione. In questi anni, detti di "sperimentazione autarchica" si era già capito su cosa intervenire, cioè sul rapporto acqua/cemento che doveva diminuire il più possibile, sulla scelta degli inerti, più fini possibili e con più resistenza, e ovviamente era necessario anche lavorare bene il calcestruzzo e quindi occorreva vibrarlo.

Chi ha effettuato questo studio, ha raggruppato i valori di resistenza dei cubi di calcestruzzo, R_c , misurati in ogni anno, in 20 classi all'interno dell'intervallo 0 - 100 MPa . In ciascun gruppo *i-esimo* , la densità di probabilità f_i si può calcolare come:

$$f_i = \frac{n_i}{n}$$

dove n è il numero di prove eseguite in un solo anno e n_i è il numero di provini testati la cui resistenza può essere inclusa nel gruppo *i-esimo* . Per i quattro anni considerati nel grafico precedente, le distribuzioni della densità di probabilità sono rispettivamente riportate nei quattro diagrammi di **Figura 4.5**.

In questi quattro diagrammi la curva in grigio a scalini è la curva delle distribuzioni, mentre quella nera più spessa è la gaussiana (si può notare come le distribuzioni siano molto vicine tra di loro).

La funzione di probabilità gaussiana può essere calcolata con la formula seguente:

$$f(R_C) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(R_C-\mu)^2}{2\sigma^2}}$$

Nella quale μ e σ sono, rispettivamente, il valore medio di R_C e la corrispondente variazione standard (riferita ad un singolo anno di misure):

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^n R_{C,i}}{n} \qquad \sigma = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (R_{C,i} - \mu)^2$$

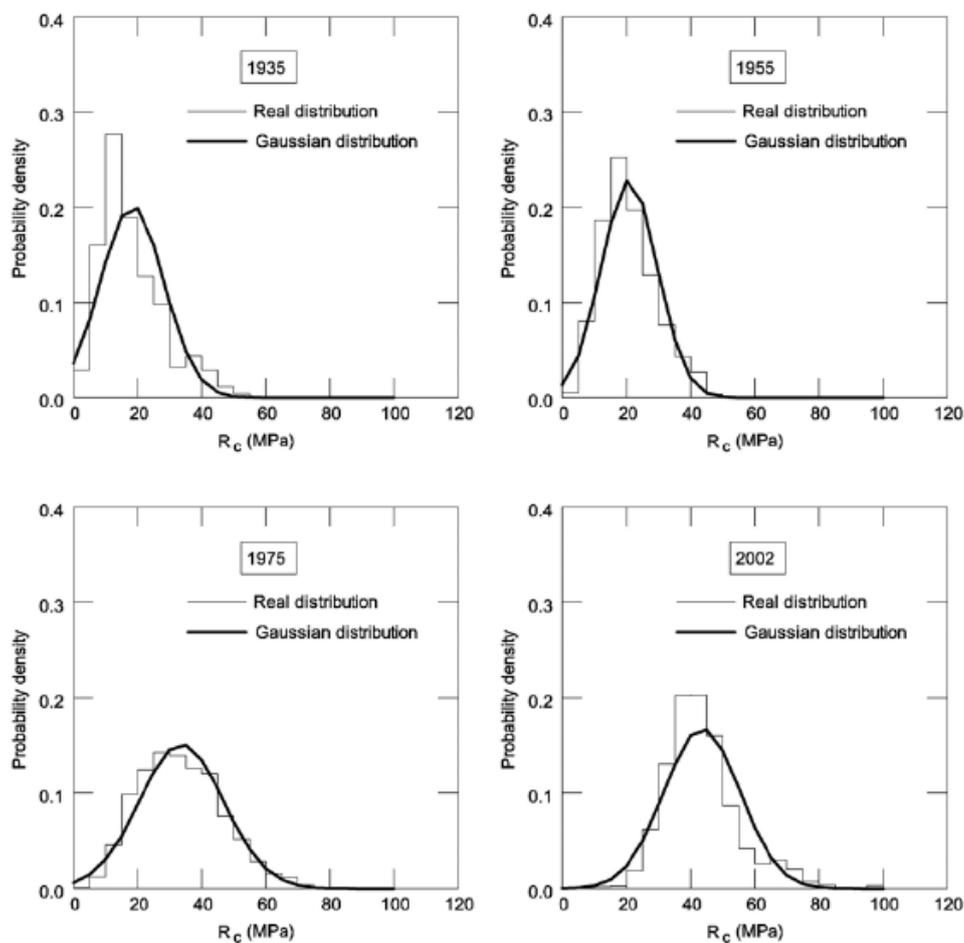


Figura 4.5 - Distribuzioni della densità di probabilità della resistenza del calcestruzzo di alcune prove eseguite nel Politecnico di Torino nel corso degli anni 1935, 1955, 1975 e 2002¹.

¹ Prof. Alessandro P. Fantilli, Barbara Frigo, Bernardino Chiaia, “A simplified approach for the evaluation of old concrete strength”. Politecnico di Torino.

I valori di μ e di σ sono raccolti nella **Tabella 4.1**. Sono riportati in essa anche i valori massimi e minimi di R_c , così come i valori della mediana ed i percentili.

R_c (MPa)	1935		1955		1975		2002	
	Gauss	Real	Gauss	Real	Gauss	Real	Gauss	Real
σ	9.89	-	8.73		13.19		11.88	
Minimum		1.23		2.79		3.18		8.83
5% percentile	2.06	5.97	6.46	8.76	12.00	14.33	23.97	27.94
25% percentile	11.66	11.03	14.94	14.33	24.81	23.89	35.50	36.02
μ	18.33	18.33	20.82	20.82	33.70	33.70	43.51	43.51
75% percentile	25.00	22.78	26.70	25.88	42.60	42.21	51.52	48.75
95% percentile	34.61	39.10	35.18	37.03	55.41	56.71	63.06	67.37
Maximum		54.55		101.94		91.58		127.05
Median		15.97		19.57		32.65		42.02

Tabella 4.1 – Valori statistici calcolati per gli anni 1935, 1955, 1975 e 2002¹.

Com'è noto, i percentili z_α possono essere calcolati tramite la seguente formula:

$$z_\alpha = \mu - \gamma\sigma$$

In cui $\gamma=1.645$ con $\alpha=95\%$, $\gamma=0.674$ con $\alpha=75\%$, $\gamma=-0.674$ con $\alpha=25\%$ e $\gamma=-1.645$ con $\alpha=5\%$.

Dato che i valori della resistenza R_c , misurata nei quattro anni esaminati, rivelano una distribuzione della densità di probabilità simile al normale legge gaussiana, le curve della resistenza a compressione, e dei relativi percentili, sono quasi coincidenti tra la distribuzione gaussiana e quella reale (**Figura 4.6**).

¹ Prof. Alessandro P. Fantilli, Barbara Frigo, Bernardino Chiaia, "A simplified approach for the evaluation of old concrete strength". Politecnico di Torino.

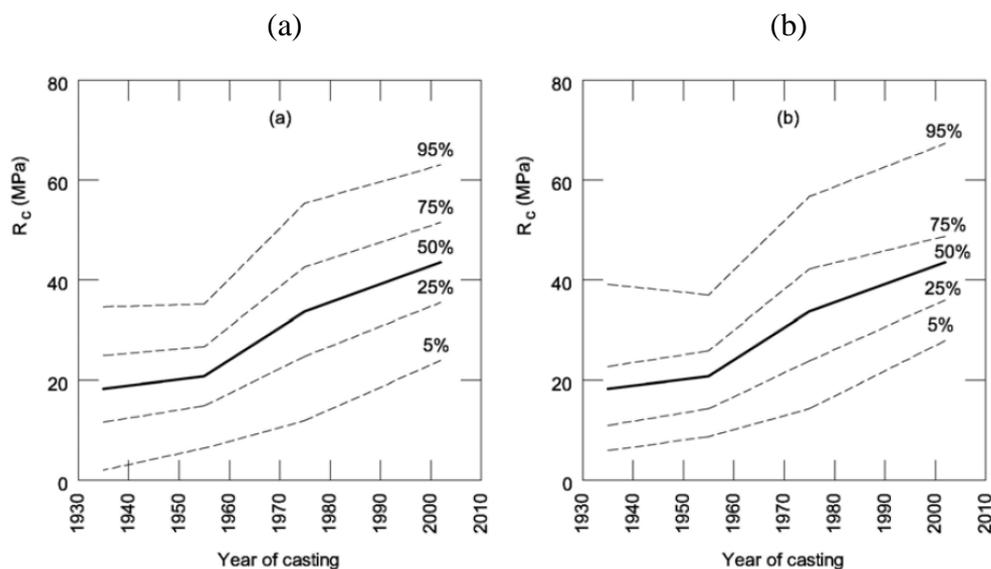


Figura 4.6 - Le curve di resistenza valutate nel caso di distribuzione Gaussiana (a) ed in quello di distribuzione della densità di probabilità reale (b)¹.

Dalle analisi teoriche e sperimentali condotte dal Politecnico di Torino sulla resistenza del calcestruzzo delle strutture esistenti, è possibile trarre le seguenti conclusioni:

- I dati contenuti nei database storici, come quelli memorizzati nel Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica (DISEG) di Politecnico di Torino, sono sicuramente in grado di fornire informazioni utili per quanto riguarda la resistenza del calcestruzzo e la sua evoluzione negli ultimi anni.
- La resistenza dei provini di calcestruzzo sembra seguire una distribuzione Gaussiana.
- La resistenza media del calcestruzzo è aumentata di circa 2,4 volte a settant'anni. Più in particolare si è passati da 18,33 MPa nel 1935 a 43,51 MPa nel 2002.

L'obiettivo principale è riuscire ad ottenere curve di resistenza-età del calcestruzzo per vedere se le resistenze calcolate nelle prove distruttive e non distruttive siano affidabili o meno. Per validare lo studio è necessario poi che la misura delle resistenze medie venga messa a confronto con i risultati dei test delle carote prese in situ: serve cioè effettuare una verifica sperimentale perché le curve sono fatte su provini di laboratorio e le indagini in situ rivelano che le resistenze possono essere decisamente diverse.

¹ Prof. Alessandro P. Fantilli, Barbara Frigo, Bernardino Chiaia, "A simplified approach for the evaluation of old concrete strength". Politecnico di Torino.

In generale si può dire che le curve che si hanno a disposizione sono curve che mediamente vanno bene, ma solo su un numero di punti grandissimo. Per validare il metodo, si è andato a vedere che lo stesso studio è stato effettuato anche da altri studiosi del calcestruzzo storico.

I dati del Politecnico di Torino relativi al Piemonte sono stati raccolti in decenni e si può notare che la resistenza media di ogni decade ricade tra la curva media e quella del frattile del 25%. I dati sperimentali tra l'altro sono più vicini a quelli del frattile del 25%. La stessa cosa è stata fatta poi dallo studio di una serie di prove fatte in Toscana, in zona sismica 2. In questo caso si tratta di edifici pubblici e sono stati raccolti circa 1000 campioni con un lavoro congiunto da Protezione Civile e Università. Questi risultati sono stati poi raccolti in decenni, esattamente come è stato fatto nello studio del Politecnico, ed è stato ottenuto sempre lo stesso risultato, cioè che il valore medio di ogni decade si colloca sempre nel frattile del 25%¹.

¹ Prof. Alessandro P. Fantilli, Barbara Frigo, Bernardino Chiaia, “*A simplified approach for the evaluation of old concrete strength*”. Politecnico di Torino.

4.3 Scelta del valore di resistenza del calcestruzzo da adottare

Grazie allo studio descritto nel paragrafo precedente, è possibile considerare la curva ottenuta come indicazione delle resistenze che ci dobbiamo aspettare quando si sta analizzando una struttura in situ, che sappiamo essere stata costruita in un determinato periodo.

Il modello del Politecnico di Torino è valido in quando è stato validato con altre 2000 prove e qualunque analisi effettuata indica la tendenza di crescita del calcestruzzo negli anni.

In definitiva quindi, la curva che si può utilizzare dal punto di vista grafico è quella del frattile del 25%¹.

Questo studio è stato preso in considerazione quindi, come già ampiamente spiegato, perché le prove previste sulla struttura non erano state ancora effettuate nel periodo in cui è stata sviluppata questa tesi e di conseguenza non è stato possibile disporre di valori di resistenza a calcestruzzo reali da inserire nei modelli *f.e.m.* creati. Al fine di portare a termine l'analisi del Paraboloide allora, si è scelto ragionevolmente di utilizzare i valori di resistenza a compressione del calcestruzzo forniti dalle curve appena analizzate. Visto quindi che il Paraboloide è una struttura in calcestruzzo storico risalente agli anni '30, è stato utilizzato, nella modellazione, un valore di 18 MPa di resistenza cilindrica a compressione.

¹ Prof. Alessandro P. Fantilli, Barbara Frigo, Bernardino Chiaia, “*A simplified approach for the evaluation of old concrete strength*”. Politecnico di Torino.

5 La modellazione del Paraboloide

5.1 Cenni del metodo degli elementi finiti

Com'è noto, il metodo degli elementi finiti è uno degli strumenti più utili e versatili per affrontare problemi di carattere strutturale mediante calcolo automatico.

Lo studio preliminare, senza il quale non sarebbe stato possibile costruire il metodo, è stato affrontato già dopo il secondo dopoguerra, ma in realtà il termine “elementi finiti” compare solo a partire dagli anni '60. Da quel momento in poi il metodo in è sviluppato in modo rapidissimo, ovviamente anche grazie all'evoluzione dei calcolatori durante gli ultimi anni del secolo scorso, i quali hanno consentito potenze di calcolo talmente elevate da poter affrontare problemi strutturali di qualsiasi tipo.

E' quindi tra gli anni '60 e '70 che si registrano la maggior parte delle pubblicazioni su questo tema e sono nati quindi i primi lavori di carattere divulgativo.

Il contributo fondamentale per lo sviluppo del metodo proviene da M. J. Turner, il quale fu il primo che formulò un approccio agli elementi finiti in campo del continuo (“Direct Stiffness Method”). Insieme a Turner poi è importante ricordare anche John Argyris (università di Stoccarda) e Ray. W. Clough (Università di Berkeley), i quali aggiunsero lavori importantissimi per l'evoluzione del metodo.

In realtà, risulta comunque molto difficile tracciare un confine preciso, per quanto riguarda la datazione, tra metodo degli elementi finiti ed altri metodi di analisi numerica che si propongono la risoluzione di problemi di tipo fisico utilizzando equazioni differenziali.

Tutti i metodi appartenenti a questa famiglia, hanno un unico denominatore comunque, la fase della discretizzazione. Essa rappresenta infatti una parte fondamentale e molto delicata del metodo, in quanto in questo modo si rinuncia ad ottenere una soluzione precisa e si cerca una soluzione più approssimata al problema. Con la discretizzazione in particolare, si passa da un problema con infiniti gradi di libertà, ad un altro in cui i gradi di libertà invece risultano finiti. Come già anticipato però, il prezzo da pagare è ottenere una soluzione solo approssimata del problema. Essa però in gran parte dei casi, soprattutto nei problemi di carattere strutturale, risulta comunque soddisfacente.

Il metodo degli elementi finiti ovviamente oggi è utilizzato per la risoluzione di tantissimi problemi di carattere strutturale ed è quindi entrato nella pratica quotidiana dell'ingegnere. Per questo motivo il metodo tuttora è sempre in evoluzione in quanto è presente un enorme lavoro di ricerca riguardo lo studio di problematiche specifiche, varianti particolari e nuove frontiere di utilizzo.

Questo metodo si è affermato soprattutto grazie alla sua versatilità di impiego, la quale consente quindi di ottenere soluzioni ai problemi più disparati, anche appartenenti a discipline molto diverse tra di loro. All'interno di una stessa disciplina poi, il metodo consente di avere un'importante immediatezza concettuale conservando sempre un'unica ossatura concettuale, la quale consente di utilizzare sempre le stesse procedure, le quali diventano in pratica standardizzate.

In sostanza quindi, il Metodo degli Elementi Finiti, anche nei casi pratici, quando cioè riguarda sistemi a moltissimi gradi di libertà, è in sostanza un metodo di discretizzazione, in quanto esso considera come incognite al posto della funzione continua degli spostamenti, solo gli spostamenti di un certo numero finito di punti chiamati *nodi*. Allo stesso tempo il metodo è anche un metodo di interpolazione perché, una volta che gli spostamenti sono stati determinati, li connette utilizzando delle funzioni sufficientemente regolari. Il problema principale si riduce quindi alla determinazione della configurazione di equilibrio, dalla quale poi, per interpolazione, si può ottenere il campo degli spostamenti, per derivazione, si può ottenere il campo deformativo, e grazie alle equazioni costitutive, si può ottenere il campo tensionale (cioè il campo delle caratteristiche statiche)¹.

Per applicare il metodo degli elementi finiti è necessario quindi, considerare comunque strutture che possono essere suddivise in piccole parti con un forma e dimensioni precise e che risultano connesse tra di loro. Nel continuo ogni singola parte che concorre nel definire l'intera struttura viene considerata un campo di integrazione numerica con caratteristiche di carattere omogeneo.

Tutto questo, come si può vedere in particolare nella modellazione del Paraboloide, avviene mediante una discretizzazione, la quale consente di creare una Mesh composta da elementi 2D con tre o quattro lati di forma codificata. In questo modo è possibile ricostruire una

¹ Alberto Carpinteri, “*Scienza delle Costruzioni II*”, Pitagora Editrice Bologna, 1992.

superficie anche non regolare e, estendendo il concetto, si possono anche ricostruire elementi solidi con forme particolari.

Per ogni piccolo elemento in cui è suddivisa la struttura va ricercata una soluzione che risulta essere espressa da combinazioni lineari di funzioni di forma.¹

Il software utilizzato per la modellazione della struttura oggetto di questa tesi è *Nòlian*, un programma di analisi strutturale basato sul metodo degli elementi finiti. Utilizzando *Nòlian* infatti si è definita la geometria della struttura completa, si sono assegnate le caratteristiche degli elementi ed dei carichi, ed infine si sono estrapolati i risultati in forma numerica e grafica.

Questo software è stato scelto in quanto consente diverse tipologie di analisi strutturale (elastica lineare, modale, dinamica con la tecnica dello spettro di risposta, dinamica nel dominio del tempo, non lineare per effetti del secondo ordine, non lineare incrementale, elastoplastica) ed è in grado quindi di sviluppare il progetto del capannone parabolico nella sua totalità.

La prima cosa da fare, quando si parla di modellazione *f.e.m.* è quella di scomporre tutta la struttura in parti molto più semplici delle quali sono note le proprietà. Ovviamente poi tutte queste parti saranno collegate insieme per produrre l'insieme totale.

Anche nella modellazione del Paraboloide, quindi, è fondamentale questo lavoro. Questa suddivisione, in questo caso particolare, è risultata una fase molto delicata e molto complessa, anche se apparentemente può non risultare tale.

In generale, si possono avere diverse modalità per eseguire la scomposizione di una struttura, essa può avvenire in modo "naturale" ad esempio, come per strutture in acciaio, le quali sono composte da travi unite tramite cerniere o ganasce serrate con bulloni. Nel caso di un guscio però, la suddivisione è meno naturale e più arbitraria, ed ha sostanzialmente un carattere o convenzionale o di convenienza. Le proprietà della struttura calcolata, dopo la

¹ Gugliotta, "*Elementi finiti*". Otto editore

Gugliotta, "*Alcune nozioni fondamentali sul metodo degli elementi finiti in meccanica dei solidi*".
Università degli studi di Bergamo

https://it.wikipedia.org/wiki/Metodo_degli_elementi_finiti

suddivisione in elementi, devono risultare comunque invarianti rispetto al tipo di suddivisione che si è scelto.

Nel caso del Paraboloide si presentano nei paragrafi seguenti diversi processi di modellazione. Sono stati infatti costruiti molti modelli, apparentemente simili tra loro ma in realtà diversi anche nel comportamento.

Essi si differenziano in particolare nella Mesh utilizzata per la modellazione del guscio parabolico e di conseguenza nelle varie connessioni tra esso e travi e pilastri, come è possibile vedere in seguito.

Oltre a questi, sono stati costruiti anche altri modelli allo scopo di inserire più agevolmente le armature ed anche di introdurre il degrado nella modellazione della struttura andando ad intervenire sulle sezioni resistenti.

La modellazione della struttura è stata eseguita direttamente in *Nòlian*, utilizzando le funzioni di CAD tridimensionale e sfruttando quindi l'interfaccia grafica interattiva del programma, che risulta inoltre molto intuitiva. Il disegno è stato effettuato nello spazio tridimensionale in proiezione assonometrica o su sezioni comunque posizionate nello spazio, in modo tale da controllare man mano la geometria che si sta costruendo, evitando in questo modo imprecisioni e distorsioni.

Come già accennato, nella modellazione di parti strutturali con elementi bidimensionali (ad esempio di tipo Guscio) o tridimensionali (ad esempio Brick), è necessario dividere la parte strutturale in un insieme di elementi finiti in modo da creare una Mesh. In particolare per la definizione del numero di elementi e la disposizione di essi nella Mesh bisogna considerare tutte le esigenze di analisi.

Per suddividere tali porzioni di spazio o di superficie in una adeguata Mesh di elementi finiti, oltre al tracciamento diretto, *Nòlian* fornisce numerose a funzioni automatiche che la costruiscono all'interno di un confine assegnato.

In *Nòlian*, ad esempio, si può generare la Mesh all'interno di elementi regolari, come un quadrilatero o addirittura di un profilo anche sghembo assegnato come una poligonale chiusa (metodo frontale). Per definire la Mesh del guscio del Paraboloide, in particolare, è stata costruita prima una linea di riferimento parabolica che approssima l'andamento del guscio reale, e poi è stata suddivisa in diversi elementi 2D collegati tra di loro, come evidente in **Figura 5.1**, **Figura 5.2** e **Figura 5.3**.

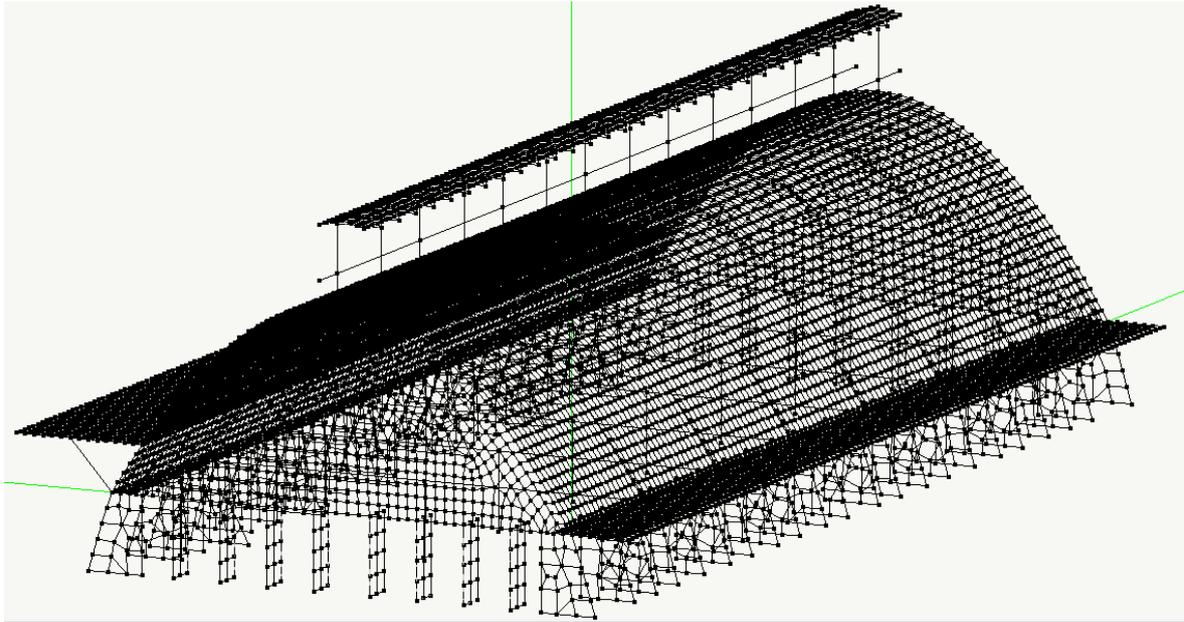


Figura 5.1 - *Visione globale della Mesh di un modello del Paraboloide costruito in Nòlian*

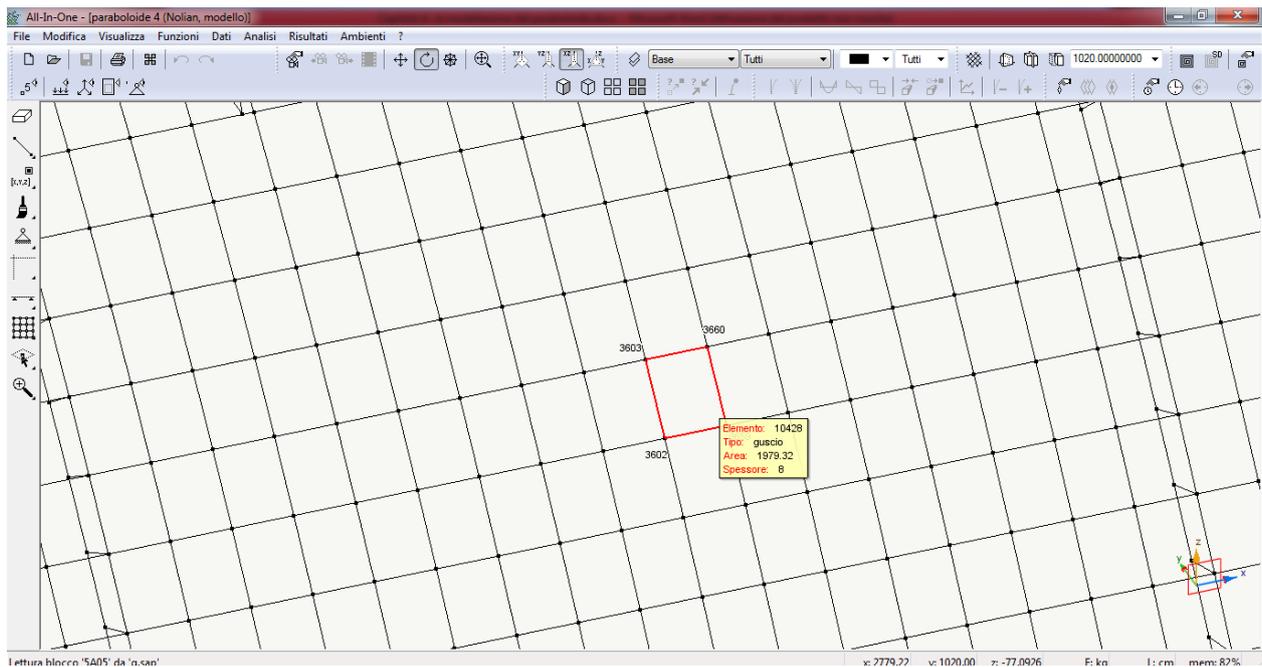


Figura 5.2 - *Particolare della mesh del guscio del Paraboloide, con informazioni sulle caratteristiche di un elemento*

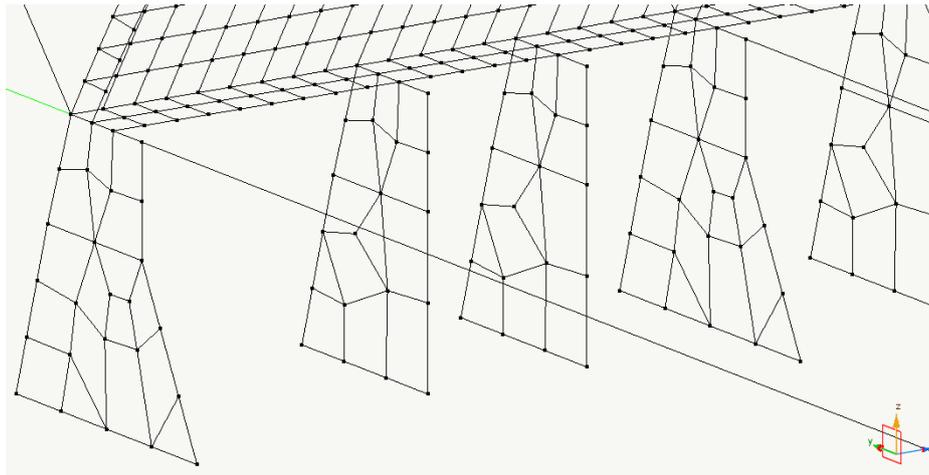


Figura 5.3 - Particolare della mesh di alcuni pilastri del Paraboloide.

All'interno del programmi inoltre è presente un metodo molto potente che consente anche di valutare a posteriori l'errore di discretizzazione eventualmente associato alla Mesh adottata in modo da poterlo minimizzare in caso di analisi di particolare importanza (**Figura 5.4**).

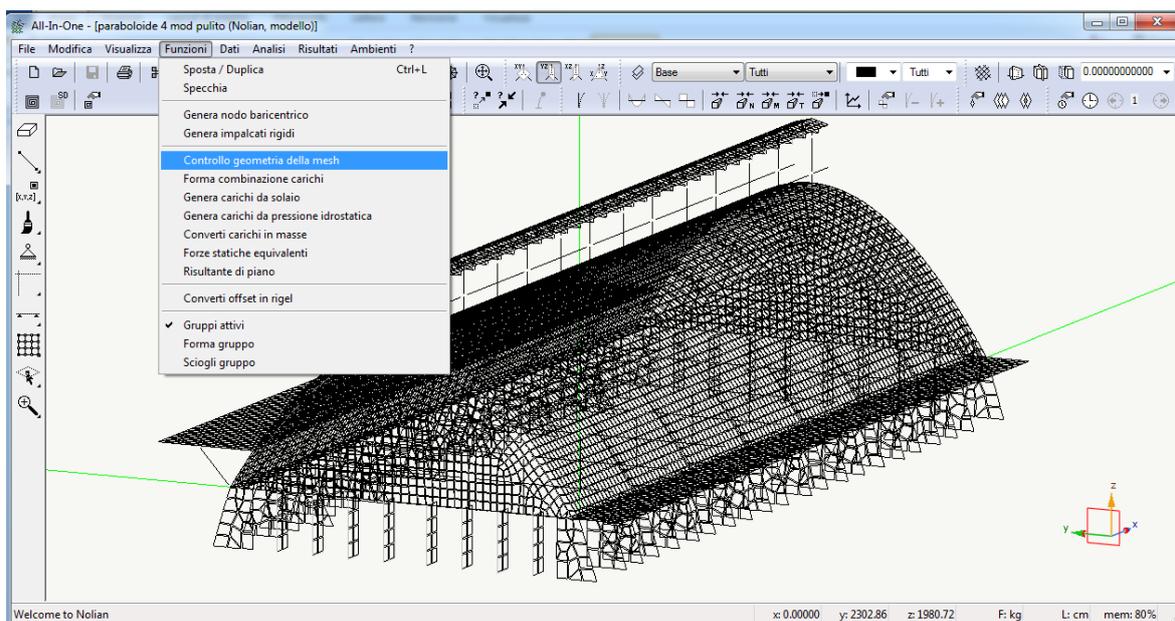


Figura 5.4 - Controllo della qualità della Mesh del Paraboloide in Nòlian.

5.2 Costruzione del modello in Nòlian

La costruzione del modello del Paraboloide in *Nòlian* rappresenta una delle fasi più importanti e delicate dell'intero studio della struttura, in quanto si ha a che fare con un edificio non convenzionale e molto particolare. Di conseguenza esso necessita prima di un'analisi accurata e approfondita in modo da capire come modellare i vari elementi e come collegarli tra di loro.

Come già accennato, sono stati costruiti variati modelli del Paraboloide con scopi differenti. Il processo di modellazione di una struttura infatti dipende anche dalla tipologia di studio che si vuole portare a termine, come verrà chiarito meglio più avanti.

Come prima cosa, è stato costruito un modello del Paraboloide il più possibile aderente alla realtà, allo scopo di individuare le zone più o meno sollecitate della struttura.

Prima di arrivare a questo modello, essendo questo il primo approccio di modellazione di una struttura così particolare da parte mia, sono stati costruiti molti modelli (in tutto 6), ognuno dei quali aveva criticità e punti di forza. Essi sono stati utili inoltre ad approcciarsi al programma ed alla procedura di modellazione, per questo si è partito prima da un modello molto semplice ed elementare e di volta in volta si è proceduto a perfezionarlo fino ad arrivare al modello ultimo.

Di seguito si riportano 3 dei 6 modelli nell'ordine in cui sono stati creati. Si è scelto di non riportarli tutti per non essere troppo prolissi e perché molti di essi erano molto simili tra di loro. Per ognuno dei modelli seguenti, si aggiunge un elenco delle loro criticità. Nel Paragrafo 5.2.4 si riporta poi il modello definitivo con una descrizione della procedura utilizzata per la sua modellazione.

A questi sono stati aggiunti poi due altri modelli. Il primo è una modifica di quello esposto nel Paragrafo 5.2.4 ed è stato creato per agevolare l'inserimento delle armature, che altrimenti non sarebbe stato possibile (i motivi sono esposti nel Paragrafo 5.4). Il secondo poi è stato sviluppato sulla base del modello definitivo descritto nel Paragrafo 5.2.5. Esso è stato creato in modo da tenere conto della riduzione delle sezioni dovute al degrado in alcuni elementi strutturali del Paraboloide.

5.2.1 Modello 1

Di seguito si riporta il primo modello del Paraboloide, che come già accennato è stato utilizzato più che altro per approcciarsi alle funzioni del programma e, più in generale, al processo modellazione.

Questo modello quindi è risultato molto utile per capire un primo comportamento della struttura e soprattutto per prendere confidenza con l'ambiente ed alcune funzioni del software.

Le funzioni utilizzate per questa prima modellazione in *Nòlian* sono state tutte richiamate dalle "palette" del programma, e per la maggior parte sono state usate anche nella costruzione di tutti i modelli successivi a questo. E' comunque importante osservare che, nella definizione di vincoli, materiali, sezioni e carichi, si usa fundamentalmente sempre la stessa procedura.

Il primo elemento modellato è stato l'arco parabolico, il quale serve per costruire la Mesh che del guscio di copertura del Paraboloide. La creazione dell'arco è avvenuta tutta su un piano YZ. Una volta creata la curva di riferimento, tramite lo strumento "Crea Mesh", si creano i nodi da utilizzare per la definizione delle travi e del guscio come è rappresentato in

Figura 5.5.

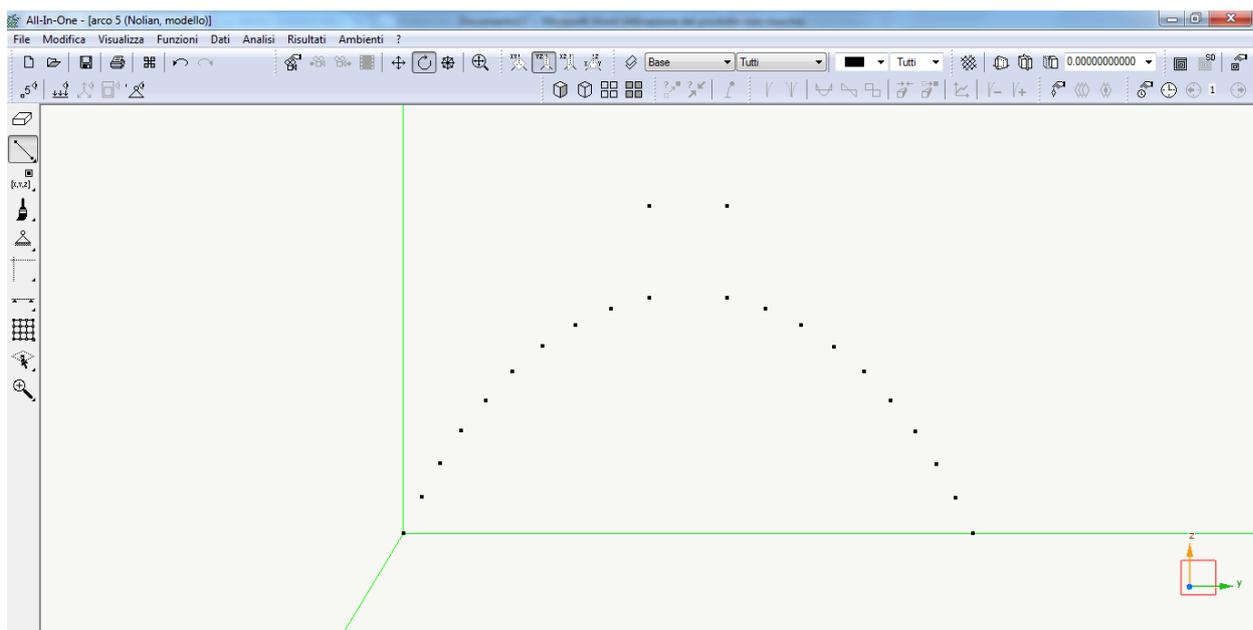


Figura 5.5 - Definizione della Mesh dell'arco parabolico del Modello 1.

A questo punto si procede estrudendo i nodi creati in precedenza e si ottiene così il “guscio” del Paraboloide.

Come si può notare dalle immagini, si è creata una *Mesh* poco fitta e di conseguenza non molto precisa. Questa è stata infatti raffinata in futuro nei modelli successivi a questo, ed è stata modificata opportunamente.

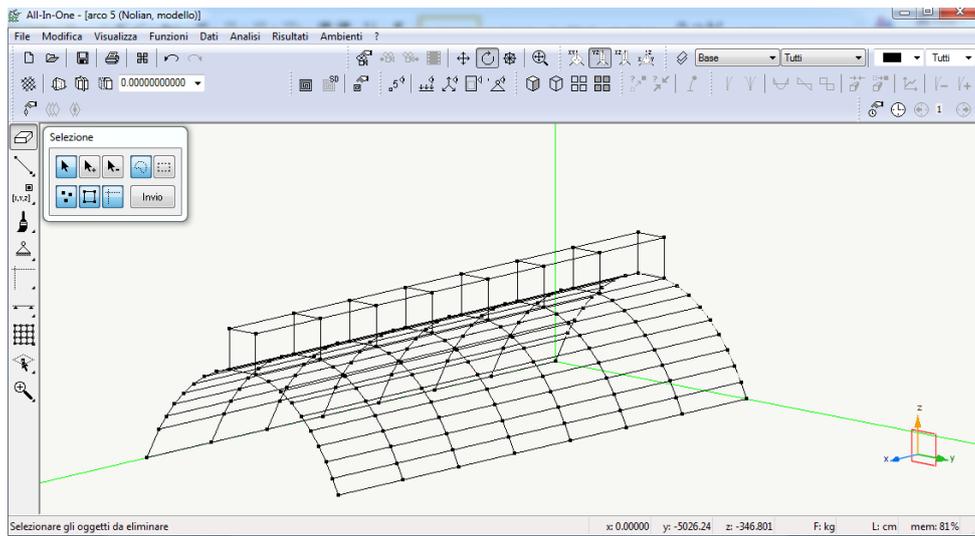


Figura 5.6 - Modellazione del guscio esterno del Modello 1.

Una volta effettuata l’estrusione dei punti che approssimano la parabola, è stato possibile procedere aggiungendo al modello le pensiline di destra e sinistra, i pilastri ai due lati della struttura e le travi orizzontali interne alla struttura. Il *Modello 1* completo è quello rappresentato in **Figura 5.7**.

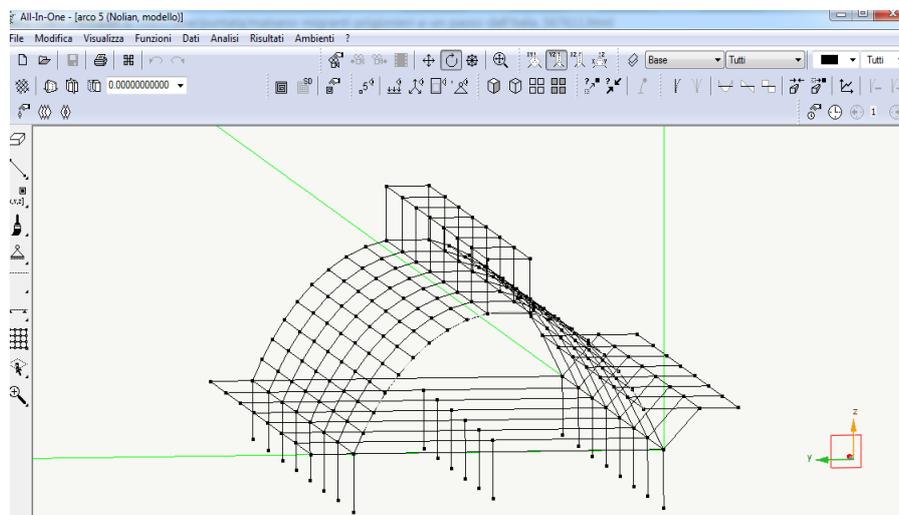


Figura 5.7 - Modello 1 completo.

A questo punto si assegnano le caratteristiche degli elementi per quanto riguarda sezione e materiali. E' interessante notare come lo spessore del guscio parabolico è molto sottile (intorno agli 8 cm), grazie proprio all'ottima distribuzione dei carichi dovuta all'uso della forma parabolica, come già visto nei primi capitoli della tesi. Il modello solido ottenuto è quello delle immagini seguenti.

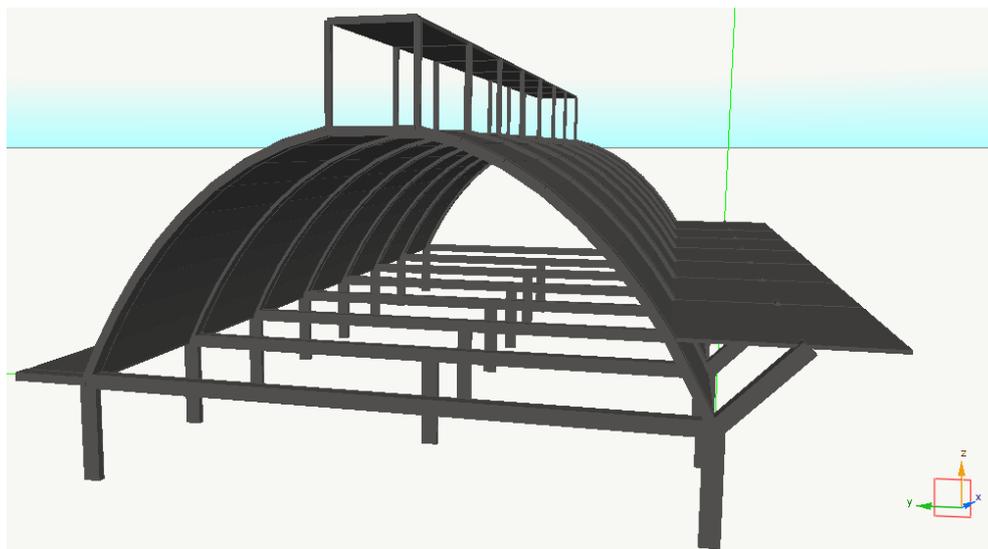


Figura 5.8 - *Modello 1 (vista in prospettiva).*

Come ultima cosa sono stati assegnati i vincoli (incastri alla base per tutti i pilastri) ed i carichi (per adesso solo il peso proprio). Lanciando l'analisi statica è stata ottenuta la deformata solida (**Figura 5.9**).

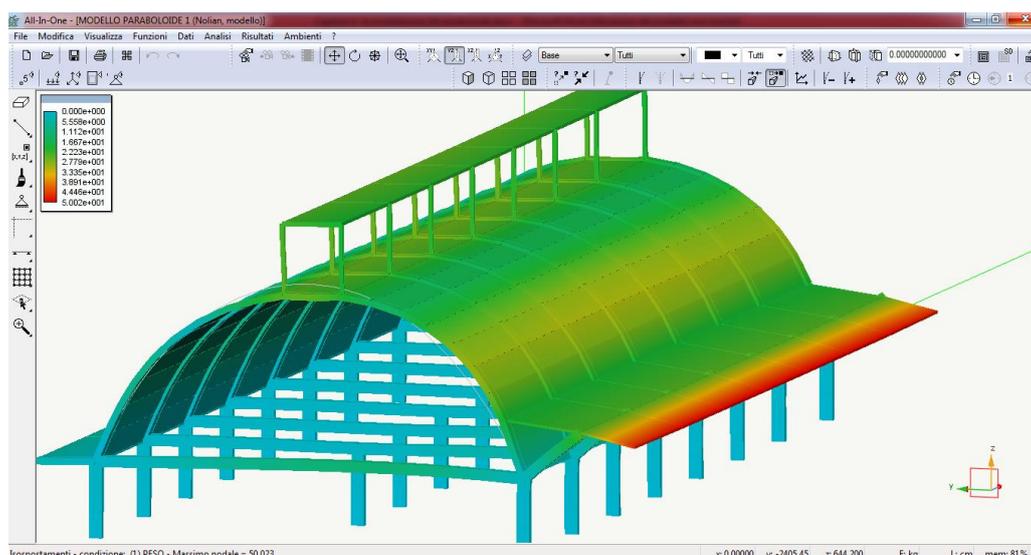


Figura 5.9 - *Deformata solida del Modello 1.*

Come si può intuire dalle immagini precedenti, e come è stato già accennato, questo modello risulta molto approssimativo e poco realistico in quanto presenta numerose criticità che si riassumono di seguito:

- Un primo problema innanzitutto è rappresentato dalla Mesh del modello: essa infatti è troppo approssimativa e troppo poco fitta. (**Figura 5.10**). Di conseguenza è necessario infittirla in modo da creare un modello più rappresentativo.

La Mesh inoltre così, come è stata costruita in questo modello, è errata in quanto presenta elementi troppo allungati, e questo è un aspetto estremamente negativo in quanto l'analisi che compie il programma non è buona.



Figura 5.10 - Mesh del guscio del Modello 1. Essa risulta costruita erroneamente in quanto gli elementi sono troppo allungati.

- Un secondo problema riscontrabile nel Modello 1 è relativo alle costole del Paraboloide. Esse infatti, come si può vedere in **Figura 5.11** sono definite male in quanto nel modello sporgono all'esterno del guscio della struttura, mentre come si può notare dalla **Figura 5.12**, esse si vedono solo nell'intradosso.

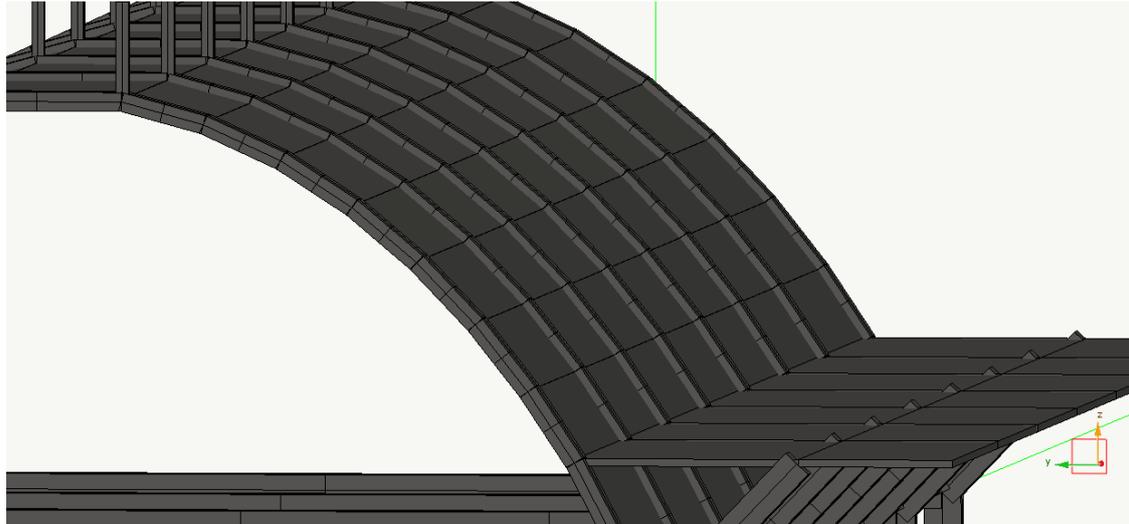


Figura 5.11 - *Particolare del Modello 1 in cui è evidente come le costole fuoriescono dall'estradosso del guscio.*



Figura 5.12 - *Foto del Paraboloide di Casale in cui si può notare come sul guscio non c'è nessuna nervatura che sporge verso l'esterno*

- Un terzo problema in questo modello è rappresentato dai Pilastrini. Essi infatti, come si può notare nelle foto, sono di una forma particolare (**Figura 5.13**) e quindi necessitano di essere definite con una *Mesh*, esattamente come è stato fatto per il guscio esterno. In questo primo caso invece, i pilastrini sono stati modellati come semplici elementi monodimensionali. (**Figura 5.14**).



Figura 5.13 - Foto interna del Paraboloido di Casale in cui si può notare la forma particolare dei pilastri.



Figura 5.14 - Immagine dei pilastri costruiti nel Modello 1. Come si può notare essi non corrispondono assolutamente a quelli reali.

- Altro problema importante è rappresentato dalle travi longitudinali del Paraboloido. Sono presenti infatti 12 travi che attraversano tutta la struttura in lunghezza e che hanno un profilo trapezoidali (**Figura 5.15**). In questo modello esse non sono state proprio considerate e di conseguenza vanno aggiunte (**Figura 5.16**).



Figura 5.15 - Vista interna del Paraboloide in cui sono evidenti le travi longitudinali che lo attraversano tutto in lunghezza¹.

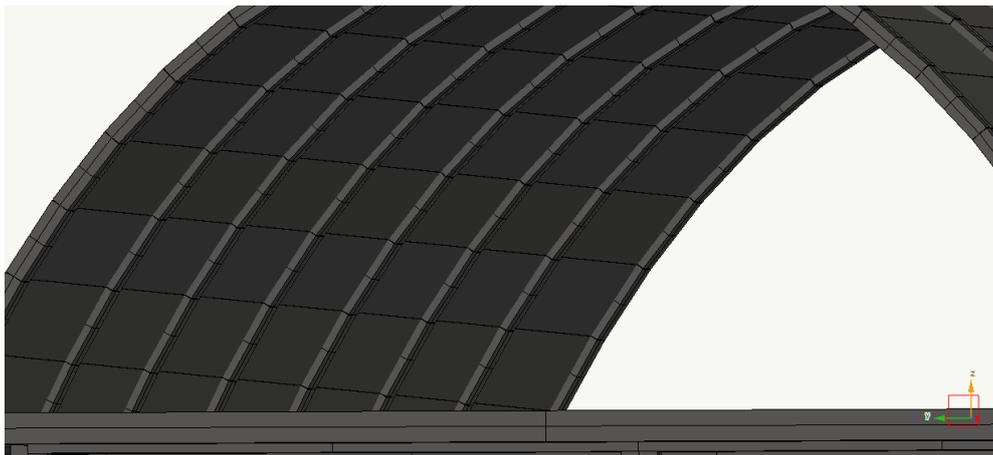


Figura 5.16 - Particolare dell'intradosso del Modello 1 del Paraboloide in cui si può notare come non è stato proprio tenuto conto delle travi longitudinali.

- Degli elementi che non sono stati considerati nel *Modello 1* sono le due travi longitudinali che collegano in testa tutti i pilastri (**Figura 5.17**). Sono presenti infatti due travi, che attraversano in lunghezza tutta la struttura, ed hanno un profilo trapezoidale che richiama la forma dei pilastri inferiori (**Figura 5.18**). Esse hanno sicuramente una funzione irrigidente della struttura e vanno ovviamente inserite all'interno del modello.

¹ “Marne, cave, cementifici nel Monferrato casalese”, Atti e Rassegna tecnica della società degli ingegneri e degli architetti in Torino, n. 144, Aprile 2011. Pagina 21.

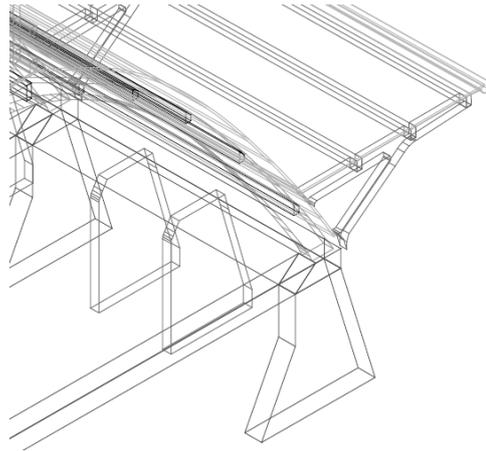


Figura 5.17 - Immagine in Autocad del disegno 3D del Paraboloide in cui è evidente la presenza delle travi di collegamento alla testa dei pilastri

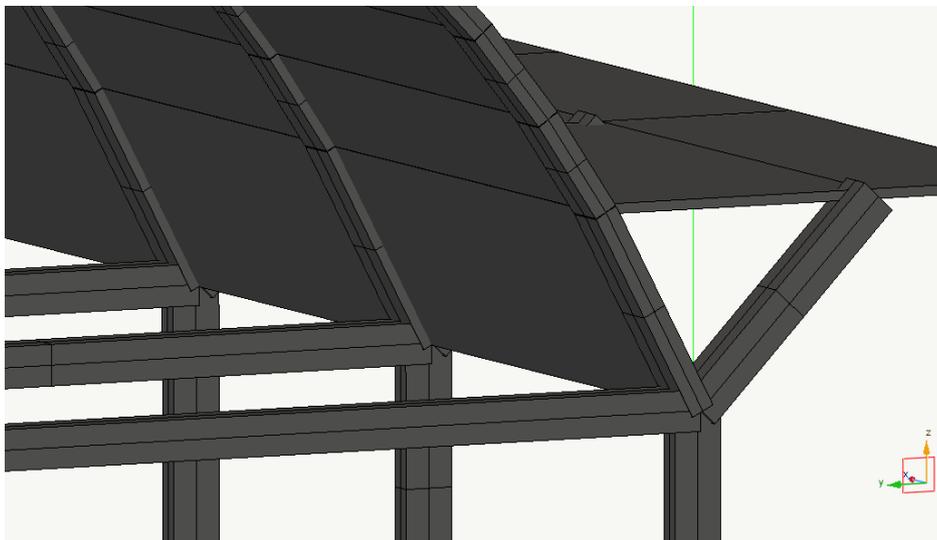


Figura 5.18 - Particolare del Modello 1 in cui è evidente l'assenza della trave che collega la testa dei pilastri.

- Altri elementi che non sono stati considerati sono le travi che intervallano le due pensiline laterali (**Figura 5.19**). Lungo il Paraboloide infatti sono presenti 22 travetti da un lato e 8 travetti dall'altro (**Figura 5.20**), i quali servono a sorreggere la copertura laterale. Anche questi elementi quindi vanno aggiunti al modello.



Figura 5.19 - *Fotografia esterna del Paraboloide in cui è possibile notare i travetti su cui si appoggia una delle due pensiline laterali.*



Figura 5.20 - *Immagine del Modello 1 in ambiente Nòlian in cui si può notare l'assenza di travetti al di sotto delle pensiline laterali.*

- Infine, è necessario perfezionare anche la modellazione della passerella superiore. Essa infatti ha una copertura sottile a doppia falda che poggia su dei travetti inclinati (**Figura 5.21** e **Figura 5.22**). Nel *Modello 1* essa è stata invece modellata come una semplice copertura piana (**Figura 5.23**).



Figura 5.21 - *Immagine esterna della passerella superiore.*

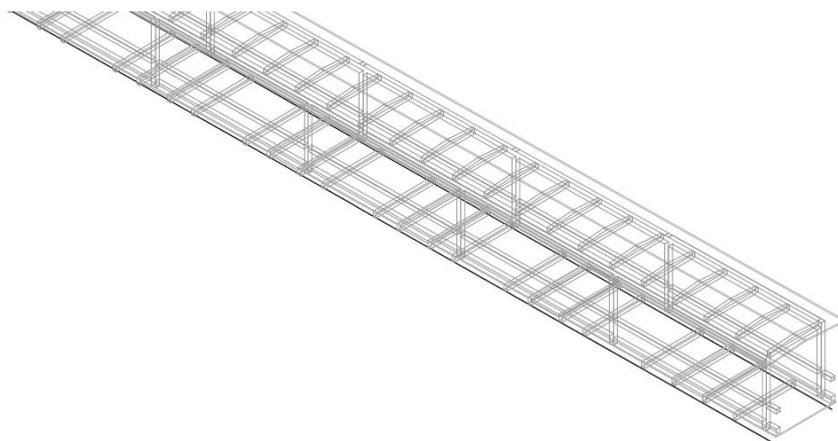


Figura 5.22 - *Ricostruzione 3D in Autocad della passerella superiore.*

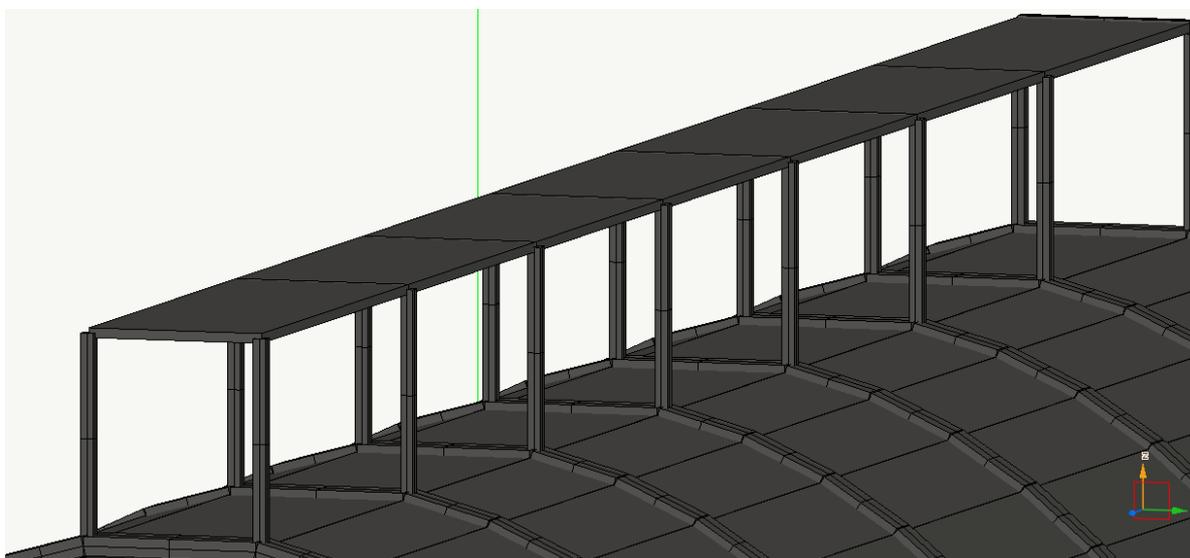


Figura 5.23 - *Particolare della passerella superiore del Modello 1.*

5.2.2 Modello 2

Il *Modello 2* è stato costruito per risolvere almeno in parte le criticità del *Modello 1*. Anche in esso però sono riscontrabili numerosi problemi di modellazione.

Questo modello quindi si dimostra sicuramente più accurato di quello precedente, ma anch'esso necessita di modifiche successive e quindi non può considerarsi come il modello definitivo.

Si riassumono di seguito gli steps del processo di modellazione seguiti per costruire il Modello 2:

- Costruzione delle linee di riferimento della parabola che approssima il guscio del Paraboloido;
- Definizione della *mesh* di una sezione del guscio;
- Estrusione del guscio;
- Costruzione di una costole del paraboloido tramite estrusione;
- Costruzione delle pensiline laterali tramite estrusione e costruzione delle travi che le supportano;
- Costruzione delle travi secondarie longitudinali;
- Costruzione delle travi orizzontali;
- Costruzione dei pilastri;
- Definizione di materiali e sezioni per ogni elemento generato;
- Definizione dei vincoli;
- Definizione dei carichi.

Il primo passo da fare quindi è la creazione dell'arco parabolico che approssima il guscio della struttura su un piano YZ. Una volta creata questa curva di riferimento, tramite lo strumento “*Crea Mesh*”, sono stati creati i nodi da utilizzare per la definizione delle travi e del guscio come è rappresentato in **Figura 5.24**.

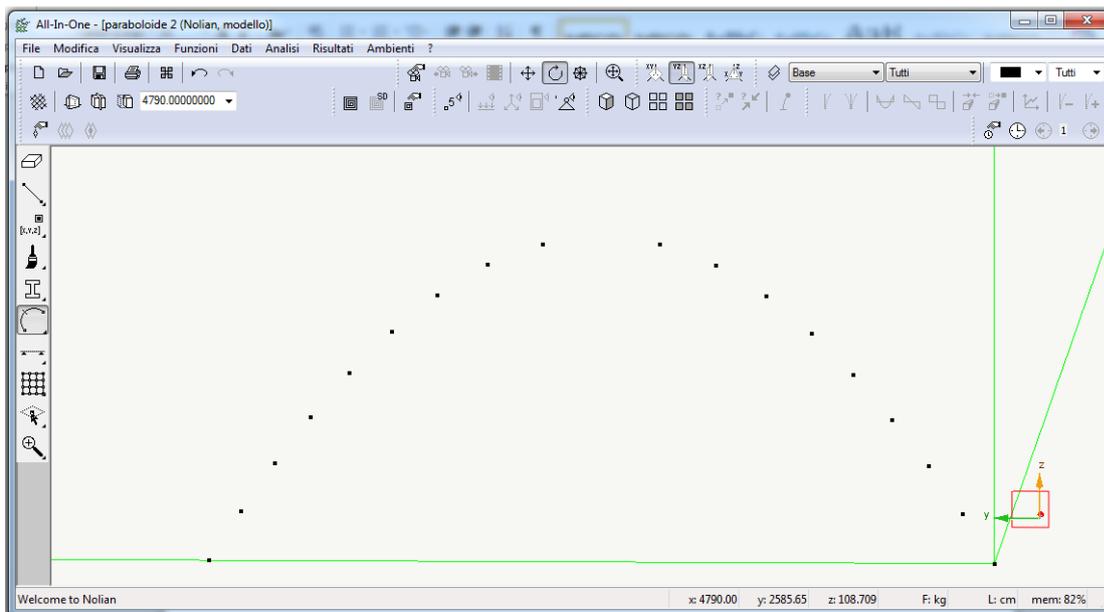


Figura 5.24 - Creazione dei punti che servono per la definizione della Mesh dell'arco parabolico.

A questo punto è possibile estrarre i nodi appena creati in modo da creare il guscio 2D del Paraboloide. Sono stati rimossi inoltre alcuni nodi alla sommità della parabola allo scopo di creare la parte superiore della struttura.

Tramite il comando “Estrusione” si modellano ora le 8 costole principali del Paraboloide in modo che si ottengano elementi 2D. Di seguito si riporta una sezione in corrispondenza di una trave principale e una visione assometrica degli elementi appena creati (**Figura 5.25** e **Figura 5.26**).

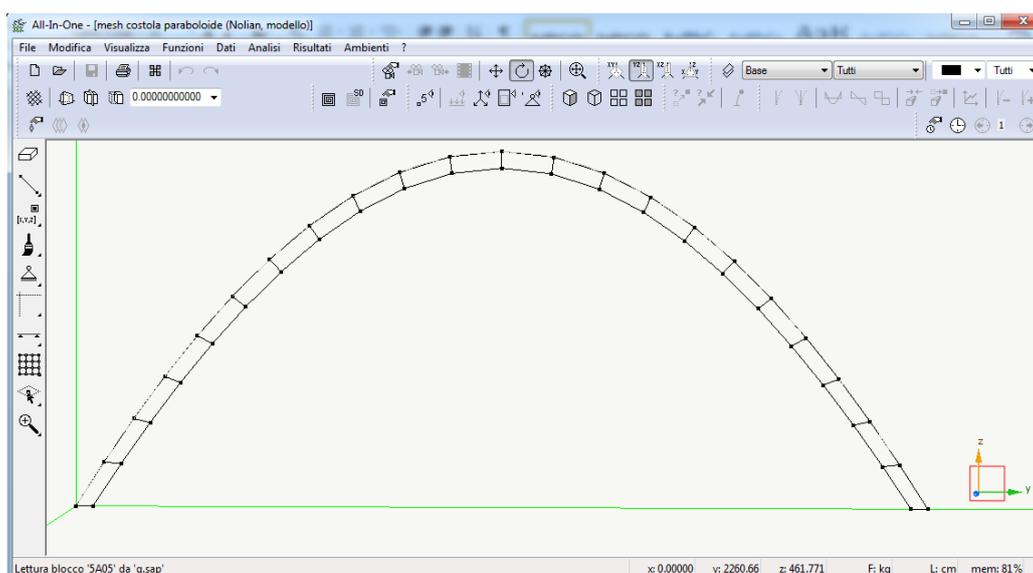


Figura 5.25 - Mesh di una costola del Paraboloide.

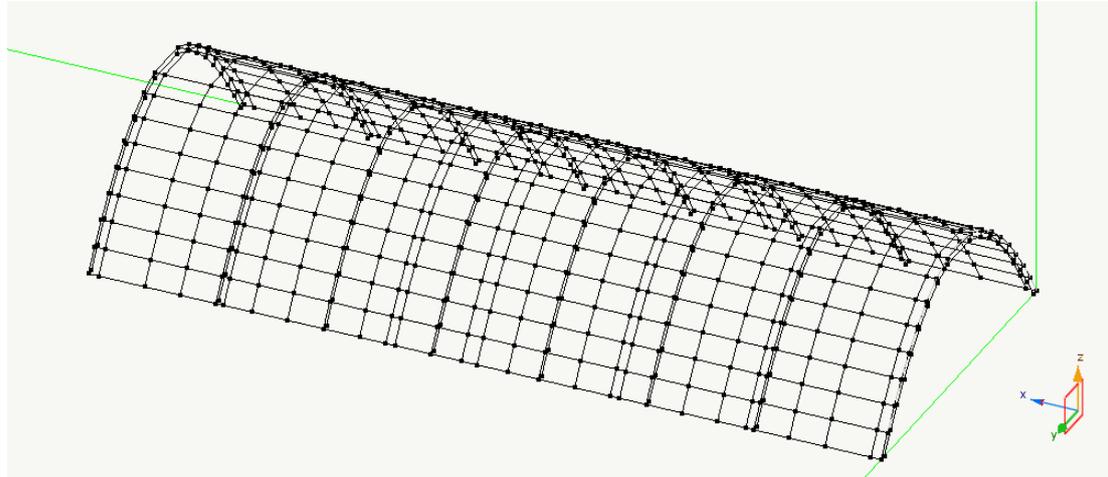


Figura 5.26 - Mesh del guscio e delle costole del Paraboloide (vista assonometrica).

Come si evince dalla **Figura 5.25**, questa volta le costole del Paraboloide sono state costruite utilizzando elementi 2D e non più quindi elementi monodimensionali. In questo modo si è risolto anche il problema che presentava il *Modello 1* per quanto riguarda le costole che fuoriuscivano dall'estradosso della struttura.

A questo punto poi, sono state aggiunte le due travi orizzontali che collegano in cima tutti i pilastri. Per fare ciò, si è utilizzato sempre il comando "Estrusione" e si formano quindi elementi 2D anche in questo caso (**Figure 5.27** e **Figura 5.28**).

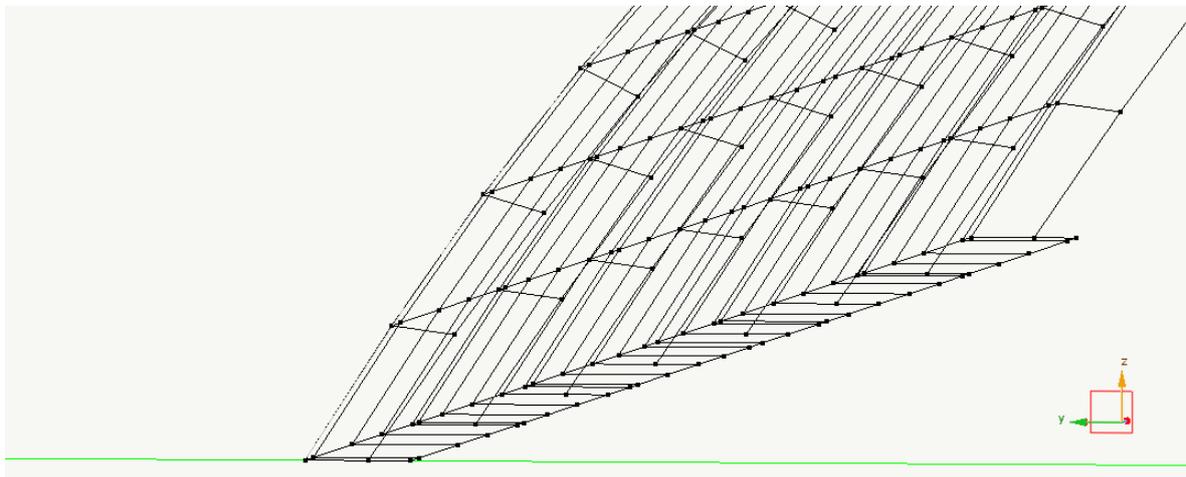


Figura 5.27 - Particolare della trave di collegamento tra i pilastri.

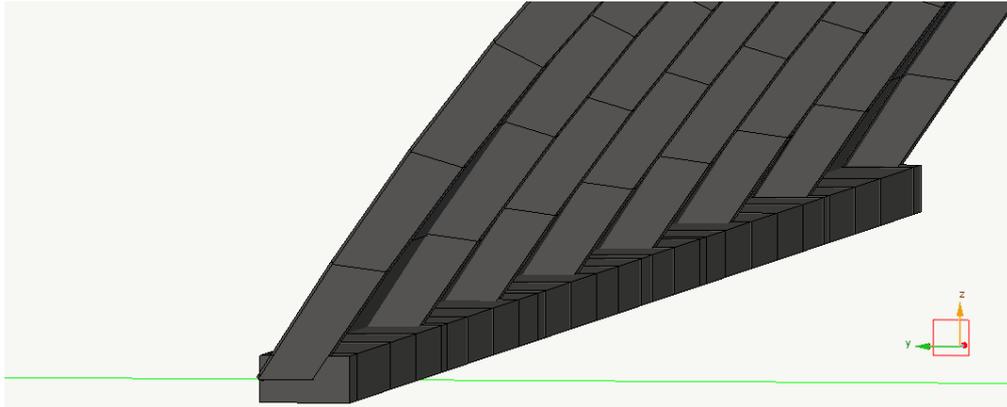


Figura 5.28 - Modello solido in cui si può notare la modellazione della trave longitudinale

Dopo aver fatto ciò, sempre tramite il comando di estrusione, si sono modellate le due pensiline laterali.

Di seguito si riporta un particolare dell'intersezione tra costola, guscio, trave orizzontale e pensilina laterale destra.

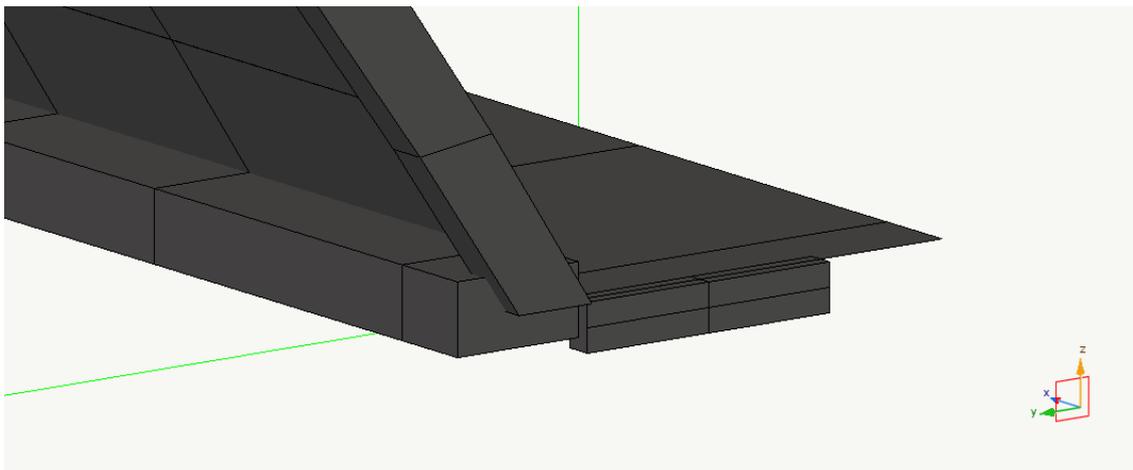


Figura 5.29 - Particolare del nodo tra travi e pensilina.

Dall'immagine precedente è possibile notare come guscio, costola e pensilina siano stati modellati come elementi *Shell*, mentre la trave su cui poggia la pensilina è stata modellata come elemento *Beam*.

Quello che manca a questo punto è la creazione dei pilastri di base, che verranno costruiti anch'essi come elementi *Shell*. Si è scelto in particolare di modellare i pilastri come due elementi *Shell* posti uno sopra all'altro di forma trapezoidale, come si evince dalla **Figura 5.30**.

La scelta di queste particolari tipologie di elementi verrà poi modificata in alcuni altri modelli, allo scopo di permettere la definizione delle armature nella struttura.

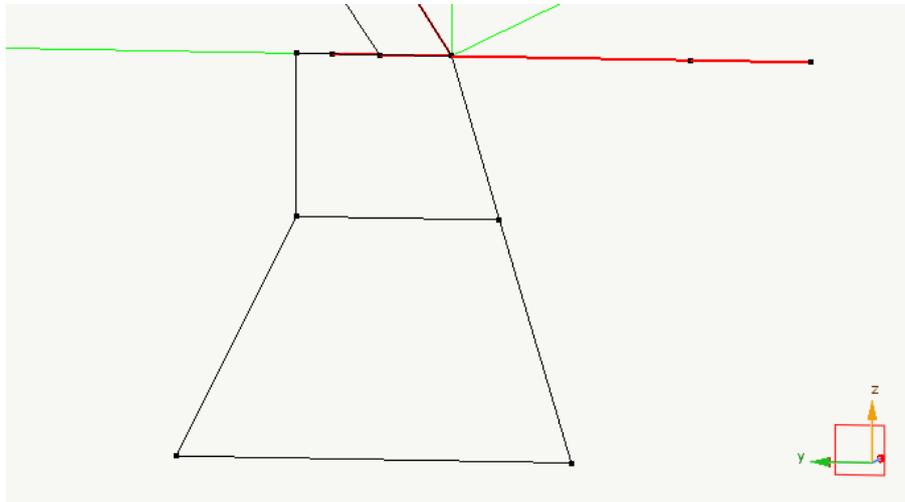


Figura 5.30 - Modellazione di un pilastro.

Il modello solido dei pilastri del lato sinistro, una volta assegnati gli spessori (50 cm per i pilastri in corrispondenza delle costole, 34 cm per gli altri) è rappresentato in **Figura 5.31**:

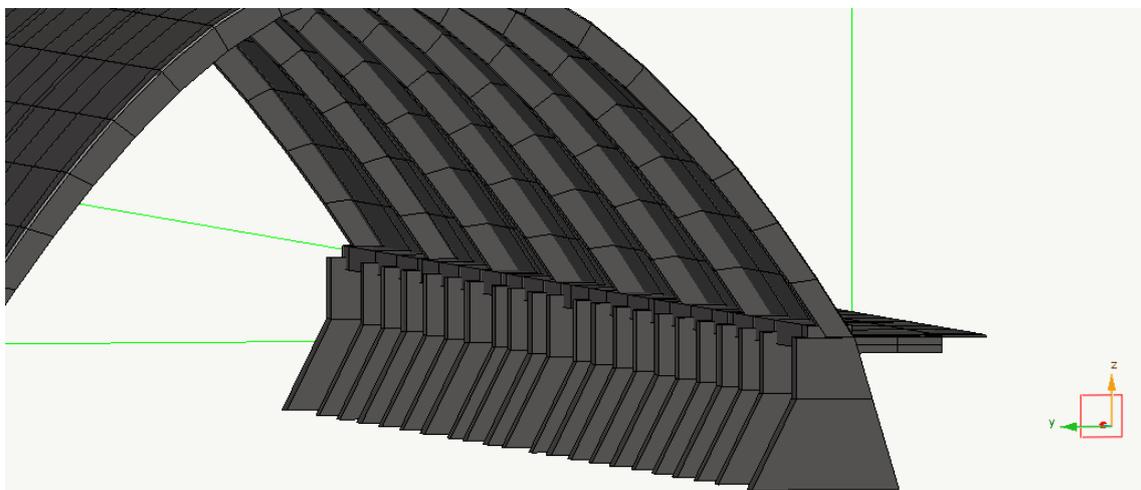


Figura 5.31 - Particolare del modello solido del Paraboloide.

Molti dei problemi del *Modello 1* sono a questo punto risolti: si sono modellate le travi che si trovano in testa ai pilastri, le travi sotto le pensiline e le costole del Paraboloide (che sporgono tutte nell'intradosso della struttura). Anche i pilastri sono stati modellati con una forma più vicina a quella reale (in realtà c'è anche un'impresione, in quanto alcuni pilastri hanno una forma leggermente diversa di altri e questa correzione verrà introdotta nel Modello 4).

Manca adesso la definizione delle travi longitudinali (con profilo trapezoidale).

Per costruire le travi secondarie della struttura, bisogna notare innanzitutto che esse hanno una sezione trapezoidale e di conseguenza nella loro modellazione si sceglie la tipologia “Trave a sezione poligonale”, e si procede come evidenziato in **Figura 5.32**.

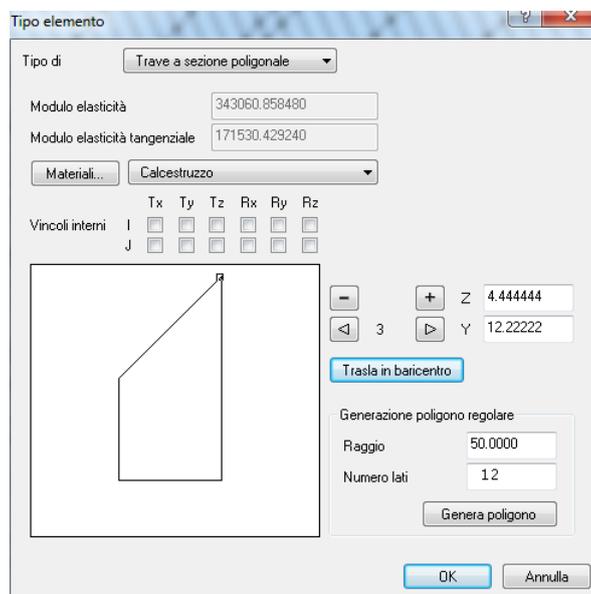


Figura 5.32 - Definizione della sezione delle travi secondarie.

Una volta create tutte le travi e la passerella in testa alla struttura, come fatto per gli altri casi più elementari, assegnano le caratteristiche di tutti gli elementi (sezione e materiali), vincoli e carichi (per adesso solo il peso proprio).

Di seguito si riportano alcune immagini del modello solido finale.

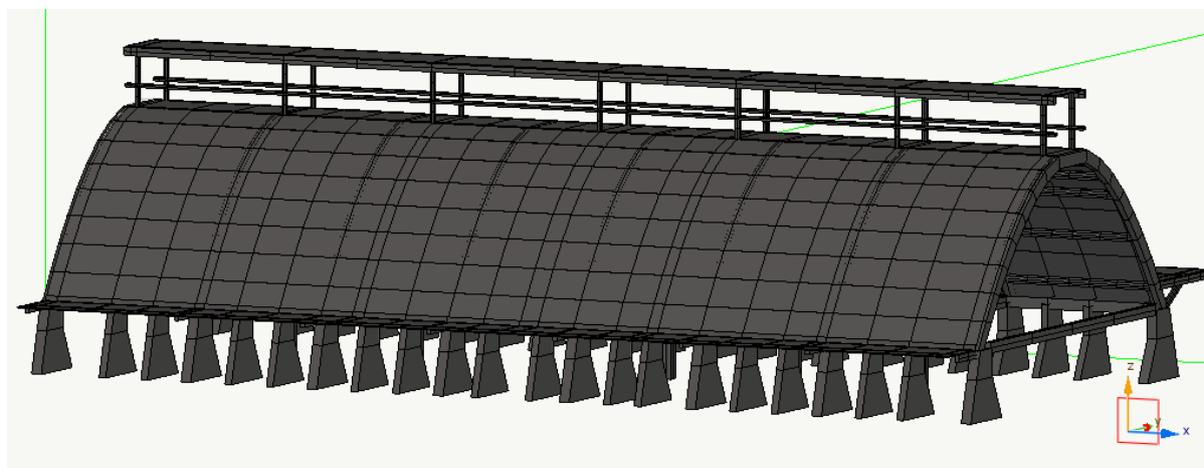


Figura 5.33 - Modello 2 (visualizzazione solida).

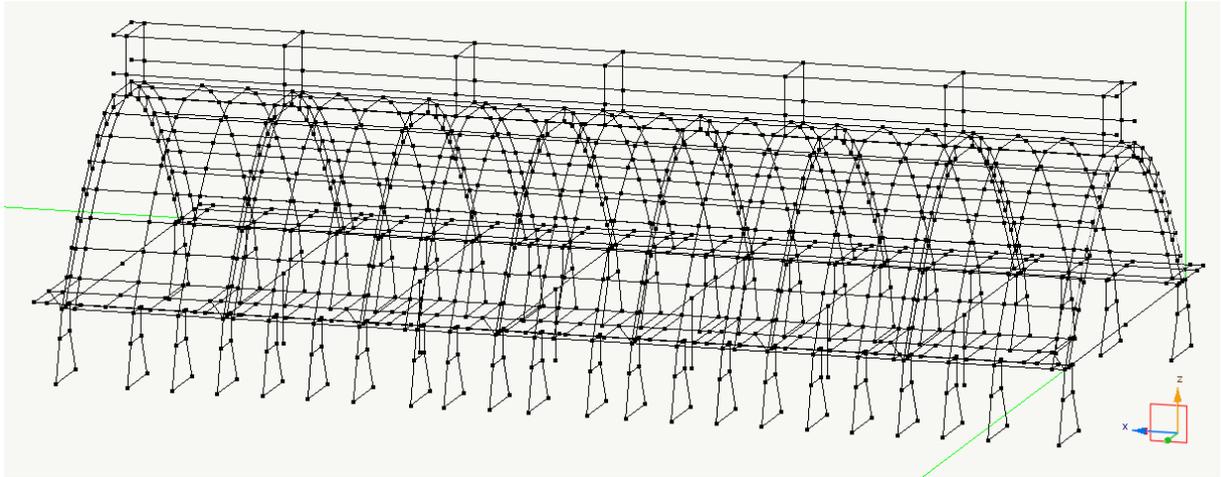


Figura 5.34 - Modello 2.

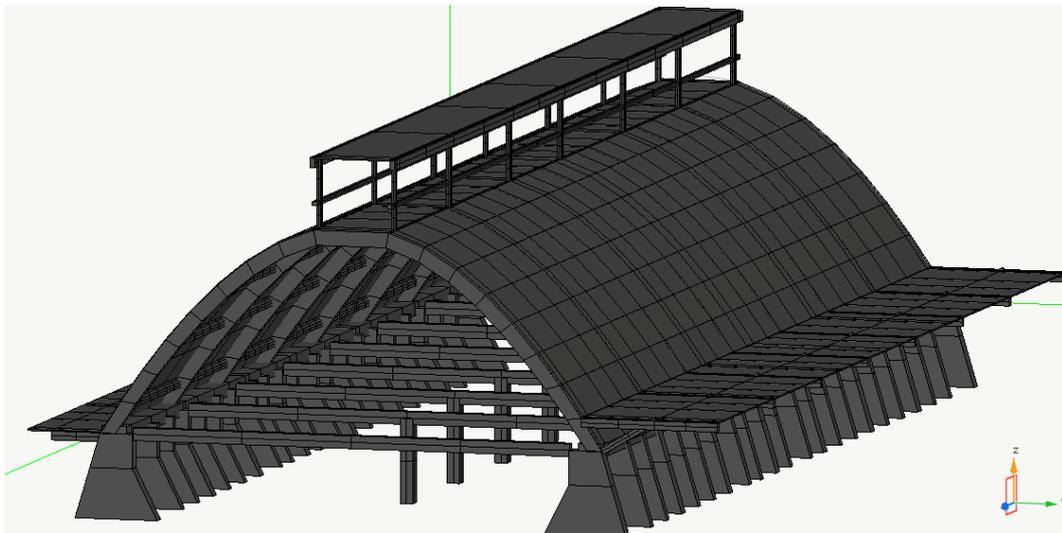


Figura 5.35 - Modello 2 (visualizzazione solida).

Nonostante risolve numerosi problemi, anche il *Modello 2* presenta molte criticità che vengono elencate di seguito.

- Il primo problema, che probabilmente è il più rilevante, riguarda la Mesh del guscio. Essa infatti è non regolare e costituita con elementi troppo allungati e quindi andrebbe rimodellata allo scopo di creare un modello più regolare (**Figura 5.36**).

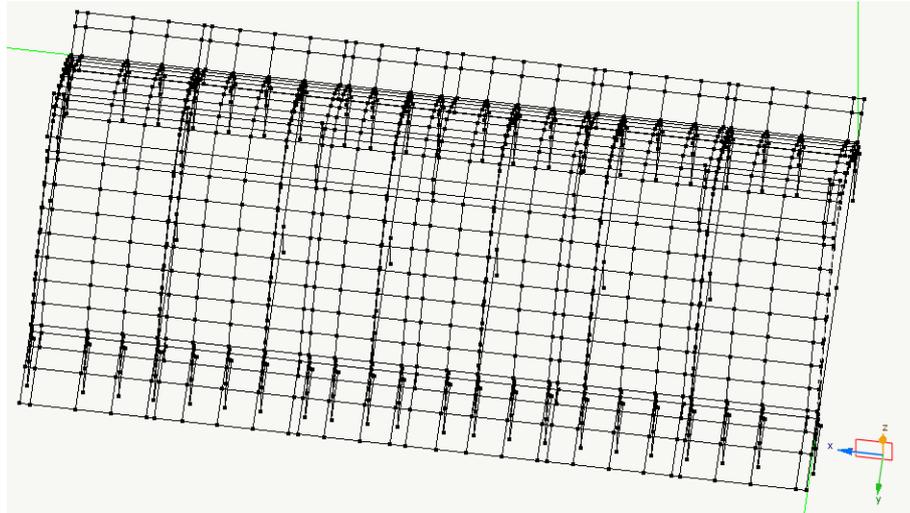


Figura 5.36 - *Modello 2 visto dall'alto. E' evidente la non regolarità della Mesh.*

- Un'altra criticità, di importanza fondamentale riguarda i pilastri (**Figura 5.37**). Essi infatti, anche se adesso rispettano le dimensioni originali, dovrebbero essere modellati con una mesh più fitta in modo da ottenere risultati più veritieri ed affidabili.

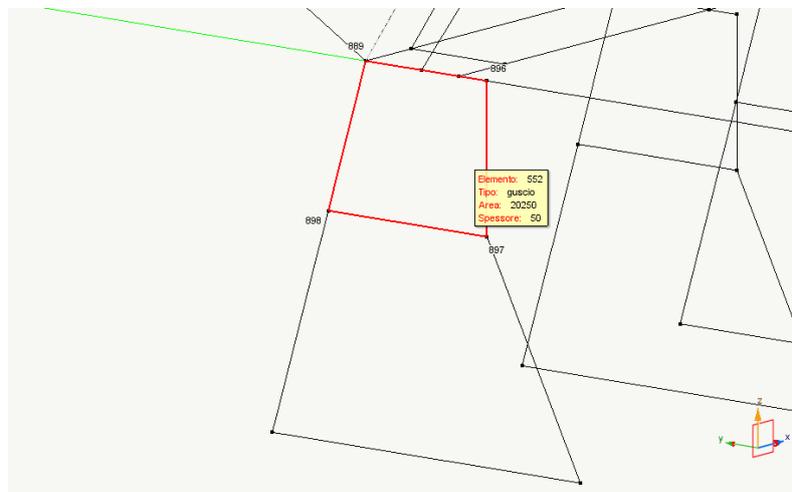


Figura 5.37 - *Particolare di pilastri del Modello 2*

- Un terzo problema del *Modello 2*, riguarda sempre la Mesh. In particolare la Mesh con la quale sono state modellate le costole del Paraboloido. Esse infatti hanno forma troppo allungata e di conseguenza potrebbero dare problemi durante l'analisi della struttura (**Figura 5.38**).

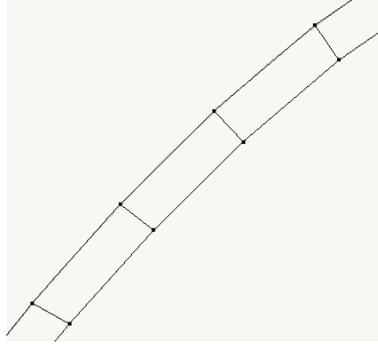


Figura 5.38 - Particolare della mesh di una costola della struttura. Questi elementi dovrebbero avere forma pressoché quadrata ed invece sono troppo allungati.

- La trave che collega in testa tutti i pilastri, se viene modellata come elemento 2D, come è stato fatto in questo caso, non risulta con la sua sezione originale (cioè trapezoidale) ma invece con sezione rettangolare (**Figura 5.39**).

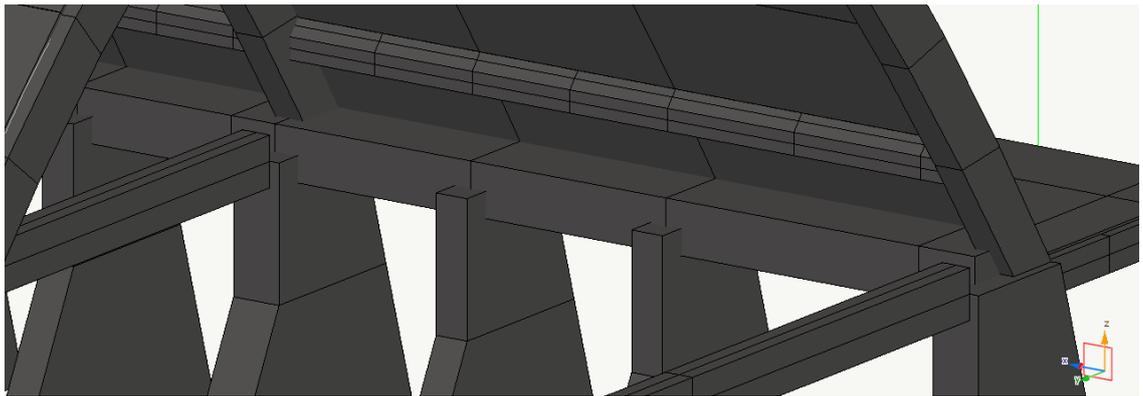


Figura 5.39 - Particolare della trave longitudinale che collega tra loro tutti i pilastri e la base del guscio parabolico.

- Infine, un'ultima criticità riscontrata nel Modello 2 riguarda la copertura superiore. Essa infatti è stata migliorata notevolmente rispetto al modello precedente, ma dovrebbe essere ancora modificata in modo tale da creare una copertura a doppia falda poco inclinata poggiante su dei travetti orizzontali (**Figura 5.40**).

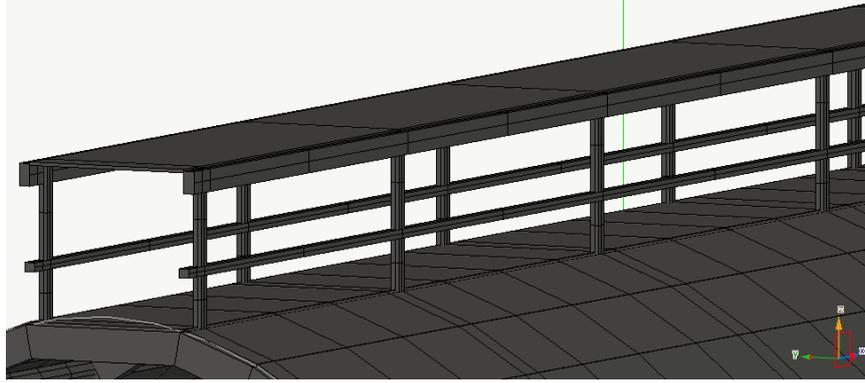


Figura 5.40 - *Particolare della struttura posta sulla volta del guscio.*

5.2.3 Modello 3

Il terzo modello è stato costruito per cercare di ottimizzare nel modo migliore la Mesh del guscio del Paraboloide. Nei modelli precedenti infatti essa era o troppo poco raffinata, e quindi era poco rappresentativa del guscio reale, oppure era costituita da elementi troppo allungati, i quali come già detto danno dei problemi nei processi successivi.

Di seguito si riportano delle immagini di questo modello. Si può notare come esso non sia stato completato perché ci si è resi conto in anticipo di alcune criticità, e quindi si è deciso poi di costruirne ancora un altro per cercare di risolvere tutti i problemi riscontrati finora.

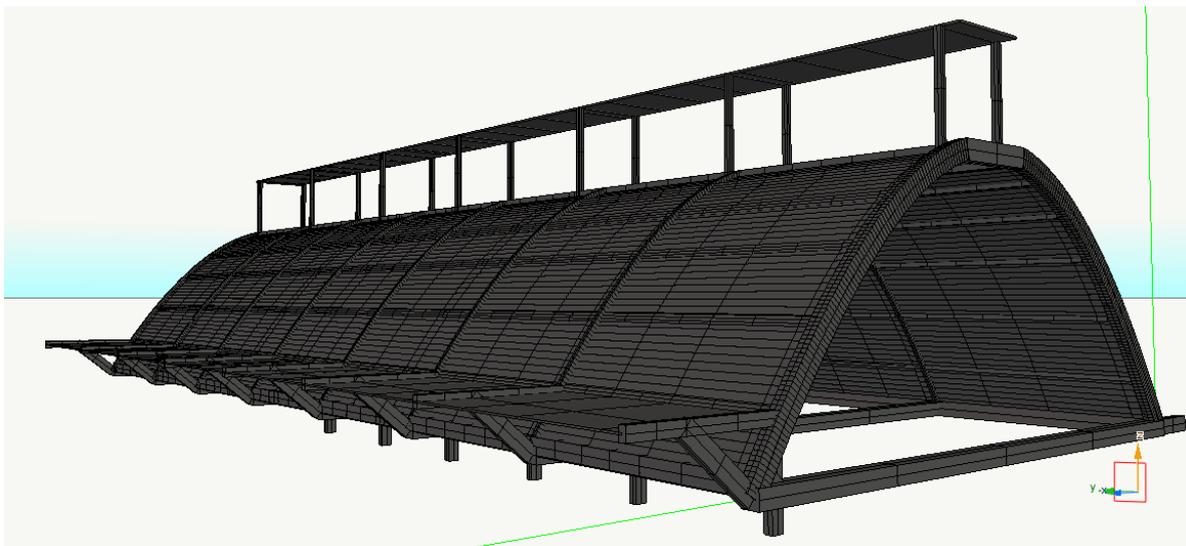


Figura 5.41 - *Modello 3 (vista in prospettiva).*

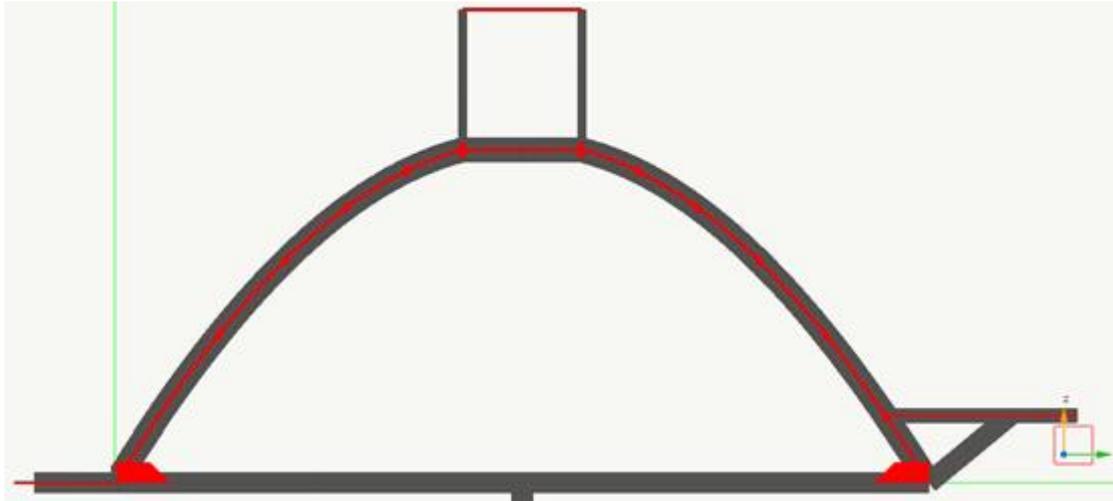


Figura 5.42 - Sezione trasversale del Modello 3 a livello di una costola.

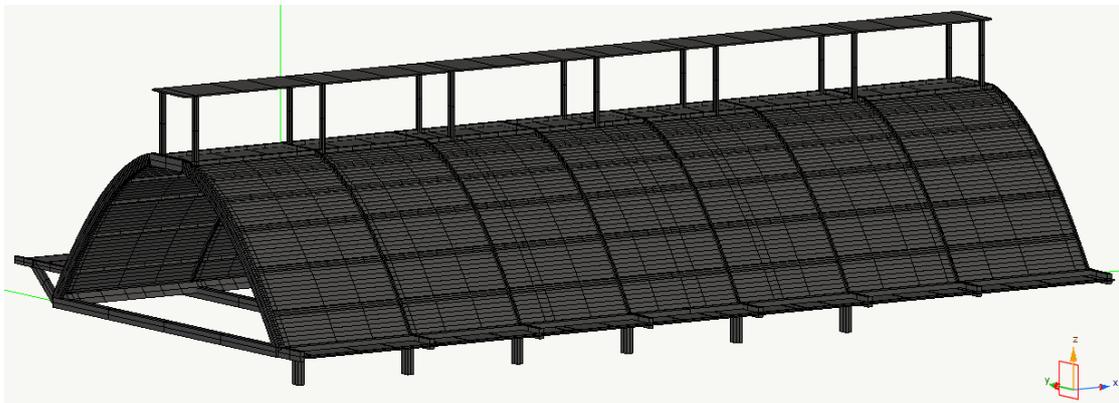


Figura 5.43 - Modello 3 (modello solido).

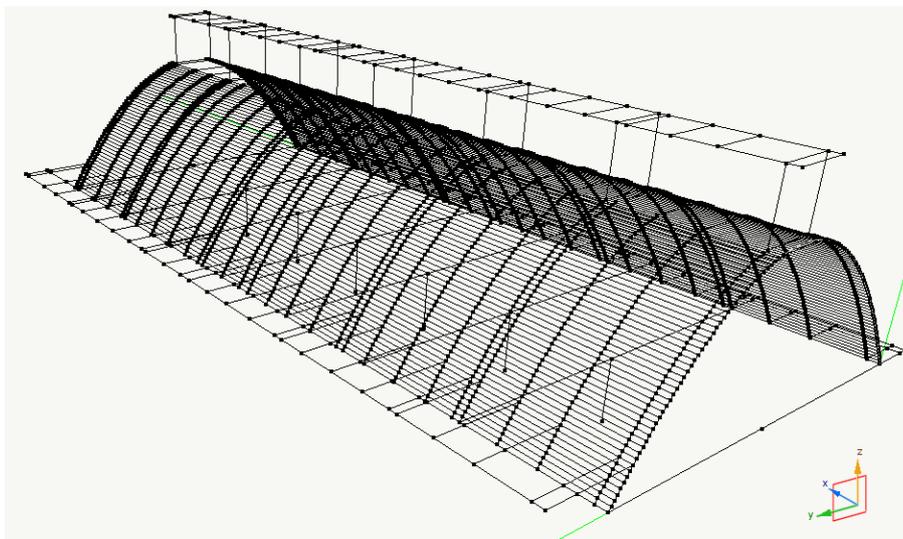


Figura 5.44 - Modello 3.

Come si può notare il *Modello 3* presenta numerose migliorie rispetto ai precedenti. Innanzitutto, a differenza del *Modello 2*, esso ha le costole costruite con elementi Beam, le travi longitudinali sono state modellate con la loro reale forma trapezoidale, la Mesh risulta molto più fitta e precisa in direzione trasversale e le pensiline laterali e superiore sono modellate con maggiore precisione.

Anche questo modello però risulta errato, motivo per cui non è stato neanche terminato e si è deciso di crearne uno nuovo. I problemi riscontrati sono simili ai precedenti e per questo motivo si riportano di seguito molto sinteticamente:

- Il problema principale è sempre dovuto alla mesh del guscio, che non è risultata buona neanche in questo caso. Mentre infatti per quanto riguarda la direzione trasversale essa è ottima, nell'altra direzione va migliorata in quanto gli elementi sono ancora molto allungati, anche di più rispetto ai modelli precedente (**Figura 5.45**).

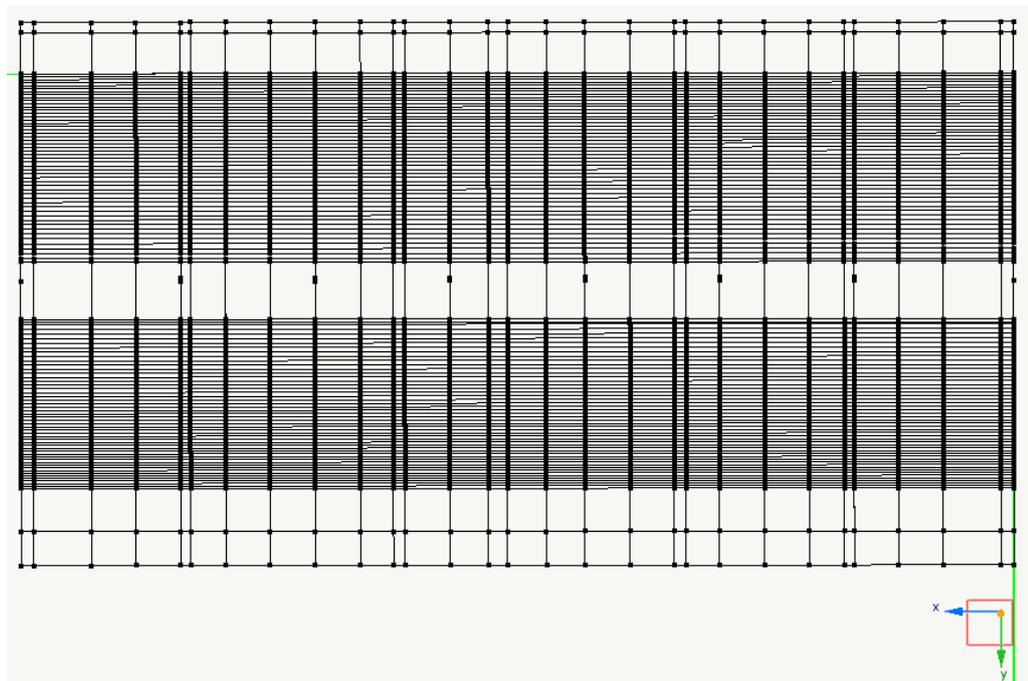


Figura 5.45 - Vista dall'alto del Modello 3, in cui è evidente come la Mesh in direzione longitudinale sia costruita male.

- In questo Modello, avendo definito le costole come elementi *Beam*, si riscontra il problema (che aveva anche il *Modello 1*) delle travi che fuoriescono dall'estradosso del guscio (**Figura 5.46**). Ciò si può riscontrare anche per le pensiline laterali (**Figura 5.47** e **Figura 5.48**). In realtà si vedrà più avanti, che questo, che ora può sembrare un problema, sarà l'unico modo per riuscire a definire le armature in maniera corretta.

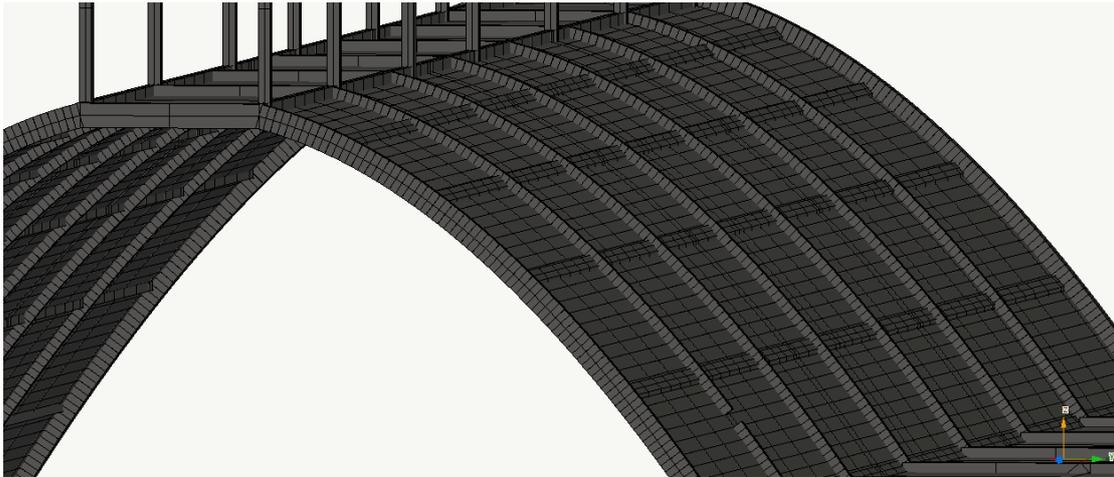


Figura 5.46 - Immagine del Modello 3 in cui è evidente come le travi sporgono dall'estradosso del guscio.

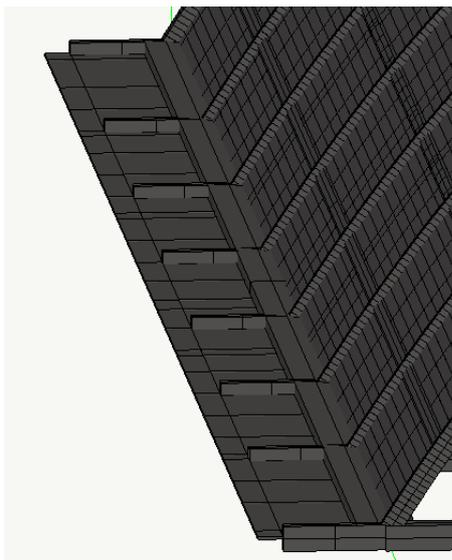


Figura 5.47 - Modello solido della pensilina sinistra

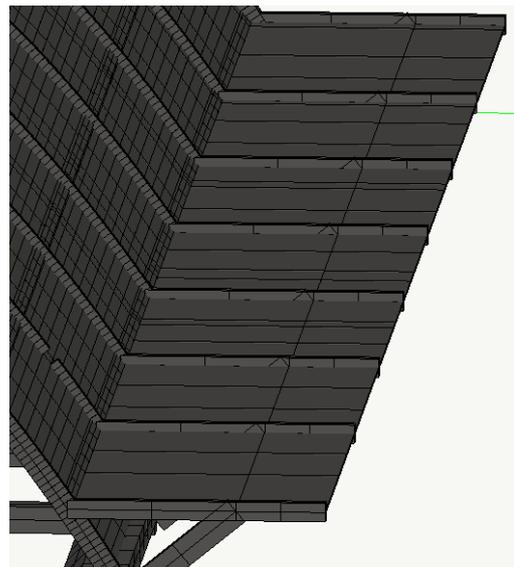


Figura 5.48 - Modello solido della pensilina destra

5.2.4 Modello 4 (definitivo)

Nel *Modello 4* sono state risolte finalmente tutte le criticità dei modelli precedenti.

Per la costruzione del modello si sono utilizzate tutte le funzioni già utilizzate, per questo motivo infatti si è scelto di non descrivere tutti i passaggi compiuti durante la modellazione. Ci si limita quindi ad un breve elenco della procedura di costruzione del *Modello 4*.

- Sono state costruite le linee di riferimento della parabola che approssima l'andamento del guscio del Paraboloide;
- Si è definita la *Mesh* di una sezione del guscio;
- Si estrude il guscio utilizzando l'apposito comando;
- Sempre tramite estrusione, si modellano le costole del paraboloide. Esse quindi sono state costruite come elementi *Shell*;
- Si costruiscono le due facciate del Paraboloide (pilastri e pannello tramite *Mesh*, travi come elementi *Beam*);
- Si aggiungono, a questo punto, le due pensiline laterali. Esse sono state costruite sempre tramite estrusione e poi sono state aggiunte le travi che sporgono al di sotto di esse. Per la costruzione delle travi è stato utilizzato il comando "Sezione poligonale" in modo da evitare che tali travi non escano dall'estradosso della struttura;
- Si procede all'inserimento delle travi secondarie longitudinali con profilo trapezoidale;
- Successivamente si passa alla costruzione delle travi orizzontali;
- Si sono modellati i pilastri, essi sono stati concepiti come elementi *Shell*, definiti da una *Mesh* particolare (si può osservare dalle immagini seguenti);
- Per ognuno degli elementi generati, sia esso *Beam* o *Shell*, si va quindi a definire materiale e sezione.
- Per ultima cosa sono stati definiti vincoli e carichi.

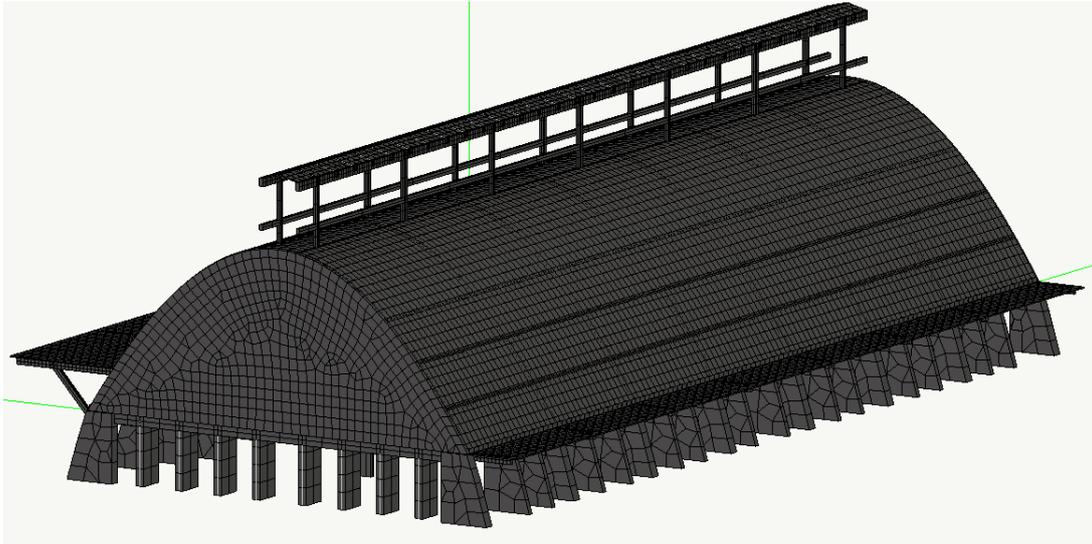


Figura 5.49 - Modello 4 (visualizzazione solida).

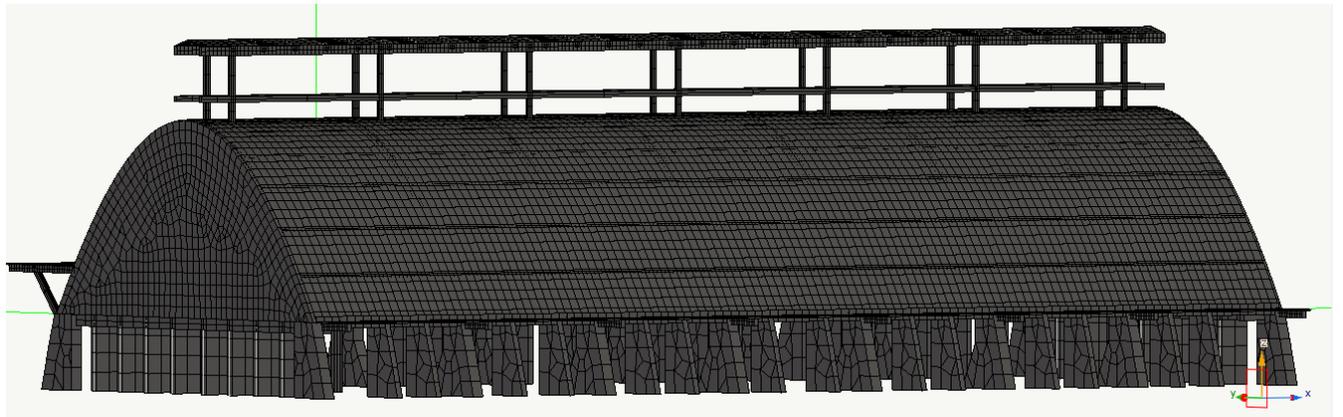


Figura 5.50- Modello 4 (visualizzazione solida).

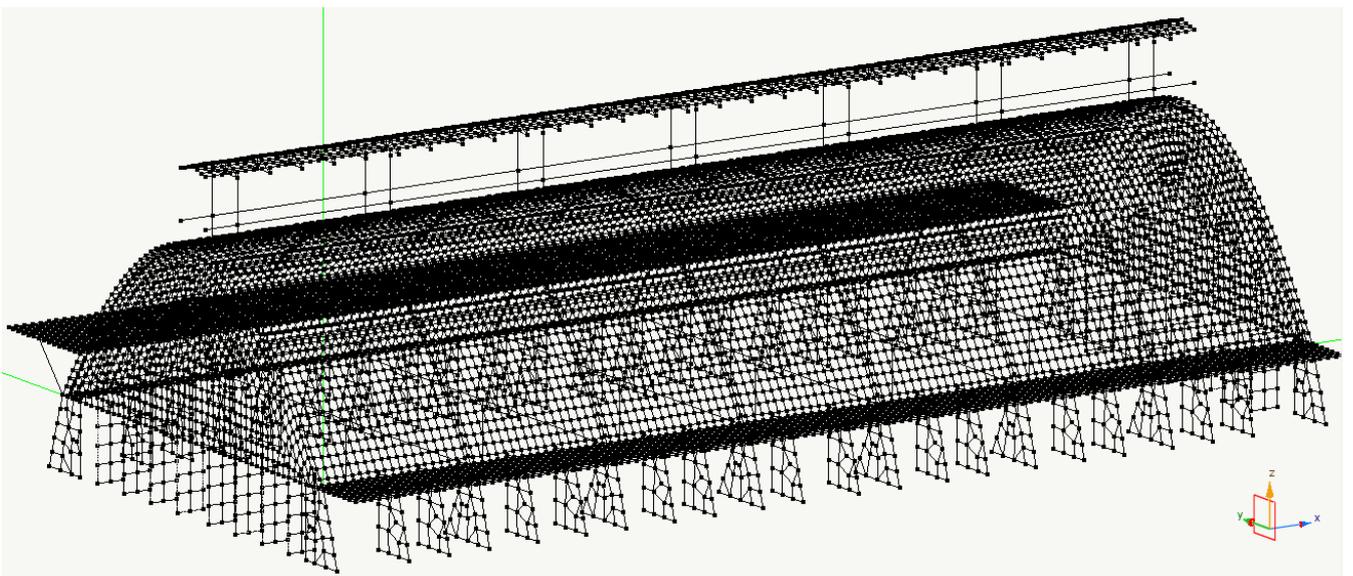


Figura 5.51 – Modello4.

Di seguito di riportano alcuni particolari del *Modello 4*:

- **Mesh dei pilastri.**

I pilastri sono stati costruiti come elementi *Shell*. Per prima cosa è stata costruita la superficie di riferimento seguendo la forma reale dei pilastri. A questo punto poi è stata definita la mesh di ognuno di essi attraverso il comando seguente (**Figura 5.52**).

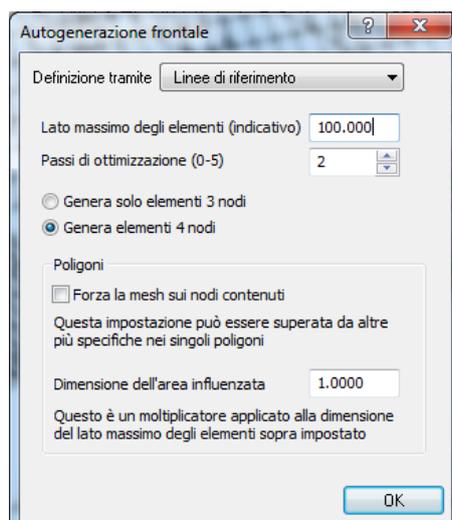


Figura 5.52 - Comando di generazione Mesh dei pilastri.

Alla *mesh* ottenuta sono stati assegnati spessore e materiali, allo stesso modo con cui è stato fatto per gli altri elementi.

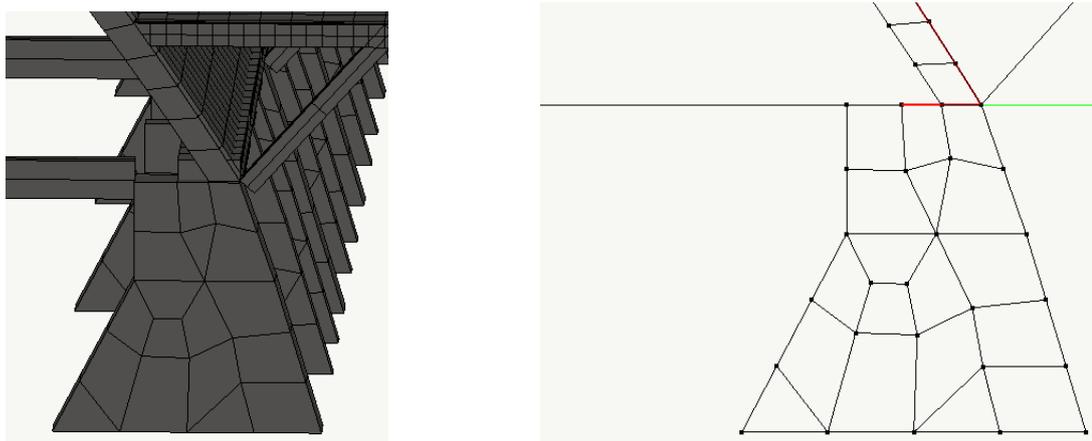


Figura 5.53 - Mesh di un pilastro principale del *Modello 4*.

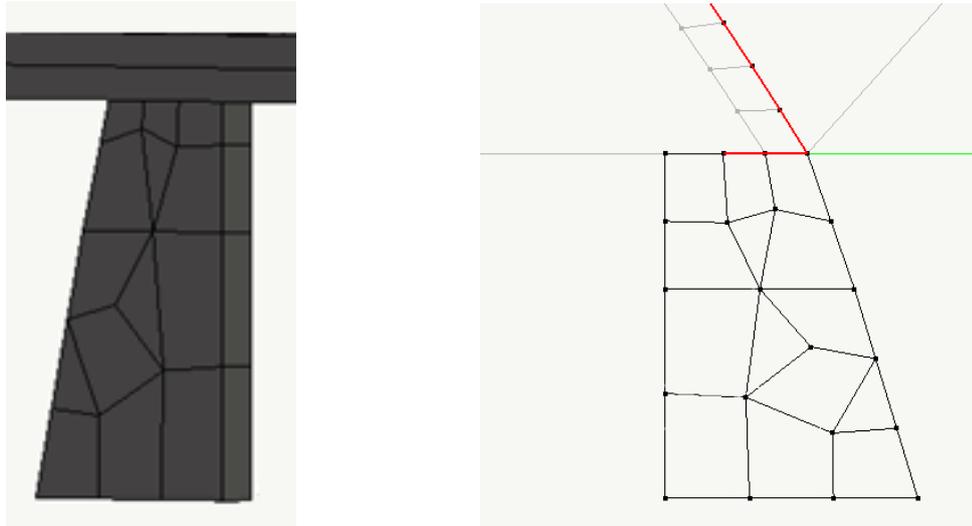


Figura 5.54 - Mesh di un pilastro secondario del Modello 4.

I pilastri dei due prospetti della struttura, quelli dei due lati corti, sono stati creati allo stesso modo ma ovviamente con dimensioni diverse. In particolare essi sono modellati con una mesh in modo da descrivere una forma rettangolare.

- **Mesh del guscio**

La mesh del guscio del Paraboloide è una delle parti più delicate e difficili da modellare. In questo caso si è scelto di suddividere il guscio in piccoli elementi quadrati, di lato di 40 cm. In questo modo la *mesh* è risultata regolare e, attivando la funzione “controlla mesh” dalle palette, si è potuto notare come il risultato finale sia buono.

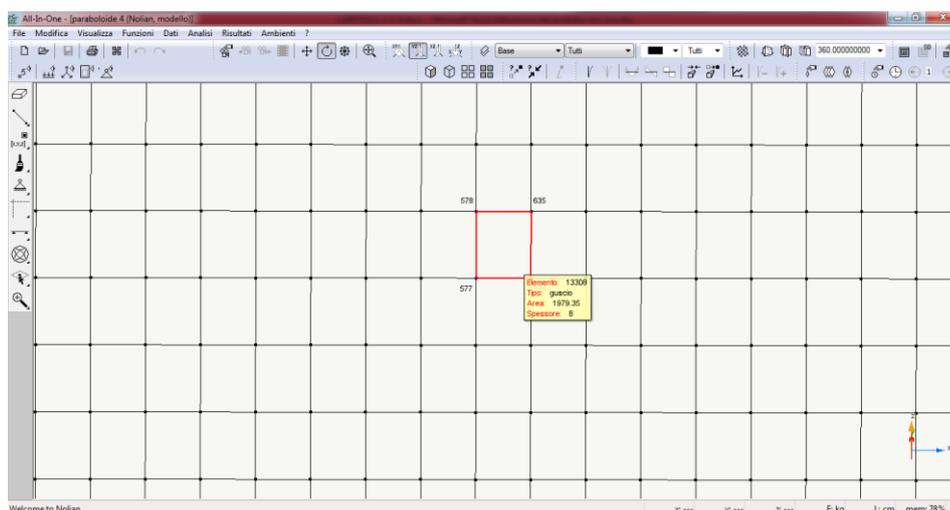


Figura 5.55 - Veduta laterale della Mesh del guscio.

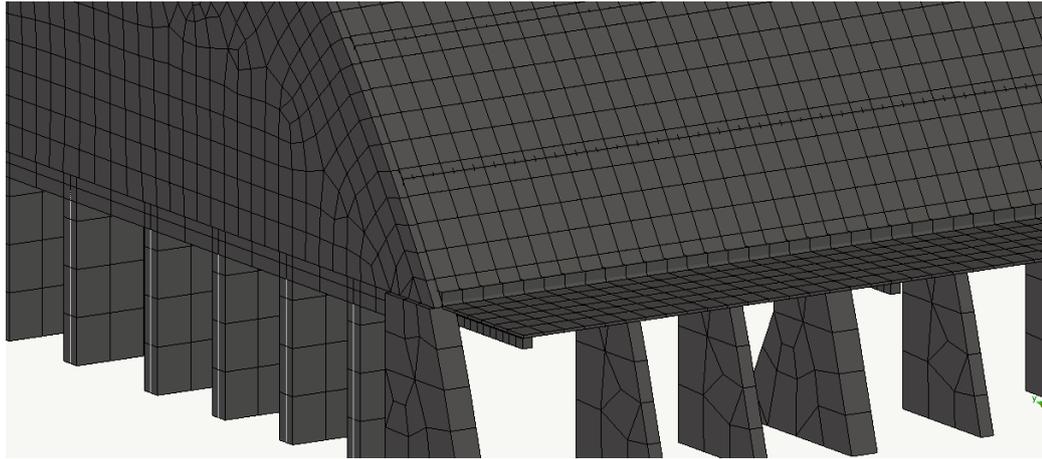


Figura 5.56 - Particolare del modello solido del guscio del Paraboloide in cui si può notare la composizione della Mesh.

- **Costole**

Le costole del paraboloide sono state modellate come elementi 2D. Anch'essi quindi sono composti da una mesh di elementi circa 40x40. In questo modo si è anche evitato che tali elementi fuoriuscissero dall'estradosso del guscio della struttura.

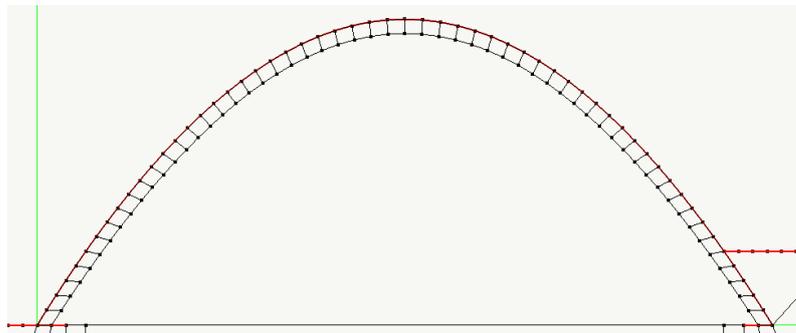


Figura 5.57 - Immagine di una sezione di una costola.



Figura 5.58 - Sezione del modello solido della struttura in cui si può notare la mesh di una costola.

- **Travi longitudinali**

Le travi longitudinali, che percorrono in lunghezza tutto il Paraboloide, sono state modellate come elementi *beam* con sezione “poligonare”. In questo modo quindi si è riusciti ad assegnare ad esse la giusta sezione (che è di forma trapezoidale).

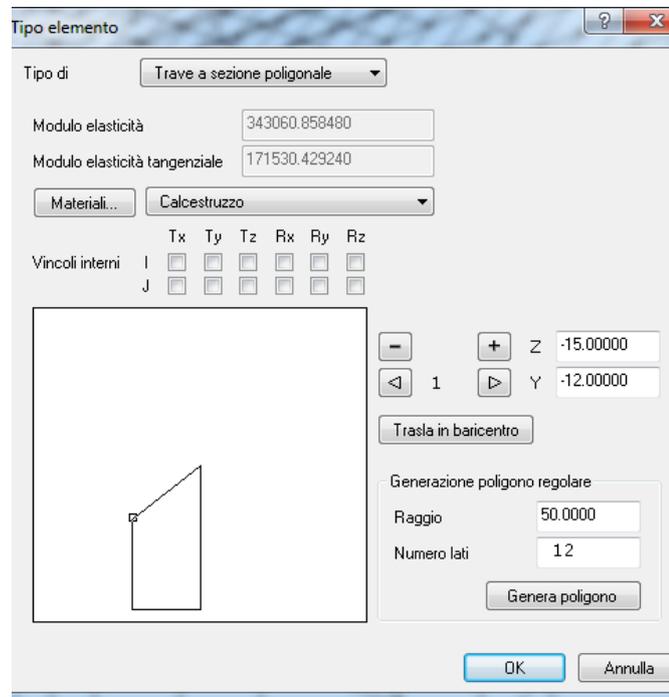


Figura 5.59 - Assegnazione della sezione trapezoidale ad una trave longitudinale.

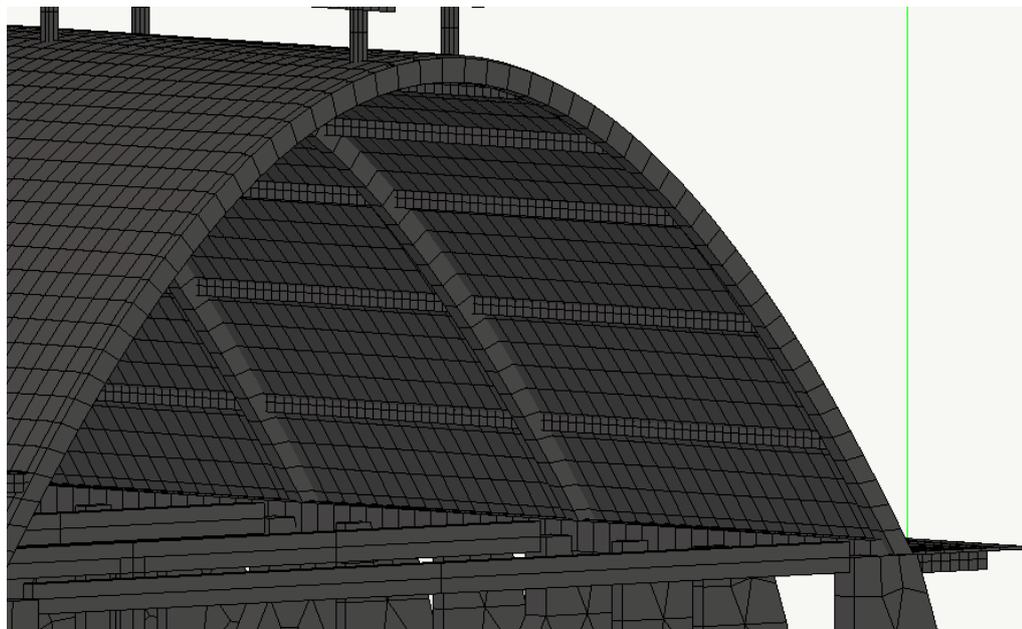


Figura 5.60 - Vista dell'intradosso del guscio in cui si possono notare le travi longitudinali che sporgono verso l'interno (è stata rimossa una facciata per avere una visuale dell'interno).

- **Travi alla testa dei pilastri;**

Le 2 travi che collegano la testa dei pilastri di ognuna delle due pilastrate sono state costruite come elementi *Shell*. Esse in realtà avrebbero una sezione trapezoidale, che in questo modo non è possibile assegnare.

Per questo motivo esse hanno nel modello una sezione rettangolare. Tale approssimazione però si ritiene comunque accettabile.

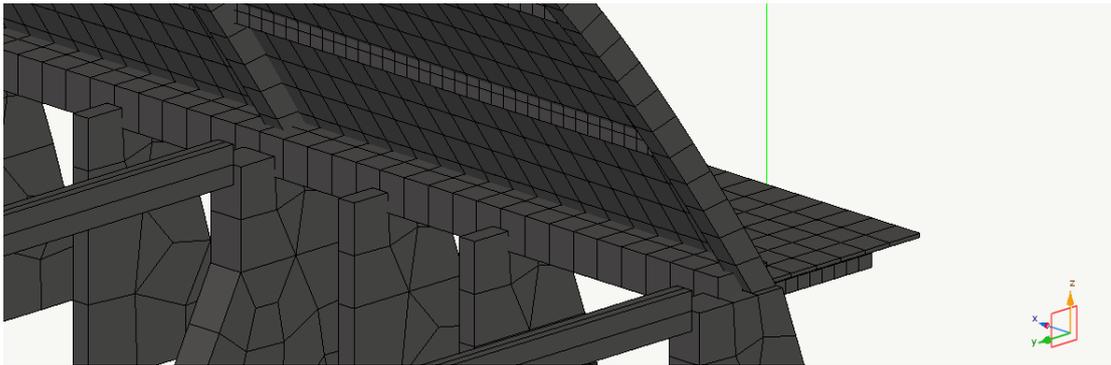


Figura 5.61 - Vista dell'intradosso del guscio in cui si può notare una trave longitudinale che collega in testa tra loro tutti i pilastri di un lato (è stata rimossa una facciata per avere una visuale dell'interno).

- **Pensiline**

Anche le pensiline laterali sono state modellate utilizzando il processo di estrusione. Al di sotto di esse sono state aggiunti poi i travetti che servono a sorreggerle.

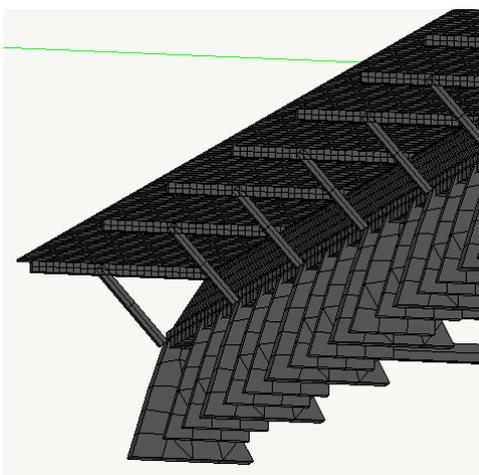


Figura 5.62 - Vista dal basso della passerella sinistra

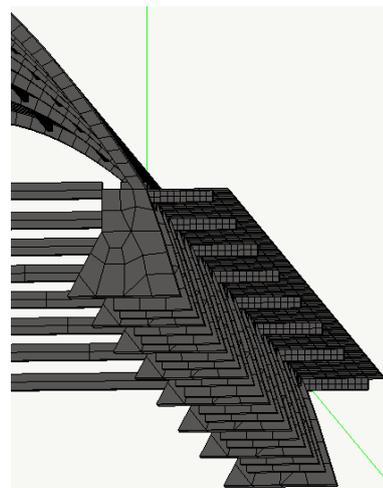


Figura 4.63 - Vista dal basso della passerella destra.

- **Galleria superiore**

La galleria superiore è stata modellata tramite estrusione, ottenendo quindi elementi *Shell* sorretti da pilastri *Beam*.

Oltre a questi elementi, sono presenti dei travetti (**Figura 5.64**), il cui scopo è quello di sorreggere la copertura della pensilina. Tali travetti, avendo una forma pseudo triangolare, sono stati ricostruiti tramite delle *Mesh*. Non è infatti possibile modellarli come elementi *Beam*, data la loro forma particolare.

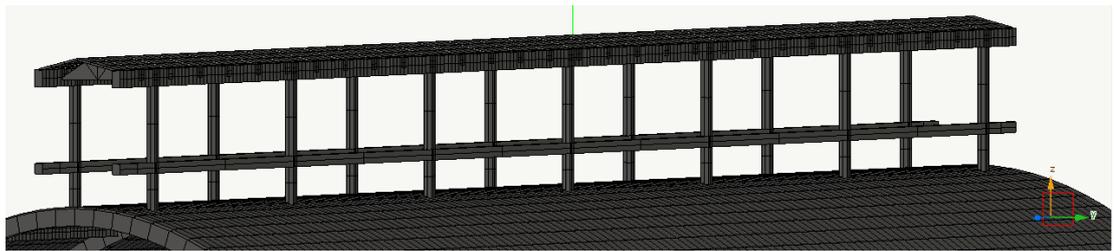


Figura 5.64 Vista dall'esterno del Paraboloido in cui si può notare come è stata modellata la pensilina superiore.

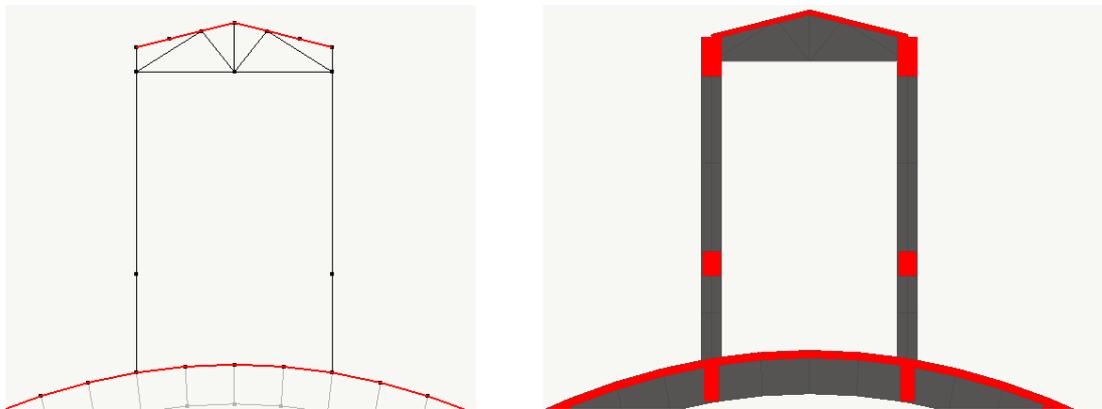


Figura 5.65 - Sezione della galleria posta in testa al Paraboloido, in cui è evidente la *Mesh* tramite la quale sono stati definiti i travetti su cui poggia la copertura (a sinistra) ed il modello solido (a destra).

5.3 Analisi statica del modello.

Una volta definito tutta la geometria di questo modello, insieme ai carichi ed ai vincoli, è possibile lanciare l'analisi statica della struttura tramite l'apposita funzione del programma (Figura 5.66).

Appena il software termina l'analisi, è possibile visualizzare i risultati in modo da capire quali sono le zone più sollecitate della struttura.

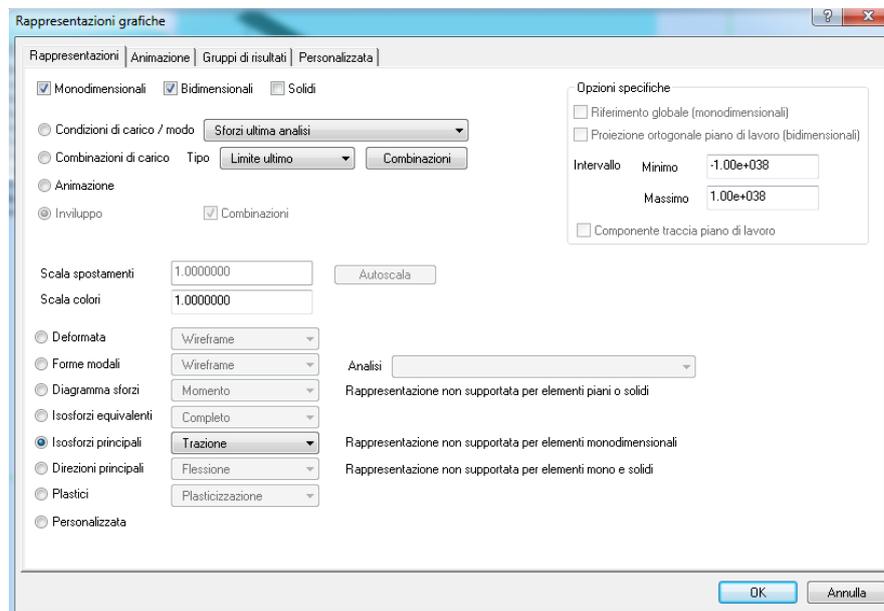


Figura 5.66 - Finestra di dialogo con la quale è possibile personalizzare le rappresentazioni grafiche ottenute dall'analisi statica.

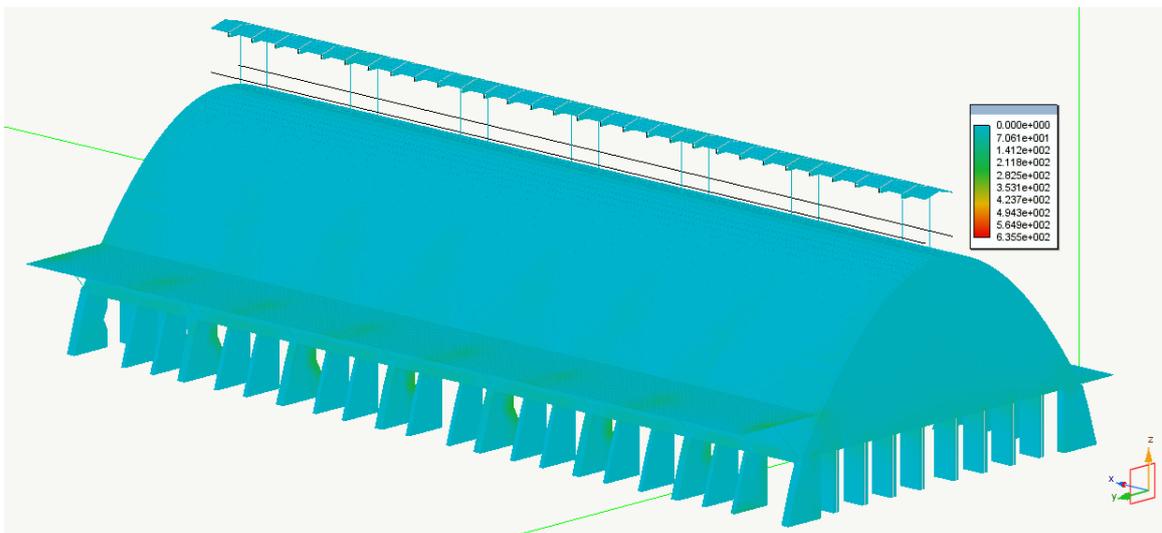


Figura 5.67 - Isosforzi principali di trazione

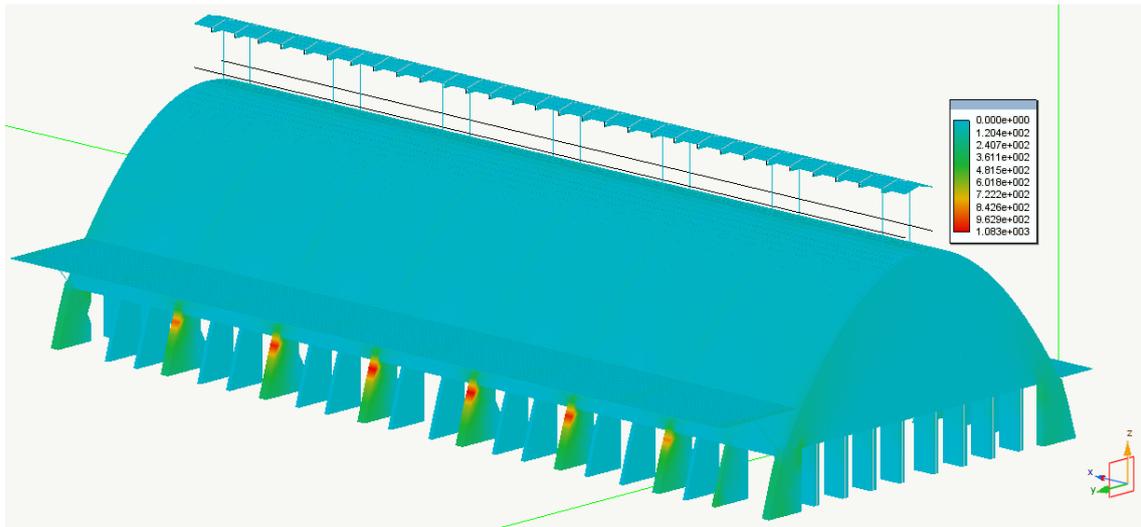


Figura 5.68 - Isosforzi principali di compressione.

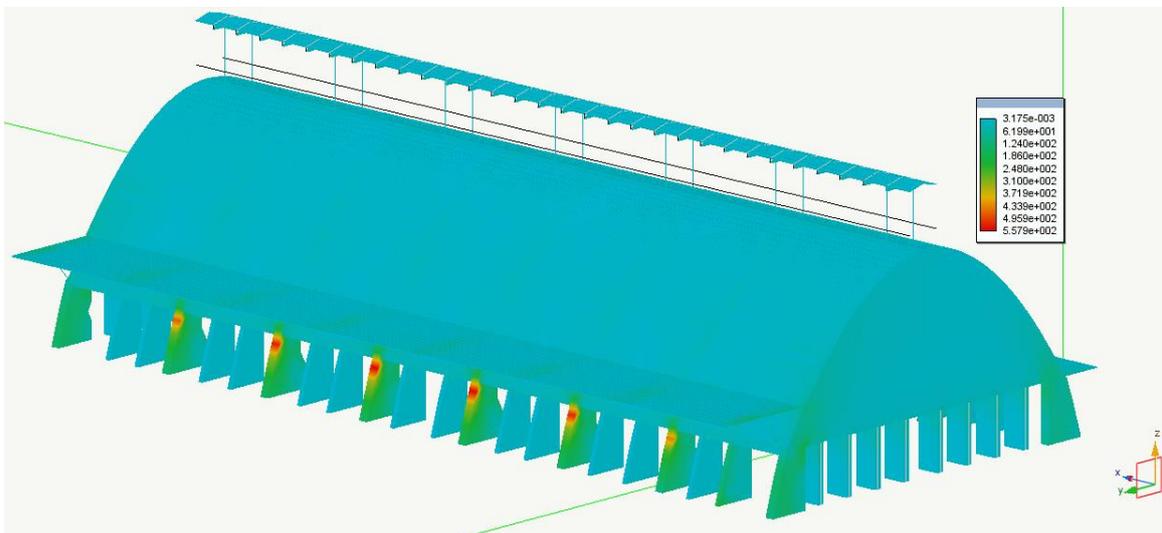


Figura 5.69 - Isosforzi principali di taglio.

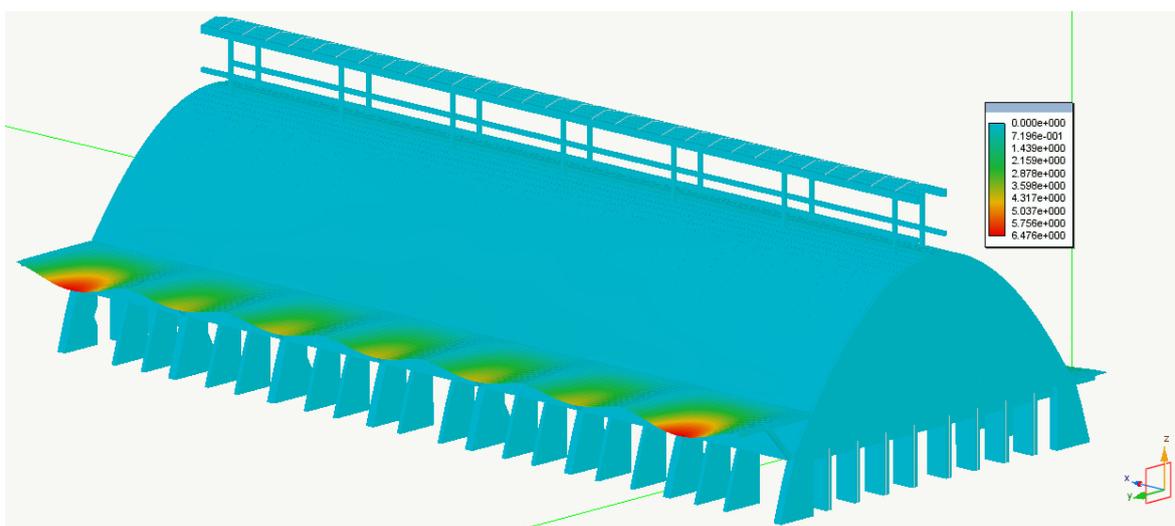


Figura 5.70 - Spostamenti.

5.4 Modello per la definizione delle armature

Una delle fasi più importanti del processo di modellazione è sicuramente l'inserimento delle armature nel modello. In questa fase quindi si parte dal modello elementare, in cui sono solo definite le dimensioni degli elementi e le loro disposizioni e connessioni, per ottenere finalmente un modello rappresentativo dell'edificio in esame in modo da capire il suo comportamento. Si può passare quindi alla fase successiva di verifica per capire come intervenire ed infine per verificare se gli interventi effettuati portano realmente a dei miglioramenti del comportamento della struttura.

In realtà, come già anticipato, nel momento in cui è stato costruito il modello si sapeva poco sulla reale disposizione delle armature. In particolare infatti, dato che per i motivi già esposti nel capitolo di introduzione non è stato possibile effettuare i rilievi necessari sugli elementi con un pacometro in modo da individuare la posizione delle armature, si sono sfruttati le poche tavole disponibili che si è riuscito a reperire.

Sicuramente quindi, sarà necessario in futuro correggere il modello con i dati che verranno dedotti dalle prove in situ quando esse verranno effettuate.

In questa fase di modellazione è stato scelto di utilizzare un post-processore di *Nòlian*, "*EasyBeam*", il quale consente di aprire il modello che è stato creato in *Nòlian* e di procedere con la definizione delle armature.

Il programma inoltre consente di rappresentare le armature in diversi modalità, in modo da poter esportare le rappresentazioni su fogli di qualsiasi formato gestiti da un sistema CAD, il quale può essere adoperato per la produzione dei disegni esecutivi.

EasyBeam è un programma molto potente che è stato sviluppato anche per eseguire il progetto delle armature. Esistono però diverse modalità di utilizzo, in particolare questo programma può essere usato, insieme ad un'altra estensione di "*All in One*", "*Exsys*", anche per la verifica di un edificio esistente in cemento armato.

EasyBeam di conseguenza non è un programma che ha un percorso unico tra l'ingresso dei dati e la produzione dei risultati. Esso infatti, come già anticipato, consente di inserire le armature della struttura esistente nel modello costruito con *Nòlian* e di verificarle.

Questo programma in particolare è risultato molto utile perché sono presenti diverse opzioni di inserimento, tra cui quella predefinita tramite finestra di dialogo, la funzione di

ancoraggio "a mano" delle armature immerse, la funzione di taglio e sovrapposizione delle barre.

Come è possibile notare dalla **Figura 5.71**, *Easybeam* rileva esclusivamente gli elementi del modello che sono stati creati come elementi "Beam".

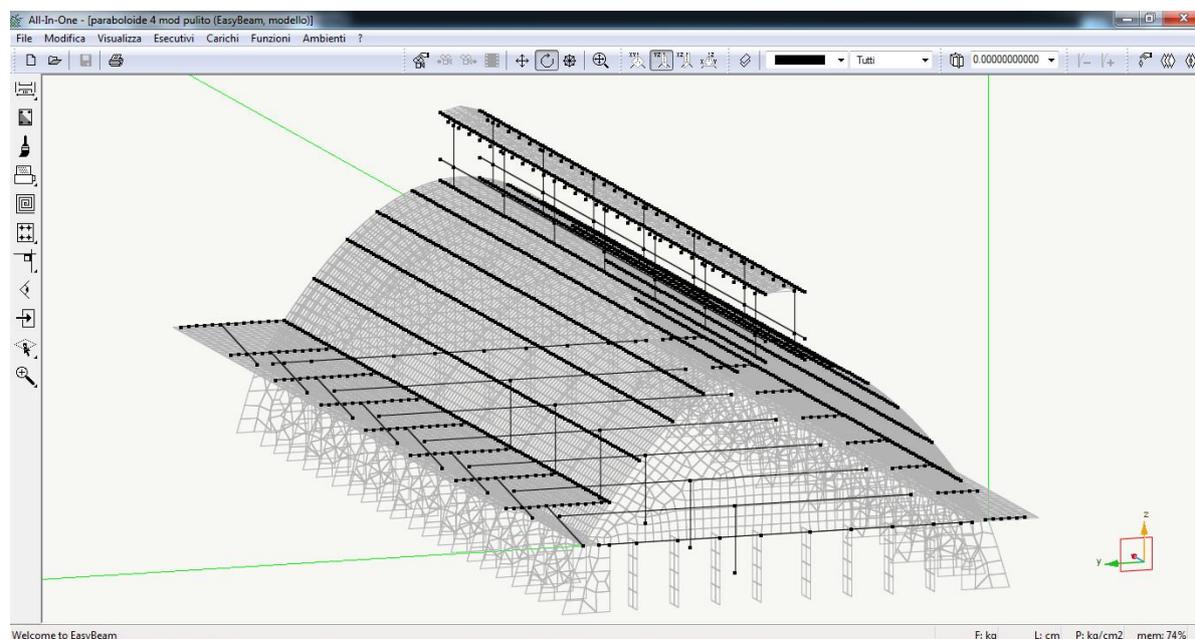


Figura 5.71 - Modello 4 in ambiente *Easybeam*.

Come anticipato però, molti degli elementi del Modello del Paraboloide sono stati definiti tramite *Mesh*. Per tutti questi elementi quindi non è possibile lavorare in ambiente *Easybeam*, ma è necessario entrare in "EasyWall", un'altra estensione del pacchetto *All in One*, che viene utilizzata specificatamente per la definizione delle armature di elementi di tipo *Shell*.

EasyWall è un programma sviluppato per poter gestire le mesh di elementi finiti in *Nòlian* e quindi non ha limiti virtuali, in quanto gestisce elementi disposti nello spazio tridimensionale in qualsiasi modo e sollecitati con diverse combinazioni di carico (stati combinati di sollecitazione membranale e flessionale), senza porre dei limiti al progetto e senza dover ricorrere a a modelli di calcolo semplificati (**Figura 5.72**).

Affinchè *EasyWall* operi correttamente, serve che dalla *Mesh* vengano individuati correttamente gli elementi strutturali individuali, in modo da "ricostruirli" partendo dalla geometria del modello ad elementi finiti. In realtà il programma opera automaticamente, e

una volta aperto il modello nell'ambiente *EasyWall*, esso trasforma la Mesh in un insieme di elementi strutturali nei quali si può lavorare molto agevolmente (**Figura 5.73**).

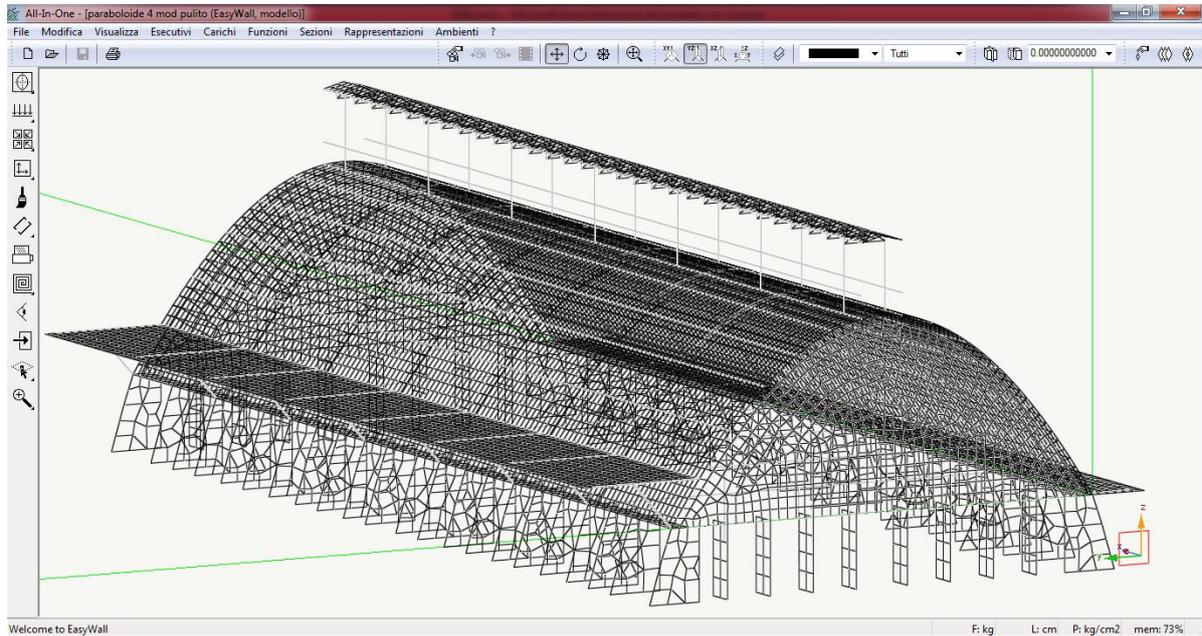


Figura 5.72 - Modello 4 in ambiente *EasyWall*.

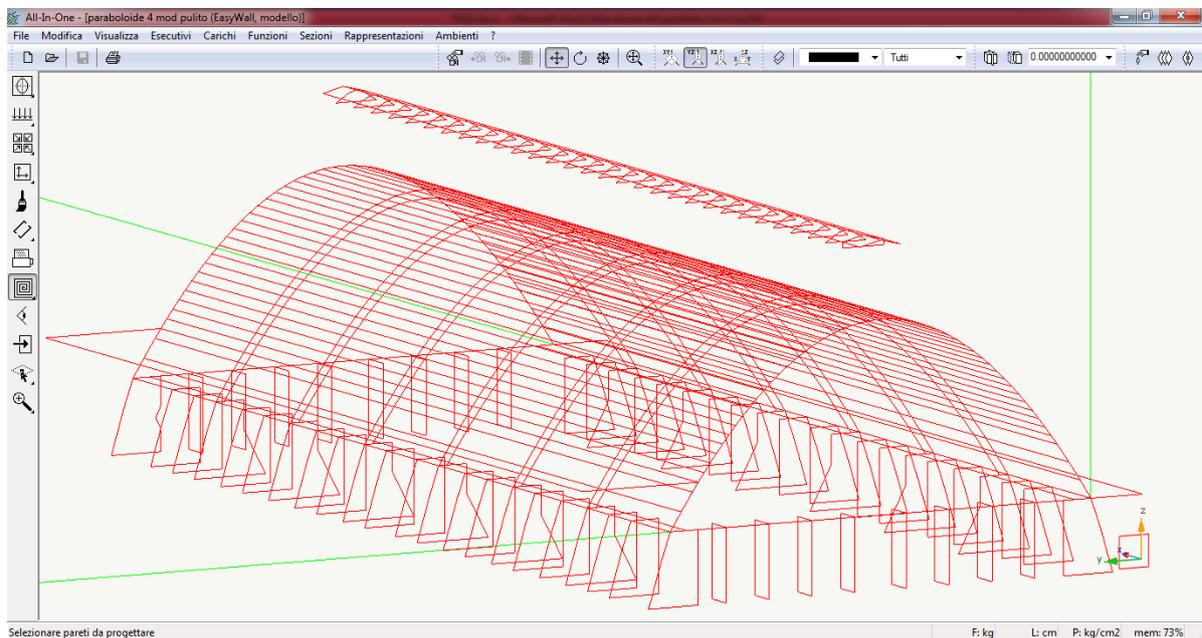


Figura 5.73 - Modello definitivo del Paraboloide in cui si può notare come il software opera, "ricostruendo" gli elementi della struttura a partire dalla Mesh.

EasyWall lavora utilizzando metodi di analisi non lineare che sono in grado di tenere conto della contemporaneità delle due componenti flessionali e delle due componenti membranali,

comunque esse siano orientate. Inoltre, questo software permette di individuare i piani di fessurazione sfruttando criteri di minima energia di deformazione. Il taglio invece viene calcolato per derivazione numerica delle sollecitazioni flessionali.

In realtà, però, inserire l'armatura manualmente in un modello così sofisticato e preciso non è possibile.

Durante la costruzione del “*Modello 4*” infatti, come già ampiamente descritto, si è optato per l'utilizzo di elementi *Shell* per modellare pilastri e le nervature principali della struttura. Questa scelta è stata effettuata perché l'utilizzo di elementi *Shell* porta sicuramente ad ottenere un grado di precisione maggiore di quello che possono avere elementi *Beam* come travi e pilastri. In questo modo infatti, quando si calcolano le distribuzioni degli sforzi nella struttura, si riescono ad ottenere valori molto precisi per ogni singolo punto del Paraboloide.

Questo tipo di modellazione però, porta degli evidenti svantaggi per quanto riguarda il calcolo computazionale del programma e la definizione delle armature. In particolare infatti, *All in One*, e più in particolare, *EasyWall*, considera tutti gli elementi *Shell* creati come delle lastre o delle piastre. Di conseguenza il software non contempla, per esempio, l'utilizzo dell'armatura trasversale in questa tipologia di elementi, non riconoscendoli quindi come pilastri o travi.

Con elementi *Shell* quindi, si è riusciti ad ottenere un grado di accuratezza del calcolo maggiore, ma se si è interessati alla definizione o al calcolo delle armature, si deve necessariamente rinunciare a tale accuratezza.

Andando invece a rimodellare la struttura, in modo da definire travi e pilastri come elementi *Beam* sicuramente si perde qualcosa a livello di accuratezza di calcolo, ma si riesce a modellare in maniera molto più semplice la struttura.

Di conseguenza, si è scelto di sostituire, nel “*Modello 4*” tutti i pilastri e le nervature modellate in origine come elementi *Shell* con elementi *Beam* più semplici. Si è scelto in particolare di suddividere i pilastri in 4 parti e assegnare ad esse diverse dimensioni, assegnando a ciascuna di esse la dimensione media del tratto di pilastro che rappresenta (**Figura 5.74**).

In questo modo è molto più semplice procedere nella definizione delle armature, in quanto è possibile utilizzare barre longitudinali e trasversali convenzionali.

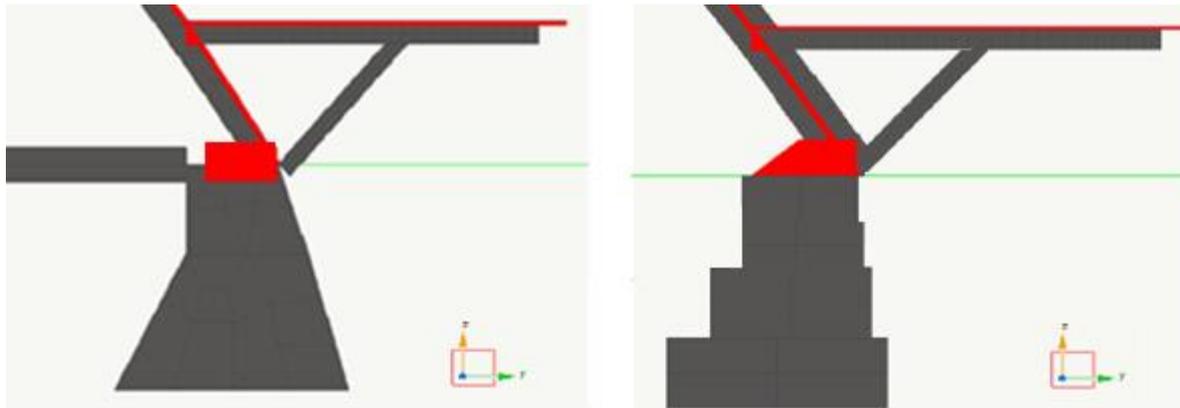


Figura 5.74 - Particolare dei pilastri del Modello del Paraboloide prima (a sinistra) e dopo (a destra) la modifica di essi in elementi Beam.

Per quanto riguarda le travi, esse possono essere modellate seguendo lo stesso principio. Anche per questi elementi, infatti, non è possibile procedere alla definizione dell'armatura con *EasyWall* in maniera corretta. Questo accade perché, esattamente come i pilastri, essendo state modellate come elementi *Shell*, non vengono riconosciute dal programma come delle travi ma come delle lastre. Per questo motivo il Modello 4 è stato modificato correggendo tutti gli elementi *Shell* utilizzati per la modellazione delle nervature principali della struttura (**Figura 5.76**). Ovviamente nella modellazione è stato tenuto conto che la costola non ha sezione costante lungo tutto il suo sviluppo (**Figura 5.75**).

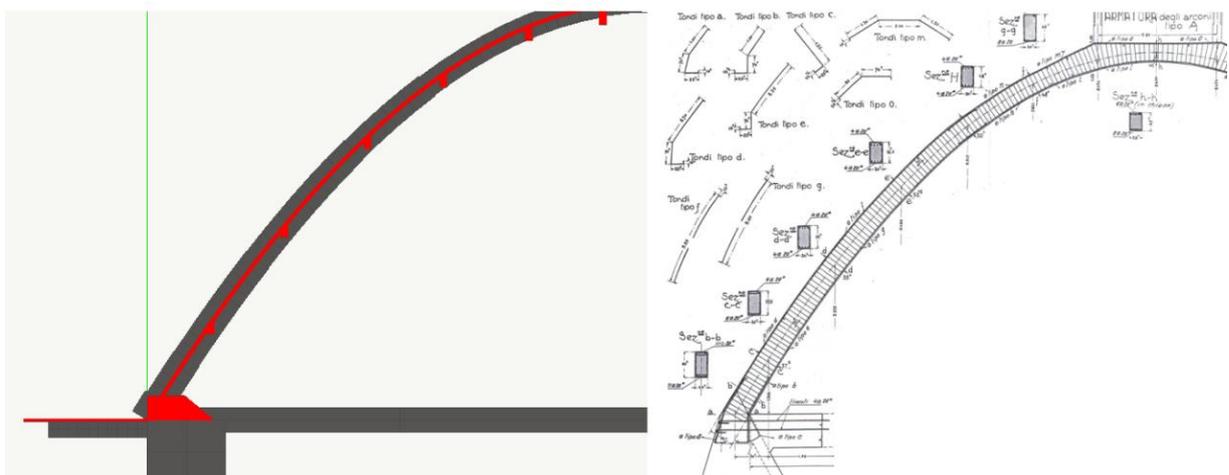


Figura 5.75 - Sezione del Modello del Paraboloide a livello di una costola in cui è evidente come essa sia stata rimodellata come elemento Beam. A destra è riportata la tavola tecnica del Paraboloide relativa allo stesso elemento.

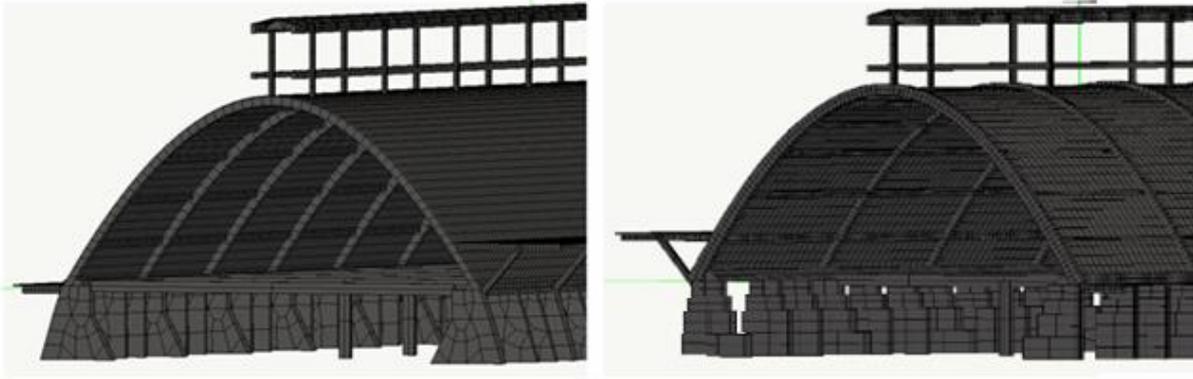


Figura 5.76 - *Il Modello del Paraboloide prima (a sinistra) e dopo (a destra) la modifica di delle costole e dei pilastri in elementi Beam (è stata rimossa una facciata in modo da permettere la visione dell'interno dei modelli).*

Oltre alle nervature principali, sono state corrette anche le due travi che collegano in cima tutti i pilastri con il guscio e la base delle costole della struttura. Anche per questi due elementi si è scelto di utilizzare elementi *Beam*, e nello specifico si è scelta una sezione di tipo trapezoidale, in modo da ottenere un modello il più possibile vicino alla realtà **Figura 5.77**).

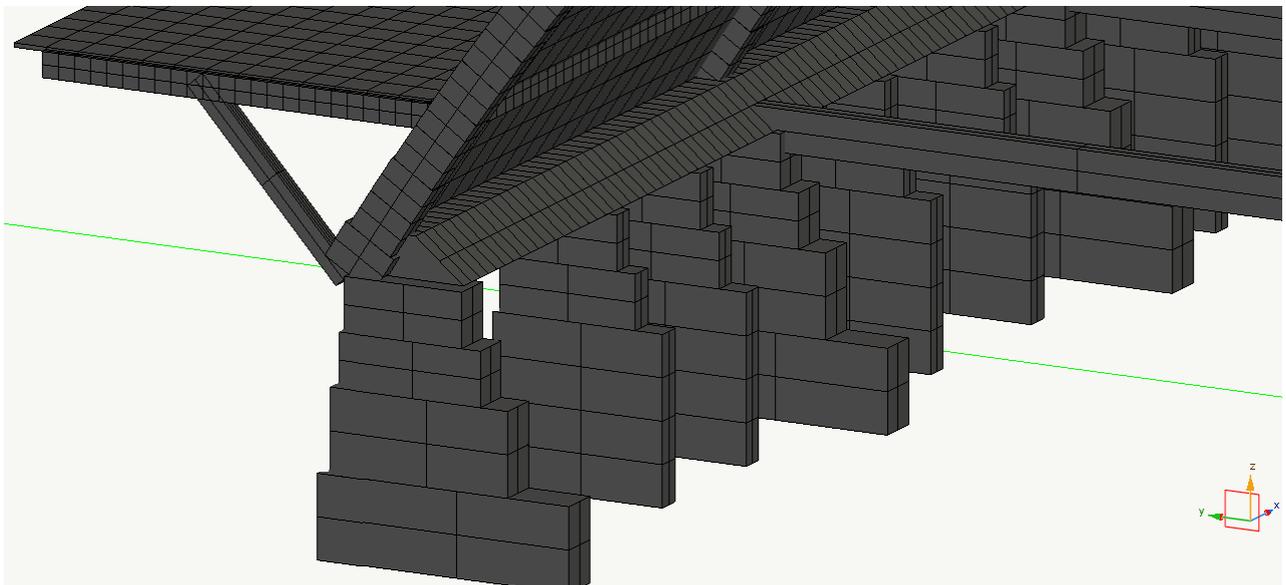


Figura 5.77 - *Modello solido del Paraboloide in cui si può notare la trave con sezione trapezoidale che collega in testa tutti i pilastri.*

A questo punto, una volta terminate queste correzioni e resi pilastri e travi del modello tutti come elementi *Shell*, è possibile rientrare in ambiente *Easybeam*. Come si può notare dalla **Figura 5.78**, al contrario del modello precedente, *Easybeam* riconosce i pilastri e tutte le travi presenti nella struttura, che vengono in questo caso colorati in nero invece che in grigio.

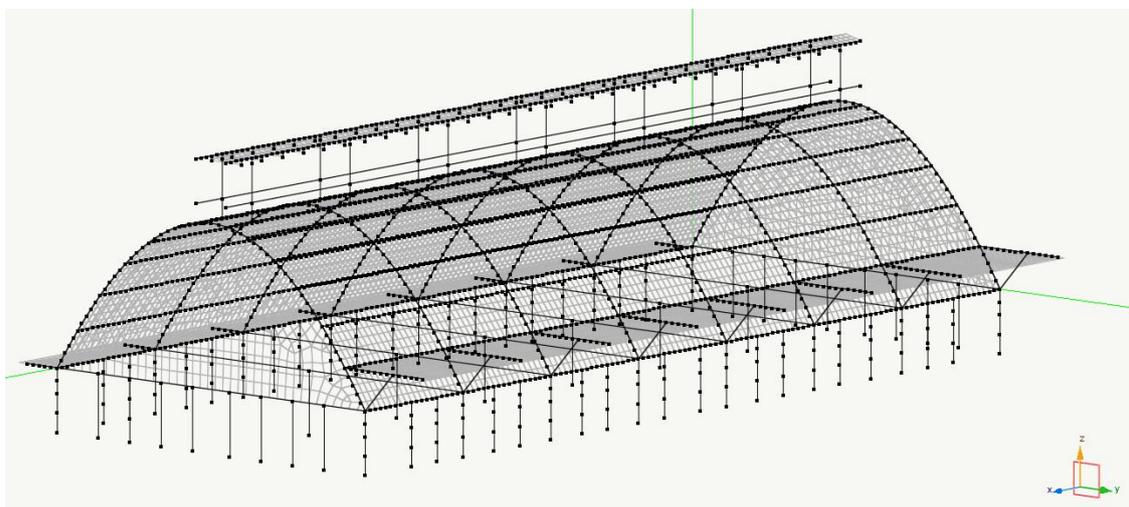


Figura 5.78 - Modello del Paraboloido in ambiente *Easybeam*.

Per definire armature di pilastri e travi basta selezionare l'apposito comando dalle palette e procedere con l'immissione dei dati in maniera corretta (**Figura 5.79**).

Inserimento armatura

Longitudinale

Reggistaffe: $\phi 12$ Filanti Superiori: $\phi 12$ 0

Parete: $\phi 12$ 0 Filanti Inferiori: $\phi 12$ 0

Monconi Superiori

Diametro costante

Sinistro: $\phi 12$ 0 0.000000 Centrale: $\phi 12$ 0 0.000000 Destro: $\phi 12$ 0 0.000000

Monconi Inferiori

Diametro costante

Sinistro: $\phi 12$ 0 0.000000 Centrale: $\phi 12$ 0 0.000000 Destro: $\phi 12$ 0 0.000000

Trasversale

Tratto	Diametro	Staffa composta	Passo	Lunghezza
Costante	$\phi 8$	1	0.000000	
Sinistro	$\phi 8$	1	0.000000	0.000000
Destro	$\phi 8$	1	0.000000	0.000000

Ancora

Continua Annulla

Figura 5.79 - Comando di *Easybeam* che consente l'immissione delle armature nel Modello.

A titolo d'esempio, si riportano di seguito delle immagini del Paraboloide in ambiente *EasyBeam* nelle quali è possibile notare come sono armate le nervature a profilo parabolico della struttura (**Figura 5.80** e **Figura 5.81**). Per l'inserimento di questa armatura, è stata utilizzata una delle due tavole tratte da "*Il cemento armato delle costruzioni civili e industriali*" di L. Santarella (1926), riportata in **Figura 5.82**, già citata in questa tesi, in quanto è l'unica fonte che fornisce delle indicazioni più approfondite sulla disposizione dell'armatura delle costole.

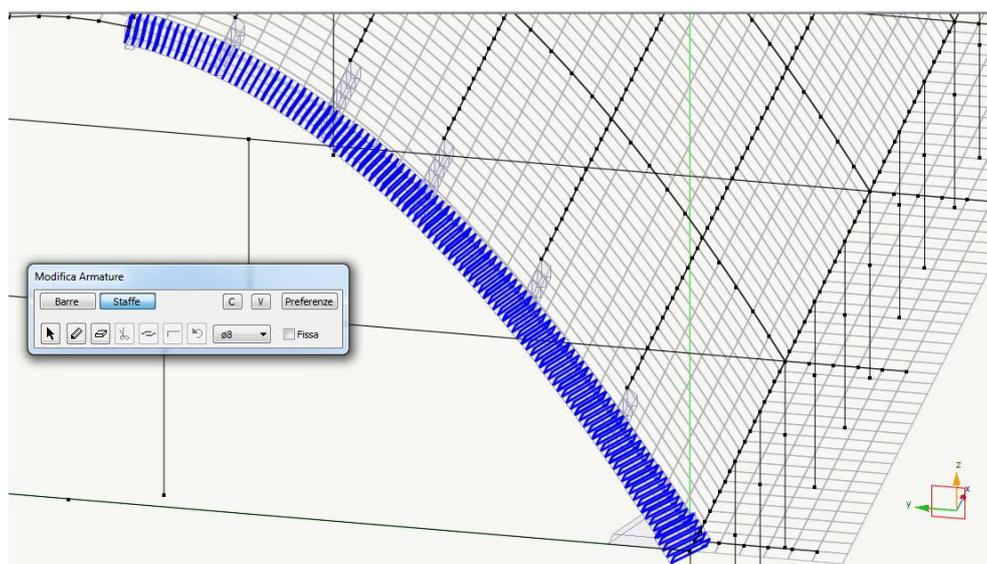


Figura 5.80 - Particolare del Modello del Paraboloide in cui si può notare come sono state disposte le staffe in una porzione di una nervatura della struttura.

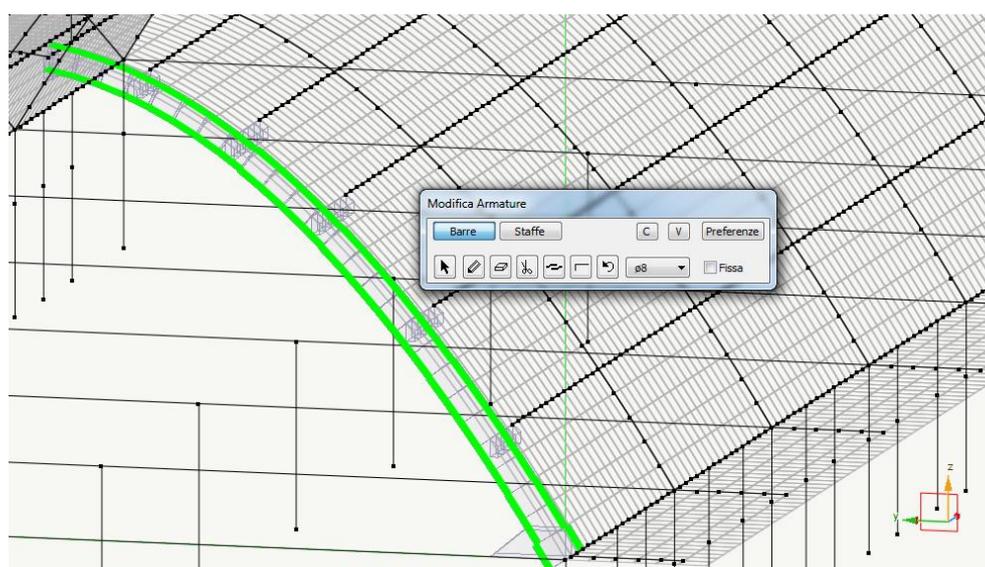


Figura 5.81- Particolare del Modello del Paraboloide in cui si può notare come sono state disposte le armature longitudinali in una porzione di una nervatura della struttura.

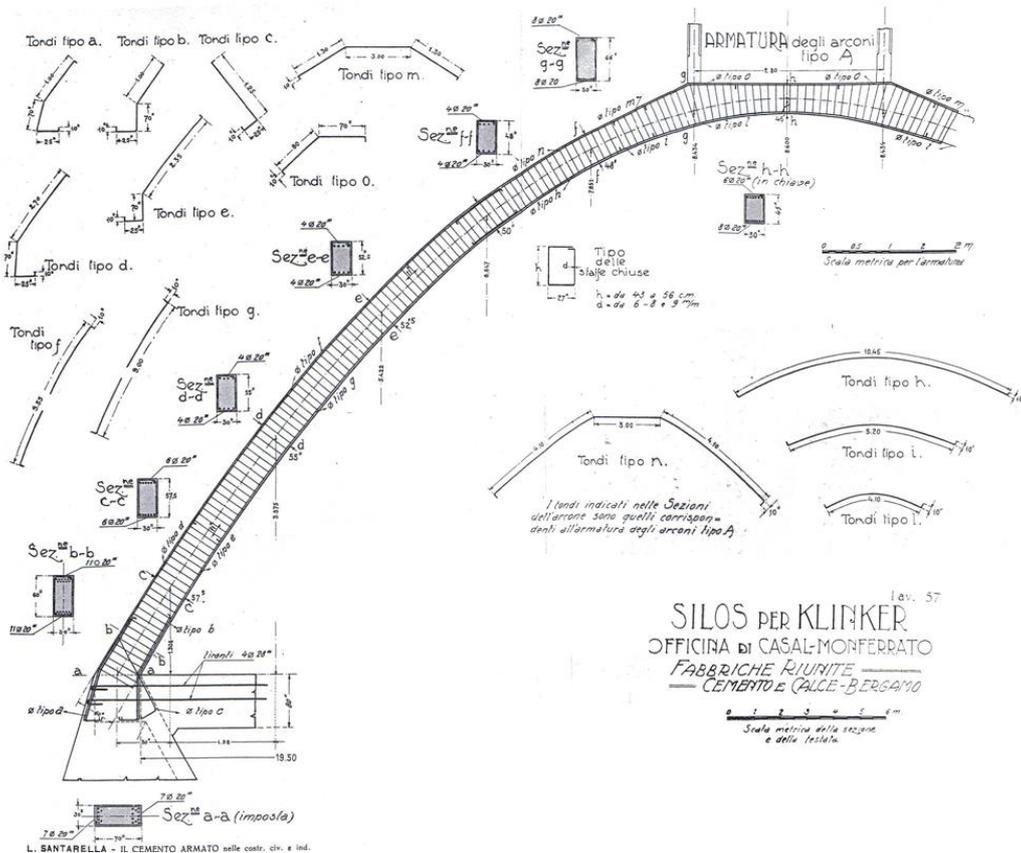


Figura 5.82 - Particolare di una Tavola del progetto originale del Paraboloido in cui è possibile notare come è stata progettata l'armatura delle costole della struttura.

Risulta inoltre molto interessante notare come, nonostante la struttura sia stata progettata con norme completamente diverse e non paragonabili a quelle attuali, essa presenta un'armatura trasversale fitta (con passo costante di 10 cm nelle nervature) e costituita inoltre da staffe chiuse, caso non comune per l'epoca. In strutture costruite prima degli anni '70 era molto comune l'utilizzo delle staffe aperte, le quali si sono rivelate molto deboli soprattutto per l'azione sismica.

L'utilizzo delle staffe chiuse è infatti fondamentale perché:

- Aumenta il confinamento del calcestruzzo e quindi aumenta la duttilità dell'elemento. Le deformazioni ultime infatti possono anche triplicare con un buon confinamento;
- Se si considera il modello a traliccio utilizzato per le verifiche a taglio, è evidente che, visto che nel calcolo intervengono contributi delle bielle compresse di calcestruzzo, devono essere presenti, per l'equilibrio ai nodi, aste tese d'acciaio (staffe e barre longitudinali). In condizioni sismiche però non è possibile garantire l'ancoraggio se la staffa è aperta e non chiusa. Oltre a questo, è importante

considerare l'eventuale cambio di segno delle sollecitazioni in caso di azione sismica, che di fatto obbligherebbe all'utilizzo di staffe chiuse.

- Le staffe hanno anche il compito di contrastare le tensioni radiali (ortogonali alla linea d'asse) che si sviluppano in presenza di azioni assiali significative. Questo è chiaramente comunque un problema dei pilastri, infatti le forze che impegnano le staffe nelle zone critiche sono dell'ordine di $1/4$ della forza assiale. Bisogna quindi per forza utilizzare staffe chiuse in quanto le tensioni sono diffuse in tutte le direzioni del piano ortogonale.

Considerando quanta attenzione è stata fatta in questo progetto nell'armatura trasversale, si può notare come il Paraboloido sia una struttura sicuramente innovativa ed all'avanguardia per il periodo storico nel quale esso è stato concepito e progettato.

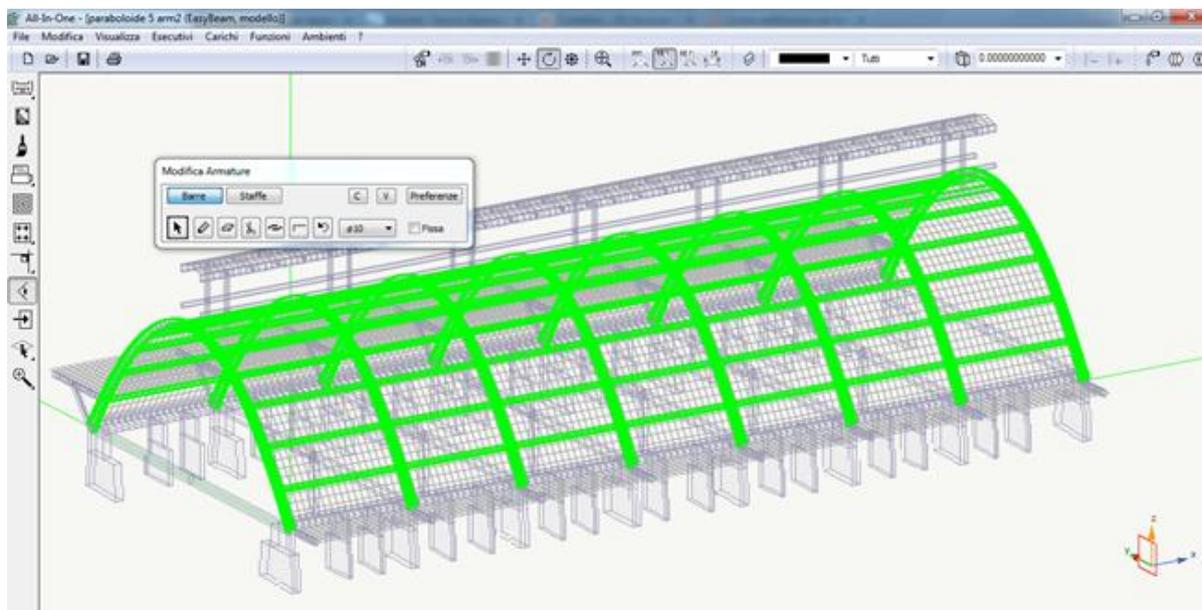


Figura 5.83 - Vista delle armature longitudinali delle costole e dei travetti secondari in ambiente *EasyBeam*.

Per quanto riguarda i pilastri, le loro armature sono state definite utilizzando gli stessi comandi utilizzati per le nervature. Ovviamente è possibile notare che essi nel Modello non seguono la forma reale trapezoidale della struttura, in quanto si è scelto di utilizzare per essi elementi *Beam* (che possono avere solo sezione costante e non variabile) e non si possono utilizzare elementi di tipo *Shel*, perché altrimenti il programma non li riconosce come pilastri veri e propri. Questa scelta è stata comunque già ampiamente motivata in precedenza.

5.5 Calcolo armature

Un'osservazione interessante si può fare sulla disposizione delle armature nel Paraboloide.

Dopo aver apportato le dovute correzioni al modello in *Nòlian* descritte nel Paragrafo 5.4, in modo da rendere pilastri e travi tutti elementi *Shell*, e senza ovviamente procedere ad inserire manualmente le armature della struttura così come sono nella realtà, si è scelto di vedere come sarebbe stata la struttura se essa fosse stata progettata con le prescrizioni attuali. Per far ciò si sono sfruttati gli appositi comandi e le estensioni di “*All in One*”, “*EasyBeam*” ed “*EasyWall*”. Effettuando il calcolo dell'armatura è stato possibile quindi confrontare l'armatura calcolata con quella reale.

Questo calcolo è stato effettuato anche sul modello descritto nel Paragrafo precedente, quello cioè che è stato sviluppato in modo da tenere conto della riduzione delle sezioni dovuta al degrado della struttura. In questo modo si è potuto notare come, molte parti della struttura, specialmente gli elementi di copertura, hanno sezioni sicuramente insufficienti le quali sicuramente non risulteranno verificate.

Operando con il modello costruito con travi e pilastri di tipo *Shell*, si hanno in pratica gli stessi problemi che si sono presentati nella fase di inserimento delle armature. *EasyBeam* infatti riconosce come pilastri e travi esclusivamente gli elementi di tipo *Beam*, e di conseguenza non modificando il modello, il software non calcolerebbe l'armatura in modo corretto.

In realtà comunque anche i modelli utilizzati nel calcolo delle armature presentano dei problemi. La trave infatti è tutta contenuta in un piano, ma tra un elemento e l'altro c'è una distorsione della geometria. Il programma allora dovrebbe calcolare un'armatura curvilinea, ma non lo fa, ed inserisce un'armatura dritta per ogni tratto in cui è stata suddivisa la trave durante la sua modellazione. Usare elementi *Shell* è comunque più utile sicuramente durante la fase di modellazione e di calcolo delle sollecitazioni, perché un elemento di questo tipo ha un grado di precisione maggiore di quello che possono avere elementi *Beam*.

Anche per i pilastri vale lo stesso discorso: *EasyBeam* calcola le armature degli elementi *Beam*, e se si presentano elementi *Shell* il programma non contempla proprio le prescrizioni richieste dalla Normativa per i pilastri, come ad esempio l'uso dell'armatura trasversale.

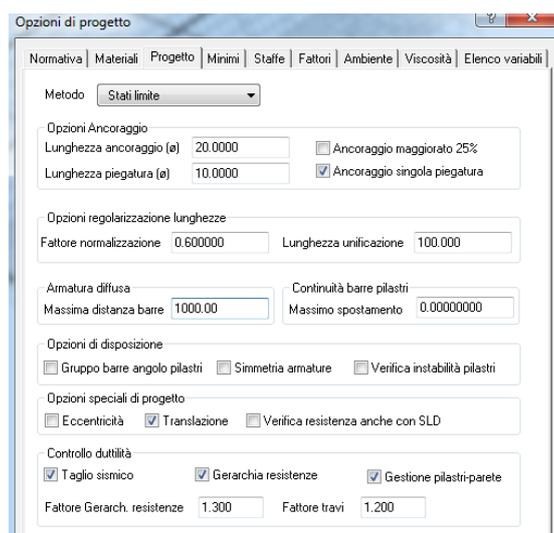
Prima di procedere con il calcolo, si riportano di seguito le opzioni selezionate che consentono di personalizzare il progetto.

Tra le opzioni di progetto, le estensioni di “EasyBeam” permettono di definire:

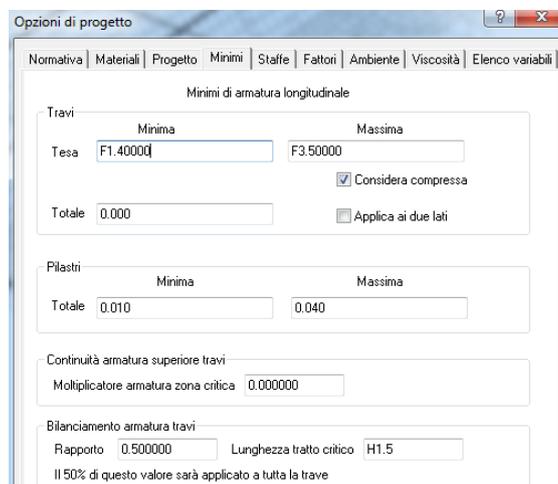
- La normativa di riferimento:



- I materiali;
- Altre opzioni sul progetto:



- Minimi di armatura;



- Tipologia delle staffe;

The screenshot shows the 'Opzioni di progetto' dialog box with the 'Staffe' tab selected. The parameters are as follows:

Parametro	Valore	Opzioni
Nome barra (*)	ø8	Libreria tipi di barre
Disposizione	33.000,H0.8,P666.666	
Passo massimo travi	33.000,H0.8,P666.666	
Passo massimo pilastri	25.000,D12,p12.50000	
Arrotondamento passo	1.00000	<input type="checkbox"/> Passo di montaggio
Ancoraggio (e)	15.00	
Staffe composte		
Massima distanza braccia (*)	1e+038	
Massima dist. legature pilastri (*)	1e+038	
Speciali		
Tensione minima	0.000000	
I parametri contrassegnati da un asterisco (*) si applicano soltanto agli elementi cui sia stato assegnato un metamateriale generico o nessun metamateriale.		
Zona critica travi		
Lunghezza tratto	H1.5	
Passo	H0.25,D6,17.500,S24	<input checked="" type="checkbox"/> Staffe filo pilastro
Zona critica pilastri		
Lunghezza tratto	M,L0.167,45.000	
Passo	D6,12.500,m0.333,p8.33300	<input checked="" type="checkbox"/> Progetto Nodo

- Ambiente al quale è esposta la struttura;

The screenshot shows the 'Opzioni di progetto' dialog box with the 'Ambiente' tab selected. The parameters are as follows:

Parametro	Valore
Ambiente:	Ordinario
Tipi di combinazioni da effettuare	
<input type="checkbox"/> Rara	
<input checked="" type="checkbox"/> Frequente	
<input checked="" type="checkbox"/> Quasi permanente	

- Viscosità;
- Altre variabili.

Una volta definite queste opzioni, per ognuno dei modelli del Paragrafo 5.5 è stato lanciato il comando di calcolo delle armature.

Un procedimento molto simile è stato utilizzato anche per il calcolo delle armature del guscio esterno e delle pensiline. Questi elementi infatti sono stati modellati come elementi *Shell* e di conseguenza per procedere al loro calcolo è necessario utilizzare l'estensione di "All in One" denominata "EasyWall".

I risultati ottenuti dal calcolo sono elencati di seguito elemento per elemento nel modello a sezione non ridotta (questo modello è quello costruito rispettando le misure originali del Paraboloide, non tenendo conto quindi del degrado sulla struttura).

Nervature

Come si può notare dalle immagini che seguono, l'armatura progettata è molto simile a quella reale del Paraboloide. Ovviamente, come già anticipato, il progetto è effettuato dal programma per tratti lineari di 40 cm, e di conseguenza le armature calcolate non seguono un perfetto tracciato parabolico, ma solo dei tratti lineari che nei punti tra un "elementino" e l'altro hanno sicuramente delle imperfezioni causate dalle barre che si sovrappongono. Per quanto riguarda le staffe, si può notare che esse vengono calcolate con un passo più fitto di quello della struttura originale.

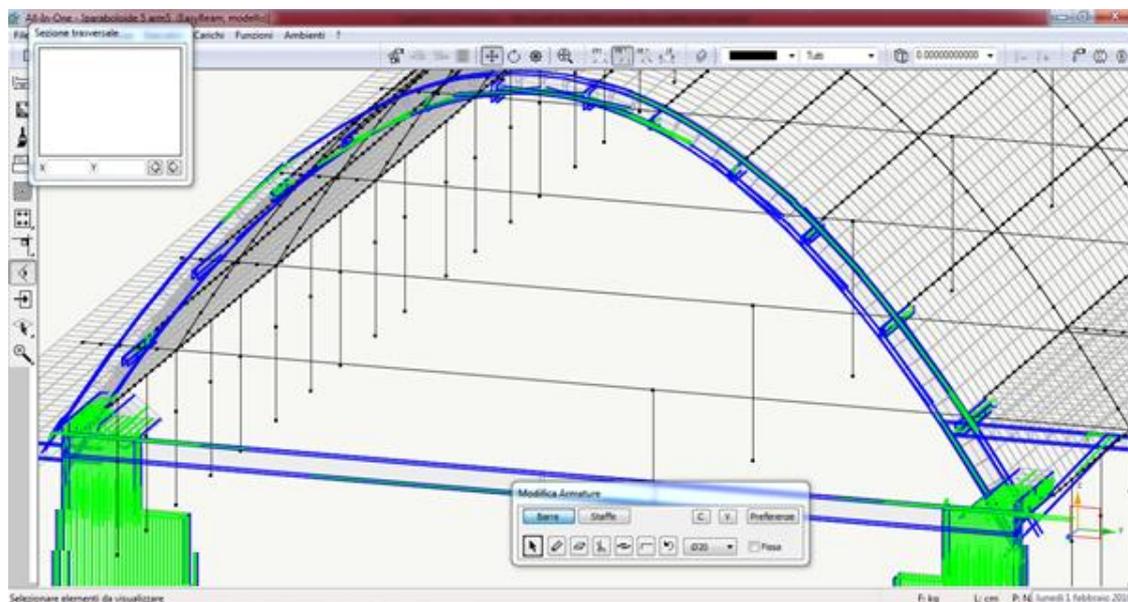


Figura 5.84 - Immagine del Paraboloide in ambiente Easybeam in cui sono evidenziate le armature longitudinali di una sezione a livello di una nervatura della struttura.

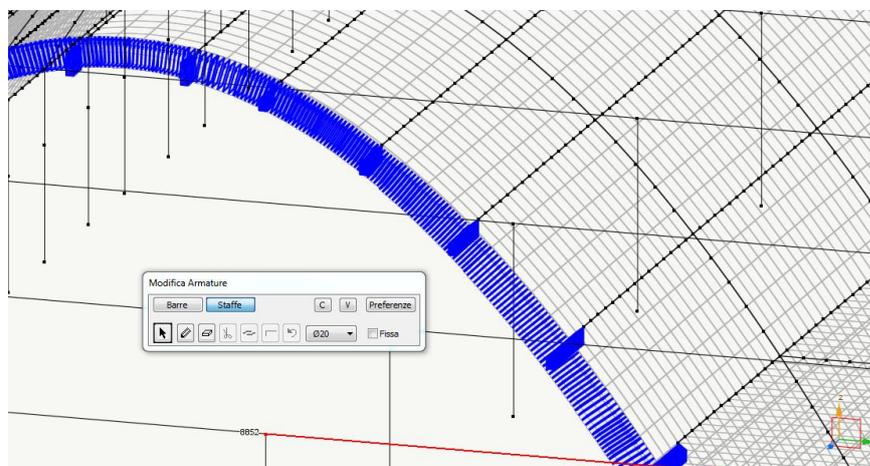


Figura 4.85 - Immagine del Paraboloide in ambiente Easybeam in cui sono evidenziate le armature trasversali di una parte di nervatura della struttura.

Pilastr

I pilastri, come si può notare dalle immagini che seguono, vengono calcolati dal software con un'armatura particolarmente fitta. Inoltre alcuni di essi non vengono calcolati nel programma in quanto compare il segnale "limite interfero". Questo problema è relativo alle dimensioni dei pilastri, che evidentemente dovrebbero essere più spessi in direzione longitudinale e di conseguenza Easybeam non riesce ad inserire l'armatura in essi.

Nella fase di verifica quindi ci aspettano verifiche non soddisfatte per alcuni di questi elementi.

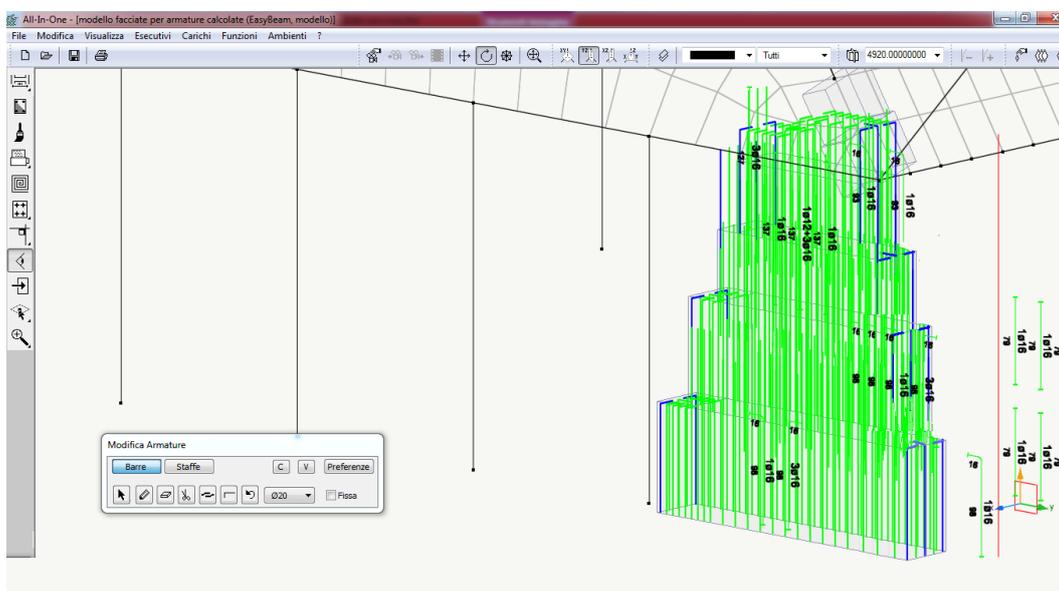


Figura 5.86 - Immagine del Paraboloido in ambiente Easybeam in cui sono evidenziate le armature longitudinali di un pilastro d'angolo della struttura.

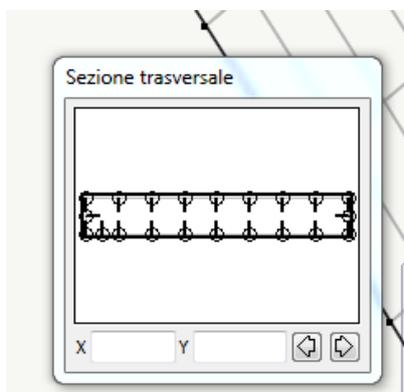


Figura 5.87- Finestra di Easybeam in cui si può notare la sezione trasversale della parte superiore di uno dei 16 pilastri principali.

Travi e pilastri intermedi

Questi elementi, come già ampiamente si può leggere nella parte introduttiva di questa tesi, non erano previsti nel progetto originale del Paraboloide e quasi sicuramente sono stati introdotti successivamente, probabilmente quando la struttura è stata sfruttata come deposito di legname. In questo periodo infatti, per aumentare la capacità di immagazzinamento della struttura, si era pensato alla costruzione di un soppalco interno, che evidentemente poi non è stato ultimato.

Questi elementi quindi non sono stati progettati per migliorare il funzionamento strutturale del Paraboloide e possono creare problemi anche nella disposizione interna degli spazi. Il Paraboloide infatti è stato pensato e poi progettato per garantire un grande spazio libero interno, senza ostacoli di nessun tipo, ed è per questo motivo che si ritiene che le travi ed i pilastri intermedi siano stati aggiunti in un secondo momento.

A sostegno della tesi secondo cui questi elementi non sono fondamentali al funzionamento statico della struttura, il software non calcola per essi molta armatura, come invece fa per gli altri pilastri.

In realtà però, ci si aspetta che essi siano armati molto di più, in quanto sono stati progettati non per reggere solo il peso proprio o i carichi trasmessi dal resto della struttura, ma anche per reggere il sovraccarico del piano soppalcato che era previsto.

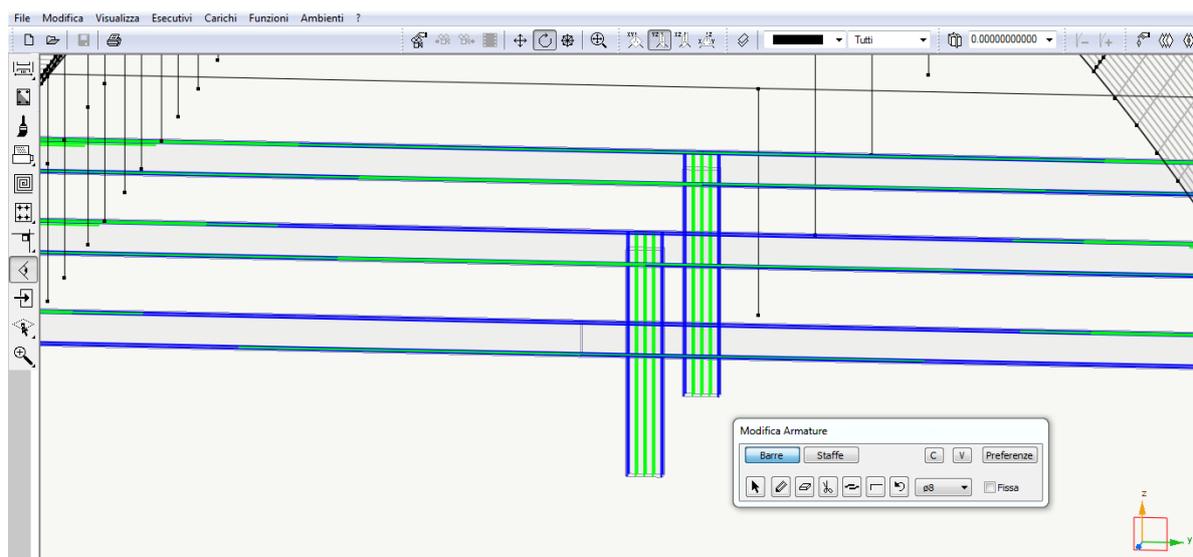


Figura 5.88 - Immagine del Paraboloide in ambiente Easybeam in cui sono evidenziate le armature longitudinali di tre travi e due pilastri presenti al centro della struttura.

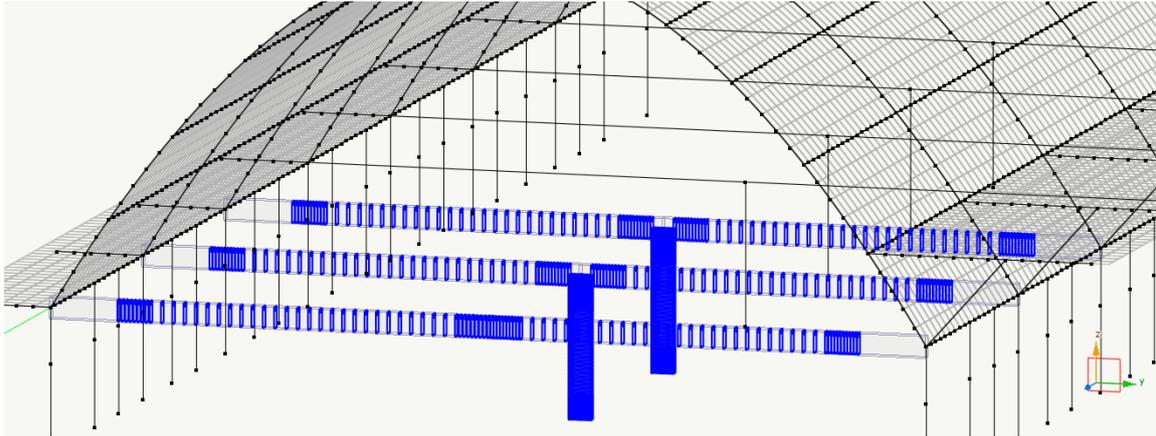


Figura 5.89 - Immagine del Paraboloide in ambiente Easybeam in cui sono evidenziate le armature trasversali di tre travi e due pilastri presenti al centro della struttura.

Passerella superiore

L'armatura della passerella superiore calcolata dal software corrisponde per gran parte della struttura ai minimi di normativa. Questi elementi sono veramente snelli, ma comunque la verifica di instabilità risulta soddisfatta perché evidentemente i carichi verticali, agenti sui pilastrini che sorreggono la passerella, sono molto esigui.

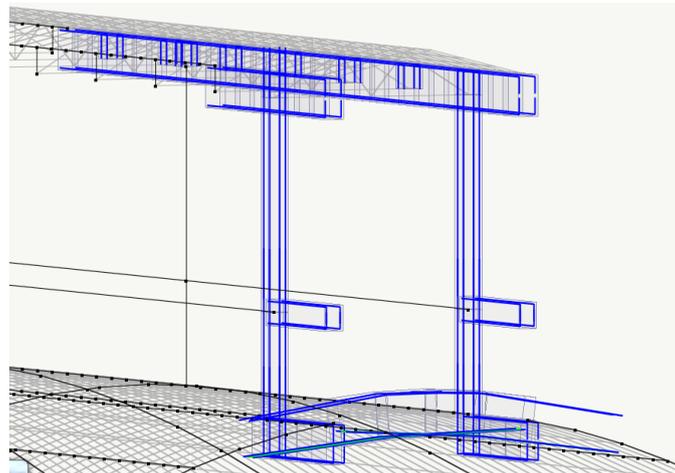


Figura 5.90 - Immagine della passerella superiore del Paraboloide in ambiente Easybeam in cui sono evidenziate le armature longitudinali di due pilastrini e di una parte delle travi che compongono la struttura.

5.6 Modello che tiene conto degli effetti del degrado

Questo Modello, come già specificato, è stato costruito per tenere conto della riduzione delle sezioni della struttura a causa del pesante degrado in cui essa versa. Anche in questo caso si riportano i calcoli effettuati dal programma elemento per elemento.

Questo modello è stato definito andando a ridurre alcune sezioni del modello precedente. In particolare, si è scelto di:

- Ridurre in alcuni punti lo spessore del guscio a 6 cm e 7 cm. Per la scelta di queste zone si è sfruttato lo studio attraverso fotogrammetria già esposto nel Capitolo 3. In questo caso infatti è stata analizzata una piccola porzione del guscio visto dall'interno, che si riporta nuovamente in **Figura 5.91**.
- Ridurre lo spessore dei pilastri principali da 2 a 3 cm. Essi infatti si presentano particolarmente degradati, come è evidente dalla **Figura 5.92**.
- Ridurre lo spessore delle pensiline laterali e superiore di 2 cm. Anch'esse si presentano parecchio lesionate ed consumate dagli agenti atmosferici e dalla carbonatazione (**Figura 5.93**). Per adesso non è stato possibile accedere alla pensilina superiore ma è ragionevole supporre, ed anche molto evidente da un'analisi visiva, che sia degradata almeno quanto quelle laterali.
- Ridurre entrambe le dimensioni della sezione delle travi principali di 2 o 3 cm.

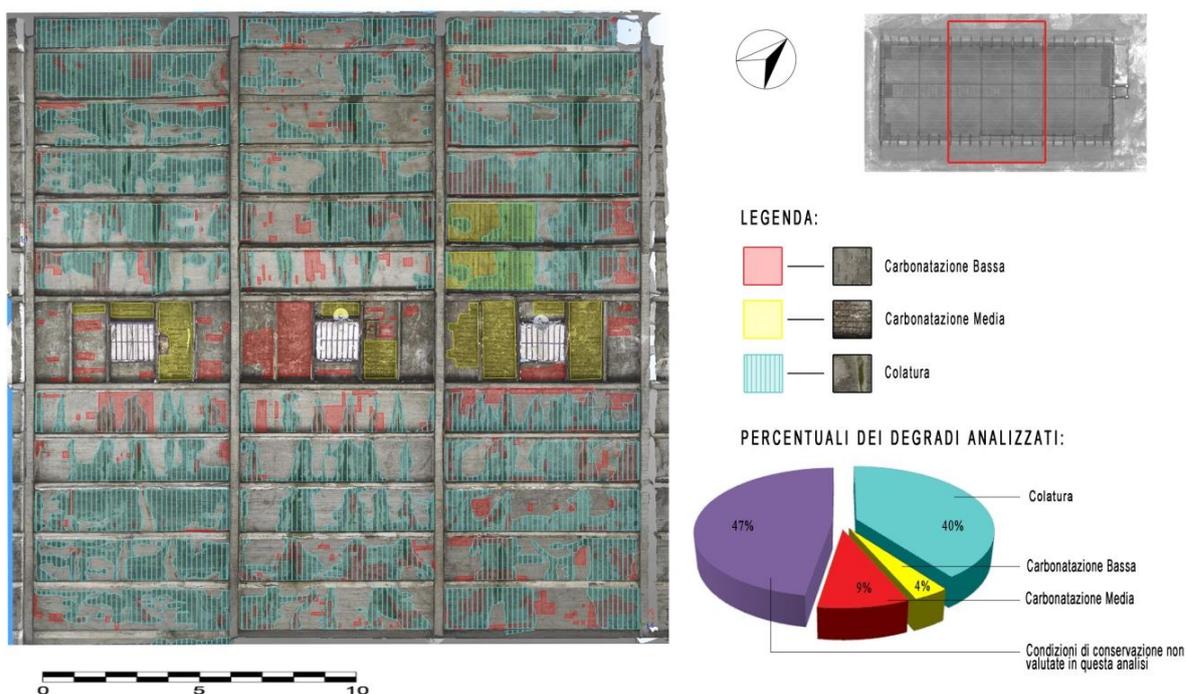


Figura 5.91 – Vista piana dell'intradosso degradato di una parte del guscio del Paraboloide ed elaborazione dei dati.¹



Figura 5.92 – Particolare della base di alcuni pilastri della struttura. E' molto evidente la riduzione della sezione di questi elementi strutturali a causa dei fenomeni di degrado.

¹ Clara Bertolini Cesari, Antonia Spanò, Tanja Marzi, Invernizzi Stefano, “The thin concrete vault of the Paraboloide of Casale, Italy. Innovative methodologies for the survey, structural assessment and conservation interventions”, Politecnico di Torino. Pagina 7.



Figura 5.93 – Immagine dell'esterno del Paraboloido in cui è evidente in primo piano l'avanzato degrado strutturale degli elementi che compongono una pensilina laterale.

Il modello così costruito si presenta a prima vista molto simile a quello precedente. In realtà ci si aspetta che esso dia molti problemi in fase di verifica in quanto le sezioni resistenti in esso sembrano essere insufficienti.

Una prima risposta alla domanda se la struttura modellata in questo modo possa essere verificata o no si ottiene subito guardando cosa succede lanciando il calcolo automatico delle armature del modello.

In particolare infatti, si ottiene subito una finestra in cui sono evidenziati i problemi che il programma incontra su una struttura di questo tipo (**Figura 5.94**). Risulta infatti impossibile calcolare un armatura per la maggior parte degli elementi della struttura in quanto essi hanno dimensioni troppo ridotte ed il programma riporta il messaggio “Violato interfero”.

Gli elementi per i quali il programma rileva questo errore sono riportati in rosso in **Figura 5.95**.

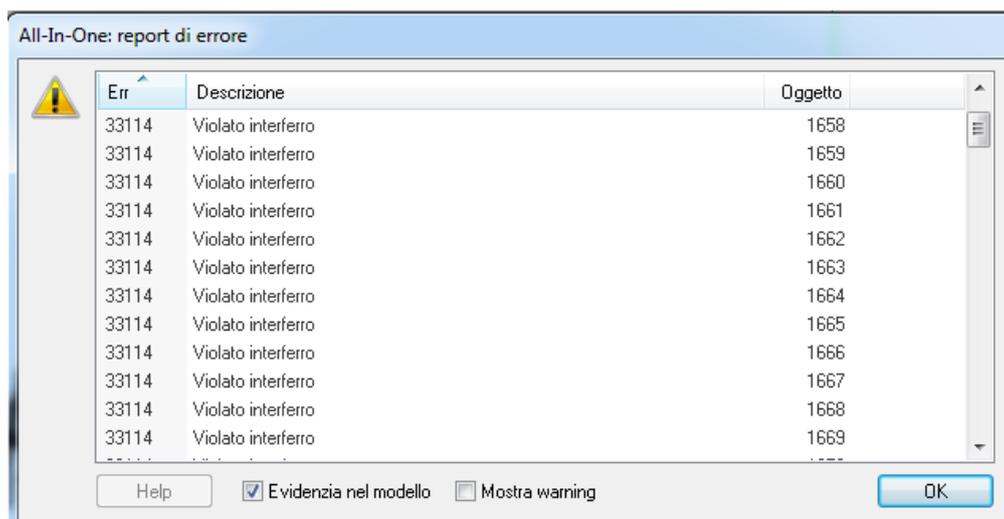


Figura 5.94 – Finestra di dialogo di EasyBeam in cui sono riportati gli errori che il programma rileva durante il calcolo dell'armatura per il modello con sezioni ridotte.

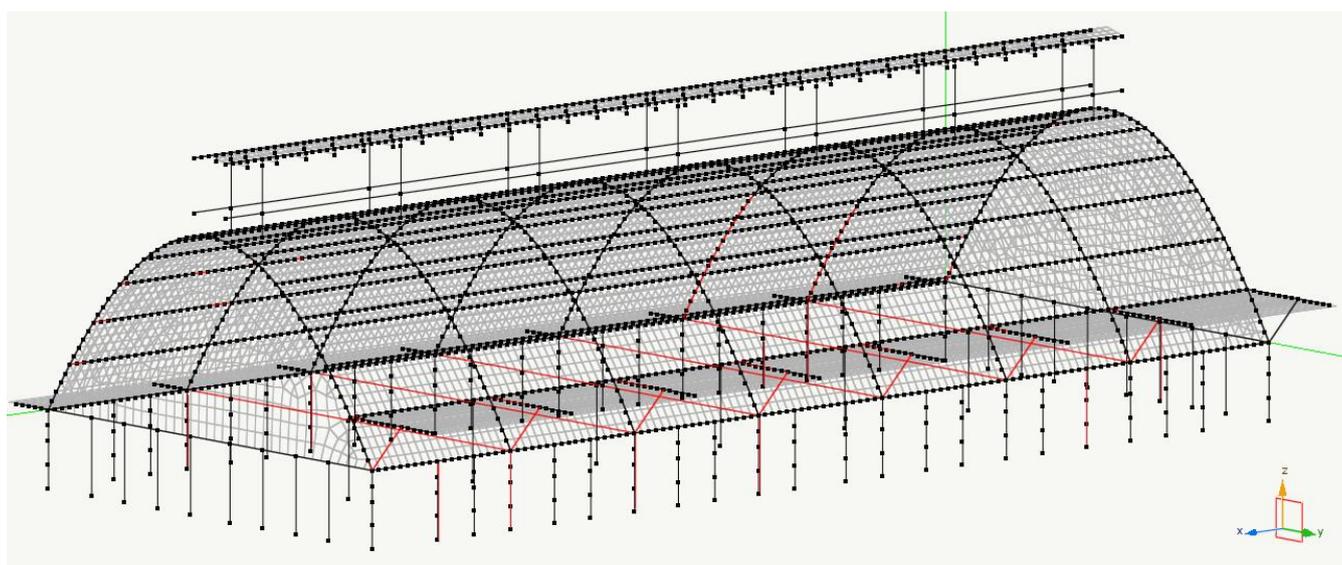


Figura 5.95 – Immagine del Paraboloide in ambiente EasyBeam in cui sono evidenziati in rosso gli elementi le cui sezioni sono troppo piccole e quindi insufficienti per calcolare correttamente le armature.

Gli elementi che hanno sezione troppo piccola sono le travi orizzontali, alcune nervature, quasi tutti i travetti che sorreggono le pensiline e infine molti pilastri, soprattutto quelli principali, che si trovano cioè al di sotto delle nervature principali del Paraboloide.

Oltre a questi, se si entra in *EasyWall* e si effettua lo stesso calcolo per gli elementi *Shell* del modello, cioè per il guscio e le pensiline, il programma dà lo stesso tipo di errore per ognuno di essi.

Questo si traduce nel fatto che tali elementi quasi sicuramente non saranno verificati in quanto troppo sottili e di conseguenza sarà necessario intervenire in maniera opportuna su di essi.

6. La verifica del Paraboloide

Per eseguire l'analisi globale di una struttura al giorno d'oggi vengono utilizzati programmi per il calcolo strutturale ad elementi finiti molto avanzati, i quali si basano ovviamente sulle norme tecniche che vengono indicate nelle impostazioni del programma. Anche "Nòlian", il software utilizzato per il calcolo del Paraboloide, funziona come appena descritto. In particolare però in questo caso si deve fare riferimento ad un altro pacchetto del programma, denominato "Exsys", che ha il compito specifico di eseguire la verifica, statica e sismica, di una struttura in cemento armato.

In realtà non risulta difficile inserire i dati nel programma di calcolo. Il problema però è che essi devono essere attendibili, cautelativi e soprattutto devono rappresentare la realtà in cui la struttura si trova. Oltre a questo poi, vi sono sempre dei dubbi seri ed importanti sul comportamento reale del Paraboloide sotto l'azione sismica che viene ipotizzata.

In particolare infatti anche se i risultati che si ottengono eventualmente saranno positivi, e anche se il software utilizza metodi di calcolo altamente sofisticati, vi sono comunque tantissime incertezze in gioco. Data l'età della struttura, sicuramente si ha a che fare con materiali comunque scadenti e non confrontabili con quelli attuali. A questo si aggiungono poi carenze esecutive dovute anche a criteri di progetto e di calcolo diversi e molto discutibili: più che di calcolo, in quell'epoca, si trattava infatti di dimensionamenti di massima.

Inoltre, anche la sezione delle armature, sia longitudinali che trasversali, non sarà più quella originaria a causa del degrado inevitabile, dovuto al passare del tempo ed all'esposizione con l'ambiente, e anche per la scarsa o del tutto assente manutenzione degli elementi strutturali del Paraboloide. Altri aspetti di fondamentale importanza che vanno considerati per eseguire la verifica globale della struttura sono la presenza di una staffatura idonea alle estremità dei pilastri e dei nodi, soprattutto se essi non sono confinati, e anche il valore attuale della resistenza a compressione del calcestruzzo che è stato utilizzato per la costruzione.

Per questo motivo infatti, prima di effettuare l'analisi della struttura, è necessario obbligatoriamente eseguire le indagini di carattere distruttivo e non distruttivo sulla struttura,

esattamente come è raccomandato nella normativa tecnica. In questo caso, dato che non è stato possibile per adesso eseguire tali indagini, si sono utilizzati i modelli costruiti in precedenza sfruttando i rilievi effettuati, lo studio fotogrammetrico della volta (che risulta molto utile per capire di quanto sono diminuite le sezioni resistenti degli elementi strutturali), e lo studio riassunto nel Capitolo 4, grazie al quale è stato possibile avere un primo valore di riferimento sulla resistenza a compressione del calcestruzzo della struttura. Tutta l'analisi comunque, dovrà essere sicuramente aggiornata quando saranno disponibili i dati relativi alle prove in situ.

6.1 Considerazioni di base

Nelle norme tecniche per le costruzioni, in particolare nel capitolo 8.3, è descritto che per la valutazione della sicurezza e anche per la progettazione di interventi su costruzioni esistenti si può fare riferimento solo a stati limiti ultimi. Per effettuare la verifica agli SLU si deve considerare la condizione di salvaguardia della vita (SLV) oppure la condizione di collasso (SLC).

Per una struttura in cemento armato si possono considerare infatti diversi stati limite (**Figura 6.1**):

- Stato limite di danno (SLD);
- Stato limite di salvaguardia della vita umana (SLV);
- Stato limite di collasso (SLC).

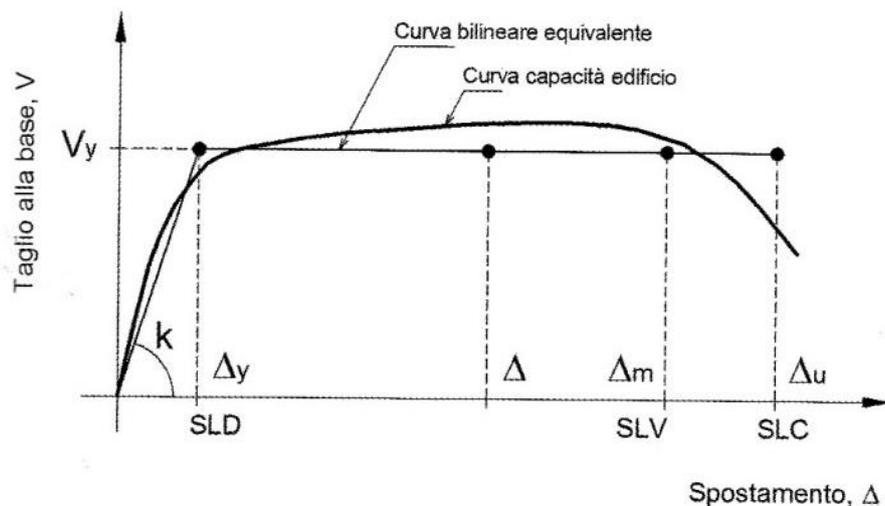


Figura 6.1 - Stati limite ultimi nella verifica di sicurezza di una struttura esistente¹.

¹ Salvatore Lombardo, "Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato". Dario Flaccovio Editore, 2012. Pagina 597.

Nella curva di **Figura 6.1**:

- Δ_y è lo spostamento al limite elastico;
- Δ_m è il massimo spostamento che è ammesso;
- Δ_u è lo spostamento di collasso della struttura.

Questa curva non lineare, che descrive la capacità della struttura, può essere approssimata con una spezzata bilineare in cui:

- $k=F_y/\Delta_y$ è la rigidezza secante a snervamento, la quale rappresenta quindi una relazione in campo elastico tra i carichi e gli spostamenti;
- V_s rappresenta la forza massima che la struttura può sopportare senza entrare in campo plastico;
- $\mu=\Delta/\Delta_y$ è la duttilità. Essa è quindi il rapporto tra spostamento Δ subito in un istante generico e lo spostamento a snervamento Δ_y ;
- $\mu=\Delta_m/\Delta_y$ è la capacità di duttilità della struttura.

Di seguito si riportano, così come sono definiti nelle norme tecniche (Paragrafo 3.2.1) gli stati limite ultimi suddivisi nelle categorie:

- *Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;*
- *Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.*

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R P , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva Tab. 3.2.1¹.

Stati limite		P_{VR} – Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stato limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 6.1 – Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R per ciascun stato limite².

A questo punto si può andare a vedere cosa prescrive la normativa per la verifica degli SLU.

- **Verifica dello stato limite di collasso.**

Ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi strutturali vengono distinti in “duttili” e “fragili”. La classificazione degli elementi/meccanismi nelle due categorie è fornita in C8.7.2.5 della circolare n.617/2009 per le costruzioni in c.a (riportata in seguito).

Per effettuare la verifica, nel caso di elementi duttili vanno considerati come effetti quelli che derivano dall'analisi strutturale, altrimenti, nel caso di elementi fragili questi effetti possono essere modificati come indicato in C8.7.2.4.

Le capacità strutturali dei vari elementi possono essere definite utilizzando come parametro le deformazioni ultime per elementi duttili e le resistenze ultime per gli elementi fragili.

Questo stato limite comunque non si può verificare utilizzando il fattore di struttura q .

¹ Norme tecniche per le costruzioni, paragrafo 3.2.1

² Norme tecniche per le costruzioni, paragrafo 3.2.1

- **Verifica dello stato limite di salvaguardia della vita.**

In questo caso si opera come in quello precedente, cioè nel caso di elementi duttili vanno considerati come effetti quelli che derivano dall'analisi strutturale, altrimenti, nel caso di elementi fragili, questi effetti possono essere modificati come indicato in C8.7.2.4.

Quello che cambia però è che le capacità strutturali sono definite utilizzando le “deformazioni di danno” per gli elementi duttili e utilizzando le “deformazioni ultime” per gli elementi fragili.

In questo caso è possibile la verifica utilizzando il fattore di struttura q . Per far ciò si deve calcolare la resistenza degli elementi come per le situazioni non sismiche.

Per quanto riguarda la classificazione di elemento o meccanismo duttile/fragile, la Circolare n.617/2009 riporta la seguente classificazione:

- *elementi o meccanismi “duttili”:* travi, pilastri e pareti inflesse con e senza sforzo normale;
- *elementi o meccanismi “fragili”:* meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti e nodi;

In caso di pilastri soggetti a valori di sforzo normale particolarmente elevato va presa in considerazione la possibilità di comportamento fragile¹.

¹ Circolare Ministeriale n.617/2009, paragrafo C8.7.2.5

6.2 Analisi dinamica del modello

Il criterio di verifica sismica dipende dal tipo di risposta strutturale ottenuta dall'analisi. Se si parla di risposta fragile la capacità sismica viene definita e quantificata in termini di deformazioni, mentre se si parla di risposta duttile la capacità sismica viene definita e quantificata in termini di resistenza.

Prima di definire l'azione sismica serve definire un giusto periodo di riferimento. Per far ciò si fa riferimento al paragrafo C8.3 della Circolare Ministeriale n.617/2009 in cui viene chiarito che per costruzioni soggette ad azioni sismiche si applica quello che viene prescritto nella Normativa al capitolo 2.4, per quanto riguarda in particolare la vita nominale V_N , le classi d'uso e il periodo di riferimento per l'azione sismica V_R .

Per valutare le azioni, bisogna considerare un periodo di riferimento V_R , che è possibile ricavare per ogni tipo di costruzioni, moltiplicando la vita nominale V_N ed il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Per definire C_U si sfrutta la definizione di classe d'uso che è possibile ricavare in Normativa. In particolare, per il Paraboloide di Casale si è scelta una Classe II, che rappresenta *“costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti¹”*.

Dalla seguente Tabella² quindi, estratta anch'essa dalle Norme Tecniche, è possibile ricavare un Coefficiente C_U pari a 1.

¹ Norme Tecniche per le costruzioni 2008, Paragrafo 2.4.2

² Tabella 2.4.II delle Norme Tecniche per le costruzioni 2008

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_U	0,7	1	1,5	2

Tabella 6.2 – Coefficienti d'uso C_U e classi d'uso¹.

La Normativa definisce la Vita Nominale VN di una struttura “*come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata*”. Per la sua definizione si fa riferimento alla seguente Tabella².

TIPI DI COSTRUZIONE		VITA NOMINALE V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti. Opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica.	≥ 100

Tabella 6.3 – Vita nominale in relazione alla tipologia di costruzione².

Il Paraboloide corrisponde sicuramente alla seconda riga della Tabella 6.3. Si sceglie cioè una Vita Nominale di 50 anni, essendo esso un'opera ordinaria.

A questo punto è possibile passare alla definizione dell'azione sismica di progetto, in base alla quale si valuta il rispetto dei diversi stati limite che vengono considerati. A questo scopo si deve fare riferimento alla cosiddetta “pericolosità sismica di base”, che viene definita a seconda del sito in cui si trova la costruzione e che è l'elemento di conoscenza primario che serve per la definizione delle azioni sismiche.

Per definire la pericolosità sismica si deve considerare l'accelerazione orizzontale massima attesa a_g nella condizione di campo libero su sito di riferimento rigido, con superficie

¹ Tabella 2.4.II delle Norme Tecniche per le costruzioni 2008

² Tabella 2.4.I delle Norme Tecniche per le costruzioni 2008

topografica orizzontale (cioè di categoria A). Insieme a questo poi servono le ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, e questo lo si può fare facendo riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} del periodo di riferimento V_R . La normativa comunque ammette in alternativa anche l'uso di accelerogrammi, che però vanno correttamente correlati alla pericolosità sismica del sito.

Per definire le forme spettrali, per ognuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , si devono considerare i parametri seguenti su sito di riferimento orizzontale:

- a_g rappresenta l'accelerazione orizzontale massima del sito;
- F_o rappresenta il valore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* rappresenta il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale¹.

Lo spettro viene calcolato, con riferimento alla **Figura 6.2**, con le seguenti formulazioni:

$$\begin{array}{ll}
 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{array}$$

¹ Norme tecniche per le costruzioni 2008, paragrafo 3.2.3

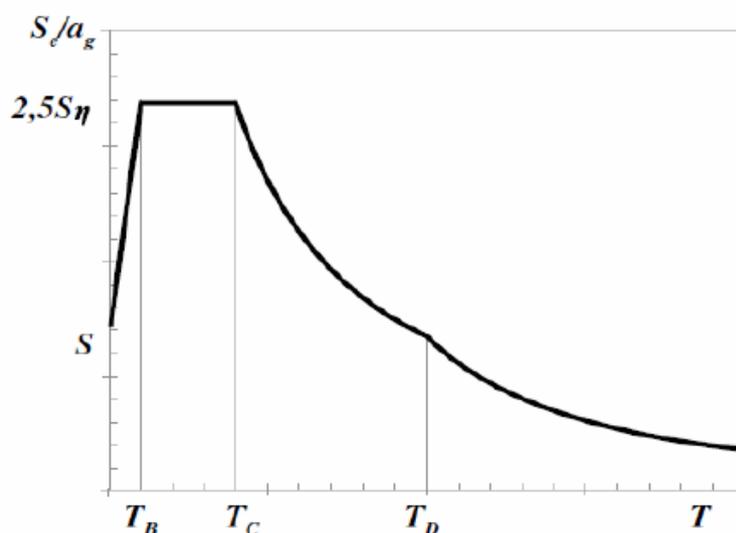


Figura 6.2 - Spettro di risposta elastico con componente orizzontale.

In realtà, una volta immessi tutti i parametri in gioco, tali spettri vengono calcolati automaticamente dal software “Nòlian”, in cui esiste una funzione specifica selezionabile dal dialogo delle azioni dinamiche.

In particolare i dati di partenza sono:

- Suolo di categoria A;
- Località: Casale Monferrato, con latitudine 45.136940 e longitudine 8.4561100;

Ad essi corrispondono:

a_g	0.03900917
F_o	2.6699366
T_c^*	0.28919840

Gli spettri elastici che vengono costruiti dal programma, come già indicato nel capitolo dell’analisi dinamica del modello, sono i seguenti. Si procede quindi con l’immissione dei dati come mostrato in **Figura 6.3**.

Generazione spettri multipli

Normativa: Intervalli:
 Periodo di riferimento: Durata totale:
 Genera automaticamente torcenti di piano

Valori sismici
 Località:
 Longitudine: Latitudine: Zona sismica:

 N.B. coordinate geografiche in gradi sessadecimali
 Agl(g): f0: Tc*:

Classe d'uso: Comp. azione sismica:
 Categoria suolo: Categ. topografica:
 Smorzamento: % quota pendio (0-1):
 Materiale: Classe duttilità:
 Tipologia:
 Regolarità pianta: Regolarità altezza:
 Fattore di struttura (q)
 Calcola q automaticamente

Figura 6.3 - Generazione di spettri di risposta in Nòlian.

Il programma calcola automaticamente anche il fattore di struttura q.

Si ottengono in questo caso gli spettri seguenti, uno per quanto riguarda Stato Limite Ultimo ed uno per lo Stato Limite di Danno.

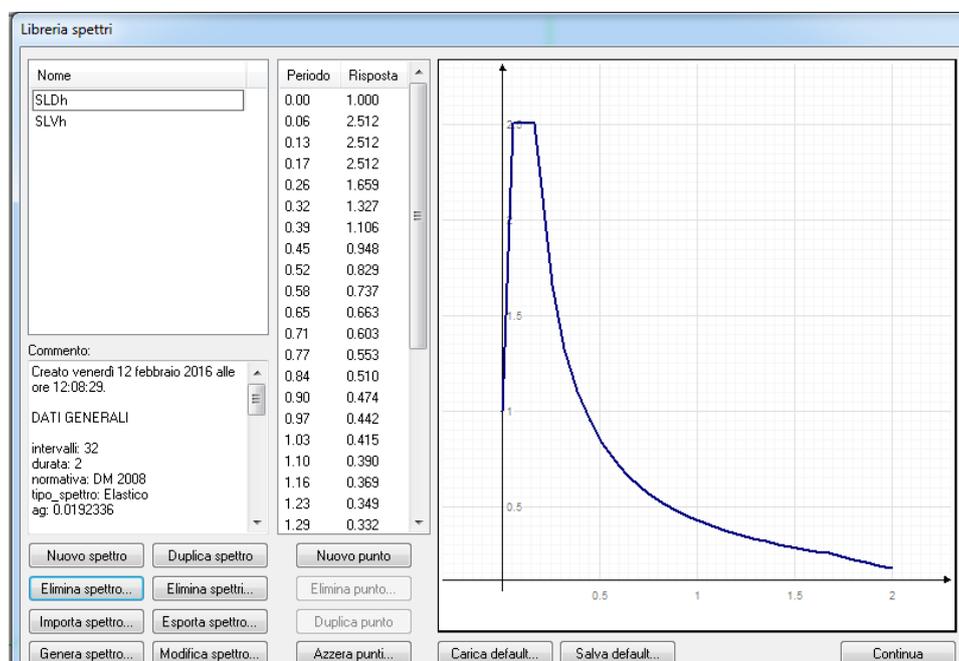


Figura 6.4 - Spetro di risposta - Stato Limite di Danno.

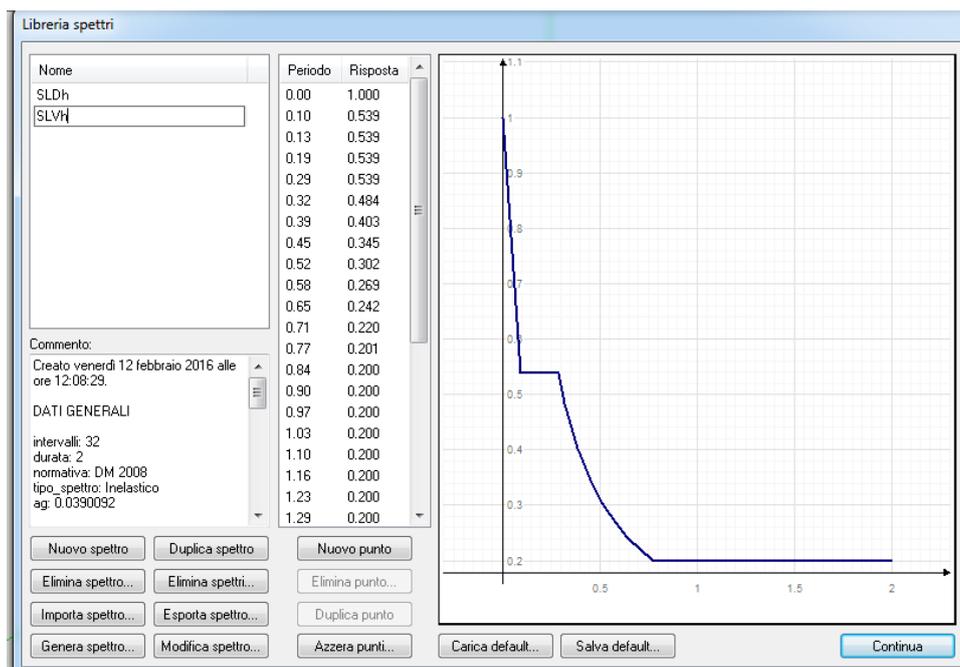


Figura 6.5 - Spettro di risposta - Stato Limite Ultimo.

Gli spettri ottenuti possono essere anche esportati da *Nòlian* come file di testo:

STATO LIMITE ULTIMO		STATO LIMITE DI DANNO	
PERIODO	RISPOSTA	PERIODO	RISPOSTA
0.00	18.868	0.00	18.868
0.06	47.403	0.06	47.403
0.13	47.403	0.13	47.403
0.17	47.403	0.17	47.403
0.26	31.294	0.26	31.294
0.32	25.035	0.32	25.035
0.39	20.863	0.39	20.863
0.45	17.882	0.45	17.882
0.52	15.647	0.52	15.647

0.58	13.908	0.58	13.908
0.65	12.518	0.65	12.518
0.71	11.380	0.71	11.380
0.77	10.431	0.77	10.431
0.84	9.629	0.84	9.629
0.90	8.941	0.90	8.941
0.97	8.345	0.97	8.345
1.03	7.823	1.03	7.823
1.10	7.363	1.10	7.363
1.16	6.954	1.16	6.954
1.23	6.588	1.23	6.588
1.29	6.259	1.29	6.259
1.35	5.961	1.35	5.961
1.42	5.690	1.42	5.690
1.48	5.442	1.48	5.442
1.55	5.216	1.55	5.216
1.61	5.007	1.61	5.007
1.68	4.813	1.68	4.813
1.74	4.463	1.74	4.463
1.81	4.150	1.81	4.150
1.87	3.869	1.87	3.869
1.94	3.615	1.94	3.615
2.00	3.386	2.00	3.386

Tabella 6.4 – *Spettri di risposta elastici per stato limite ultimo e stato limite di danno.*

Le azioni sismiche appena definite vanno a questo punto combinate con le altre azioni che sono definite nel capitolo 2.5.3 nelle NTC per le costruzioni, che si riportano di seguito:

$$G_1+G_2+P+E+\sum_j \psi_{2j}Q_{kj}$$

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

$$G_1+G_2+\sum_j \psi_{2j}Q_{kj}$$

I criteri con cui vanno combinate le varie azioni sono riportate nel capitolo 7.3.5 sempre delle Norme Tecniche. Se la risposta viene valutata con analisi statica o dinamica in campo lineare, come è stato fatto per il Paraboloide, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti.

A questo punto è possibile lanciare l'analisi dinamica della struttura, ottenendo i risultati seguenti per quanto riguarda i periodi propri.

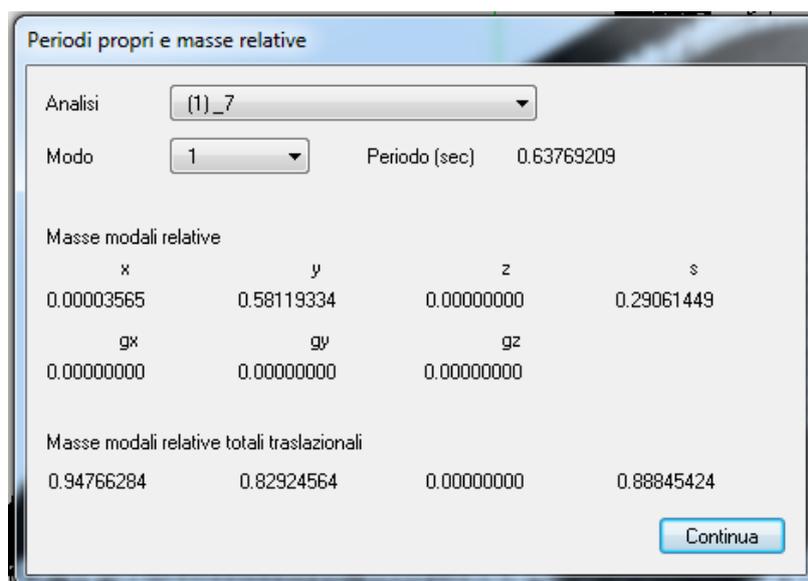


Figura 6.6 - Periodi propri e masse relative.

La finestra precedente fornisce i valori di massa eccitata relativi ai diversi periodi. Nell'ultima riga si ottiene il valore di massa relativa totale. Il valore per la norma deve essere maggiore del 85%, ed in questo caso la massa risulta pari a 94,7%, quindi non ci sono problemi.

6.3 La verifica tramite analisi statica lineare

Sempre dal paragrafo 7.2.6 delle Norme Tecniche, si legge che il modello della struttura deve essere tridimensionale ed esso deve inoltre rappresentare in modo adeguato le distribuzioni spaziali effettive di massa, rigidezza e resistenza. Si deve fare attenzione a casi in cui le componenti orizzontali dell'azione sismica possano produrre forze d'inerzia verticali.

Per rappresentare poi la rigidezza degli elementi strutturali si devono adottare modelli di tipo lineare, che trascurano quindi la non linearità del materiale.

La Normativa poi propone che, nel caso in cui non ci siano analisi specifiche, la rigidezza flessionale e quella a taglio degli elementi può essere ridotta fino al 50% dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo conto sempre in modo opportuno dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.

Nella verifica del Paraboloide si è scelto di operare con l'analisi statica lineare. Essa consiste in pratica nell'applicazione di "forze statiche equivalenti" che risultano equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica e applicate nelle direzioni x ed y. Per effettuare tale analisi, la condizione da rispettare è che il periodo proprio del primo modo di vibrare della struttura principale nella direzione di esame (T_1) non superi $2,5 T_C$ o T_D e inoltre che la costruzione sia regolare in altezza.

Per capire qual è l'entità delle forze da considerare, si prende l'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 . La loro distribuzione seguirà quindi la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

L'analisi statica lineare che impiega lo spettro di risposta elastico deve inoltre rispettare le indicazioni seguenti¹:

- Per prima cosa bisogna calcolare il coefficiente che si deve applicare all'i-esimo elemento primario della struttura:

$$\rho_i = \frac{D_i}{C_i}$$

¹ Circolare Ministeriale n.617/2009, paragrafo C8.7.2.4

Nella quale:

D_i è il valore del momento flettente fornito dall'analisi della struttura soggetta alla combinazione di carico sismica;

C_i è il valore del momento resistente che viene valutato con lo sforzo normale relativo a condizioni di carico gravitazionali.

- A questo punto si passa alla seconda fase. Essa è relativa al soddisfacimento della condizione che la capacità degli elementi o dei meccanismi fragili C_i sia maggiore della domanda corrispondente:

$$C_i > D_i$$

Per calcolare la domanda D_i , si deve considerare il valore di ρ_i sulla base della resistenza degli elementi duttili adiacenti nel caso in cui ρ_i sia maggiore di 1, altrimenti sulla base dei risultati dell'analisi.

A queste condizioni di applicabilità però sono state accostate delle criticità applicative. Il metodo infatti dovrebbe prevedere una classificazione esplicita del meccanismo di crisi degli elementi duttili e fragili.

A questo fine è importantissimo il ruolo del modello di capacità a taglio che si sceglie di adottare¹:

- La prima condizione è fondamentale per quanto riguarda l'applicazione del metodo di analisi in quanto essa sintetizza le ipotesi alla base di esso. In particolare infatti, la richiesta di spostamento della struttura (e di conseguenza la sua deformata), valutata utilizzando l'analisi lineare, si assume uguale in media alla richiesta di spostamento valutata questa volta tramite analisi non lineare. Questa assunzione risulta verificata solo se la distribuzione delle richieste di duttilità rotazionale degli elementi risulta uniforme all'intera struttura.

¹ De Luca F., Verderame G.M., Manfredi G., *“La verifica sismica degli edifici esistenti in cemento armato: criticità dell'attuale approccio normative italiano”*, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università di Napoli Federico II

http://wpage.unina.it/flavia.deluca/pubblicazioni_file/13.pdf

- La seconda condizione invece evidenzia la necessità che non vi siano crisi fragili. Il metodo diviene in molti casi impossibile da utilizzare in quanto è molto improbabile che in un edificio esistente in cemento armato tutti gli elementi trave, pilastro e nodo, non evidenzino dei problemi di taglio. In genere infatti i nodi, per esempio, non sono stati dimensionati per azioni taglianti e nella grande maggioranza dei casi essi presentano una totale assenza di staffe, la quale può condurre essi a crisi dovute ad una compressione eccessiva o a fessurazione del calcestruzzo.

Nel caso in cui non si può allora utilizzare l'analisi statica lineare con spettro di risposta elastico come metodo di verifica, si deve cercare una soluzione adeguata non nel metodo del fattore di struttura q ma in un approccio fondato su un'analisi non lineare, adottando almeno un livello di conoscenza LC2¹.

Per verificare gli elementi duttili in analisi statica lineare si devono confrontare gli effetti dovuti all'azione sismica in termini di deformazione, con i limiti di deformazione corrispondenti.

Per quanto riguarda gli elementi fragili invece, si devono confrontare gli effetti che sono indotti dalle azioni sismiche in termini di forze, con le resistenze rispettive. Per ottenere le sollecitazioni di verifica si devono utilizzare le condizioni di equilibrio, e questo lo si fa in base alle sollecitazioni che sono trasmesse dagli elementi e dai meccanismi duttili. Queste sollecitazioni si assumono pari a:

- Il valore di D è ottenuto dall'analisi, nel caso in cui la capacità C dell'elemento duttile, che viene valutata sfruttando i valori medi delle proprietà dei materiali, soddisfa la condizione $\rho=D/C<1$;
- la capacità dell'elemento duttile, che viene valutata sfruttando i valori medi delle proprietà dei materiali moltiplicati per il fattore di confidenza opportuno, nel caso in cui $\rho=D/C>1$.

¹ De Luca F. Verderame G.M., Manfredi G., *“La verifica sismica degli edifici esistenti in cemento armato: criticità dell'attuale approccio normative italiano”*, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università di Napoli Federico II

http://wpage.unina.it/flavia.deluca/pubblicazioni_file/13.pdf

Per calcolare infine le capacità di resistenza degli elementi fragili primari, le resistenze dei materiali vanno divise per i coefficienti parziali corrispondenti e per i fattori di confidenza.

6.4 La verifica con il software “Exsys”

Il software *Exsyst* è un programma che fa parte sempre del pacchetto di “*Nòlian All In One*” (il software già utilizzato per la modellazione del Paraboloido), dell’azienda “*Softing*”, il quale serve per la verifica di edifici esistenti in cemento armato.

La prima cosa da fare, prima di procedere alla verifica, è costruire il modello. Questa operazione è stata già fatta utilizzando *Nòlian* per la modellazione degli elementi ed *Easybeam* per l’inserimento delle armature.

A questo punto il programma consente di operare con tre metodi di verifica:

- Analisi con lo spettro elastico
- Analisi con lo spettro di progetto
- Analisi statica non lineare

L’analisi statica non lineare è la così detta analisi “*pushover*”. Per utilizzare questo metodo tramite software è necessario fare riferimento all’ambiente “*Earthquake Engineering*”, che fa parte sempre del pacchetto di “*Nòlian All In One*”.

Per i primi due metodi invece basta effettuare l’analisi utilizzando lo spettro elastico o in alternativa lo spettro di progetto. Per scegliere quale metodo utilizzare, è sufficiente entrare nel comando “Opzioni di verifica” e selezionare l’opzione necessaria.

E’ stata scelta un tipo di analisi con spettro elastico (**Figura 6.7**) ed è stato assegnato in oltre il fattore di confidenza pari a 1,35 (si assume per adesso un livello LC1, in attesa che vengano effettuate tutte le prove necessarie sulla struttura) .

Dalla Circolare Ministeriale n. 617 è possibile estrarre una tabella che consente di definire il fattore di confidenza in relazione al livello di conoscenza scelto durante le fasi di conoscenza della struttura. In particolare, “*Il livello di conoscenza acquisito determina il metodo di analisi e i fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali. Le procedure per ottenere i dati richiesti sulla base dei disegni di progetto e/o di prove in-situ sono descritte nel seguito per gli edifici in c.a. e acciaio.*”

La relazione tra livelli di conoscenza, metodi di analisi e fattori di confidenza è illustrata nella Tabella C8A.1.2.¹”

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

Tabella 6.5 –Livelli di conoscenza e Fattori di confidenza per una struttura in cemento armato.

¹ Circolare Ministeriale n. 617, paragrafo C8A.1.B.3: “Costruzioni in calcestruzzo armato o in acciaio: livelli di conoscenza”

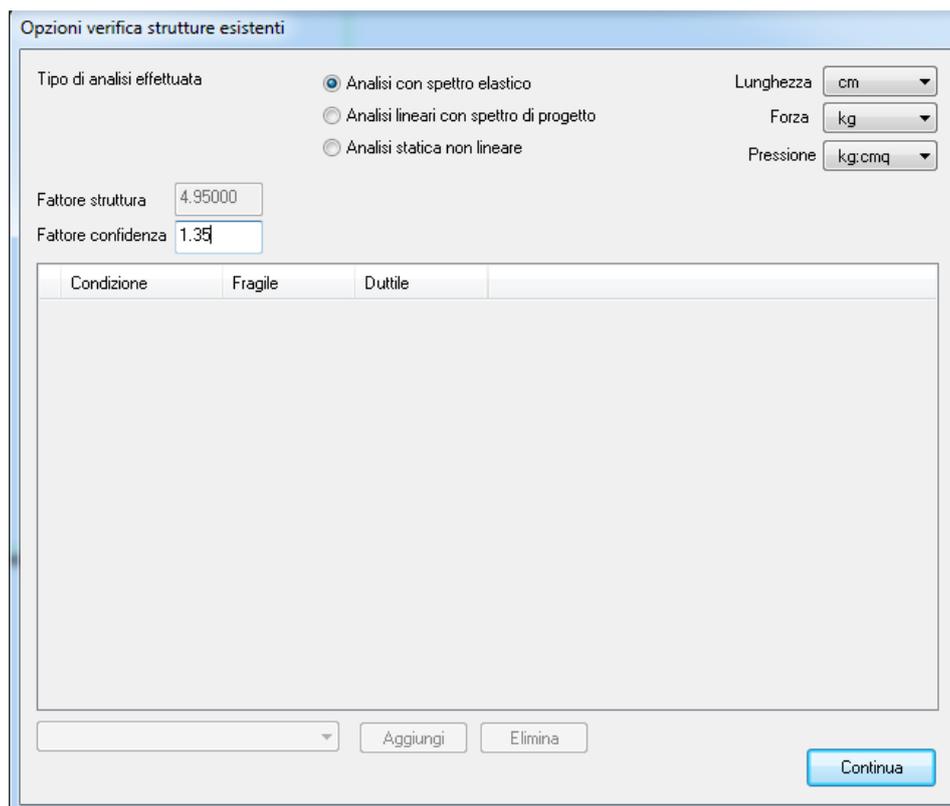


Figura 6.7 - Selezione dell'Analisi con spettro elastico.

Una volta inserito il fattore di confidenza, i passi successivi, che in realtà sono stati già effettuati, sono:

- definire lo spettro elastico relativo alla zona di Casale con i parametri opportuni, come è stato già fatto nel paragrafo 6.2;
- inserire tutta l'armatura degli elementi del Paraboloide tramite il software *Easybeam*;

Si accede allora nell'ambiente Exsys, si seleziona dal dialogo delle opzioni di verifica il metodo di verifica scelto, cioè in questo caso "Analisi con spettro elastico", e si procede inserendo tutti i parametri di verifica. Questi parametri vengono assegnati automaticamente dal software prendendoli da *EasyBeam*.

La normativa, come è già stato ampiamente discusso nel paragrafo precedente, prevede due fasi di verifica:

- Nella prima fase si procede con la verifica dell' ammissibilità del metodo scelto;
- Nella seconda fase viene effettuata la verifica vera e propria, sempre se il metodo scelto sia risultato ammissibile.

Per verificare l'ammissibilità del metodo scelto, il programma va in automatico a studiare lo sfruttamento flessionale $1/\rho$. In particolare infatti $1/\rho$ deve essere distribuito in modo uniforme in tutta la struttura, e questo lo si traduce imponendo che il rapporto tra ρ_{\min} e ρ_{\max} di tutti gli elementi sia minore di 2,5.

Come già accennato, il programma procede in modo diverso a seconda se l'elemento considerato risulta duttile o fragile:

- **Verifica degli elementi duttili**

Come già anticipato nel primo paragrafo di questo capitolo, gli elementi duttili si verificano controllando la loro capacità di rotazione. Nella finestra di dialogo che è possibile aprire dal programma Exsys, si ottengono i risultati della verifica per ciascun elemento considerato.

Il software opera calcolando come prima cosa il piano di inflessione medio per ognuna delle combinazioni di carico. A questo punto esso genera una funzione interpolante cubica del momento flettente e calcola le soluzioni a queste equazioni. Per ognuna delle soluzioni reali va poi a calcolare la rotazione.

A termine di questo processo, il programma riesce ad individuare il punto del momento nullo a cui corrisponde la rotazione massima, e per tale punto Exsys va ad effettuare le verifiche.

Per determinare la curvatura ultima nel piano di inflessione si sfrutta il diagramma momento-curvatura, tenendo conto anche dell'allungamento unitario massimo dell'acciaio consentito per questo tipo di verifica

Utilizzando poi le formule apposite nel previste D.M. 2008 si verificano gli altri valori richiesti. I risultati poi vengono confrontati utilizzando i coefficienti moltiplicativi che sono indicati anch'essi nella Normativa.

- **Verifica degli elementi fragili**

Per quanto riguarda invece gli elementi fragili, si usa una procedura simile a quella di ammissibilità, con la differenza che, mentre quella veniva eseguita con i valori medi di resistenza, questa viene invece eseguita tenendo conto dei fattori di sicurezza parziale e del fattore di confidenza. A questo punto, se l'elemento considerato è ammissibile, si ottengono anche i valori di verifica.

Come già specificato, è fondamentale per la verifica che il metodo sia considerato ammissibile¹.

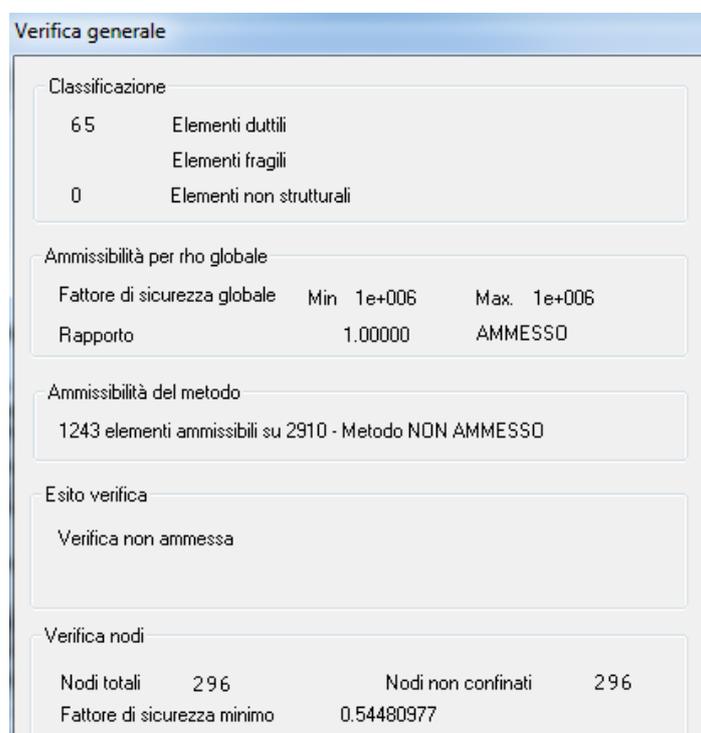
¹ Salvatore Lombardo, “*Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato*”. Dario Flaccovio Editore, 2012. Pagine 310-315.

6.4.1 La verifica del modello con elementi a sezioni non ridotte

Di seguito ora si riporta come avviene la procedura di verifica degli elementi per il modello che non tiene conto del degrado della struttura.

Dal menù “Verifica” di Exsys, o anche dal relativo comando delle palette, si può attivare la funzione “Verifica resistenza” e a questo punto, cliccando sull'elemento voluto, si apre una finestra di dialogo. Questa finestra che si presenta da informazioni come prima cosa sulla classificazione preventiva degli elementi, i quali, come già visto, possono essere classificati come duttili oppure come fragili.

La finestra riassuntiva che si ottiene è riportata di seguito (**Figura 6.8**).



The screenshot shows a dialog box titled "Verifica generale" with the following content:

Classificazione			
65	Elementi duttili		
	Elementi fragili		
0	Elementi non strutturali		

Ammissibilità per rho globale			
Fattore di sicurezza globale	Min	1e+006	Max. 1e+006
Rapporto		1.00000	AMMESSO

Ammissibilità del metodo
1243 elementi ammissibili su 2910 - Metodo NON AMMESSO

Esito verifica
Verifica non ammessa

Verifica nodi			
Nodi totali	296	Nodi non confinati	296
Fattore di sicurezza minimo	0.54480977		

Figura 6.8 – Esito della verifica sul modello del Paraboloide che non tiene conto del degrado.

Il programma quindi per prima cosa ha proceduto con la classificazione di tutti gli elementi in duttili e fragili che è alla base dell'intero metodo di verifica. In particolare in automatico sono calcolati i momenti ultimi per i due versi di rotazione nelle due estremità, e da questi si calcola poi il così detto “taglio da plasticizzazione”, cioè il taglio composto da quello da plasticizzazione degli estremi e dai tagli che sono agenti per quanto riguarda le azioni gravitazionali, le quali sono tenute in conto insieme ai loro fattori di probabilità.

A questo punto il software ha calcolato il taglio ultimo ed il coefficiente di sicurezza al taglio. L'elemento allora risulterà duttile qualora il coefficiente di sicurezza al taglio superi uno.

Se poi l'elemento in analisi è un pilastro-parete, oppure un elemento non strutturale, il programma lo considera "Non classificabile".

Se dall'analisi effettuata dal programma il metodo risulta "ammissibile", è possibile passare alla fase di verifica dell' elemento¹. In questo caso però il programma prevede solo 1243 elementi ammissibili su 2910 di elementi totali, inoltre il metodo non è ammesso e la verifica non risulta soddisfatta.

Visto che il metodo non è ammesso, andrebbe cambiato metodo di analisi e proseguire con analisi non lineare esattamente come prescrivono le norme. Per far questo però è necessario almeno un livello di conoscenza LC2, che attualmente però non è possibile ottenere. Questo modello quindi andrà sicuramente ripreso e modificato quando in futuro saranno effettuate le prove distruttive e non distruttive descritte nel Capitolo 3 di questa tesi.

E' stata effettuata inoltre la verifica di tutti i nodi, i quali risultano non confinati, di conseguenza sarà necessario provvedere anche a degli interventi che consentano di confinare adeguatamente tutti i nodi della struttura.

6.4.2 La verifica del modello con elementi a sezioni ridotte

Per verificare il modello che tiene conto del degrado della struttura (esso è stato costruito riducendo alcune sezioni di elementi strutturali, come riportato nel paragrafo 5.6), si procede esattamente nella stessa maniera del paragrafo precedente. In questo caso ci si aspetta ancora una volta una verifica non soddisfatta, essendo stata non soddisfatta anche la verifica del modello che non tiene conto del degrado del Paraboloido.

Anche per questo modello allora, si seleziona dal menù "Verifica" di Exsys, o anche dal relativo comando delle palette, la funzione "Verifica resistenza" e cliccando sugli elementi

¹ Manuale d'utilizzo del programma ExSys, della Softing srl

da verificare si apre una finestra di dialogo. Questa finestra da informazioni come prima cosa sulla classificazione preventiva degli elementi, i quali, come già visto, possono essere classificati come duttili oppure come fragili.

Di seguito sono riportati la finestra riassuntiva che si ottiene (**Figura 6.9**) ed i risultati della verifica estratti da Exsys (**Tabella 6.6**).

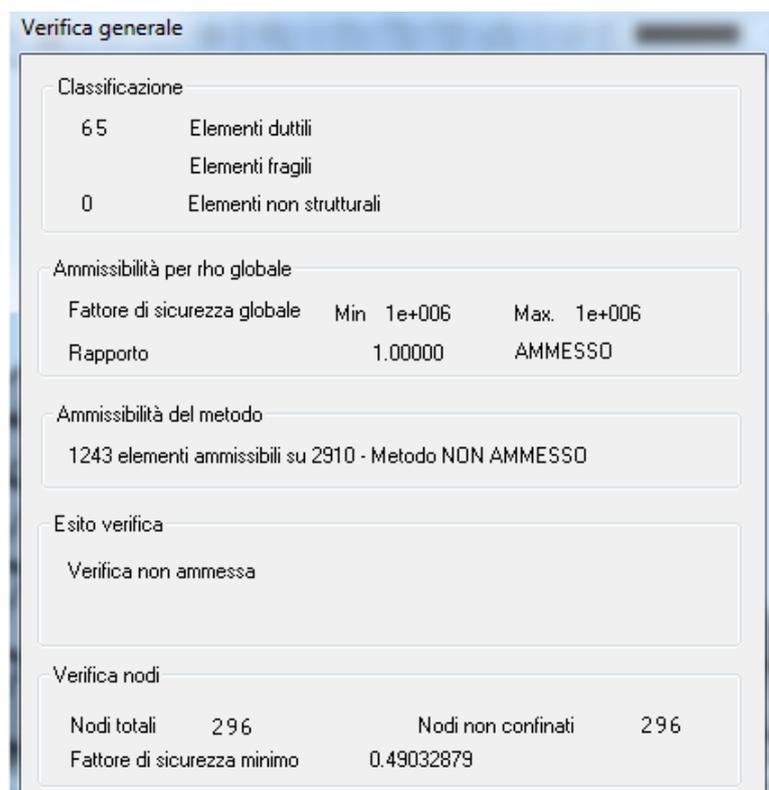


Figura 6.9 – Esito della verifica sul modello del Paraboloide che non tiene conto del degrado.

Anche in quest'altro caso, come ci si aspettava, la verifica non è soddisfatta.

All-In-One EWS 42 (17.11.2015) build 6269

© 2011-2015, Softing srl - 36019 Solo per uso didattico

Le verifiche nel seguito sono effettuate secondo i requisiti previsti dal Decreto 14 gennaio 2008 per le strutture esistenti analizzate con:

- *Spettro elastico*
- *Il fattore di confidenza adottato è $CF = 1.350000$*
- *I valori di resistenza dei materiali sono opportunamente ridotti del fattore di confidenza*

SOMMARIO DELLE VERIFICHE	
Descrizione	Valore
Metodo di calcolo	Spettro elastico
Ammissibilità del metodo	Non ammesso
Numero totale elementi	2910
Numero totale elementi strutturali	2910
Numero totale elementi duttili	145
Numero totale elementi fragili	2765
Numero totale elementi ammissibili	1227
Rapporto distribuzione rigidzze	1
Numero totale elementi verificati	989
Minimo fattore di sicurezza elementi fragili	0.041405

Minimo fattore di sicurezza elementi duttili	0.0421288
Moltiplicatore di collasso dell'accelerazione	0
Numero totale nodi	296
Numero totale nodi non confinati	296
Fattore minimo di sicurezza nodi	0.422008

Tabella 6.6 – Sintesi dei risultati delle verifiche effettuate su Exsys.

Per comodità, si è scelto di riassumere i risultati della verifica elemento per elemento.

In particolare, si riportano di seguito i risultati relativi a:

- Nervature;
- Pilastri;
- Guscio;
- Pensiline laterali;
- Pensilina superiore.

Per ognuno di tali grafici sono riportati gli elementi verificati e quelli non. In questo modo quindi è possibile capire quali elementi strutturali necessitano di interventi più importanti e quali invece non ne hanno bisogno oppure ne hanno bisogno ma solo in maniera limitata.

Anche in questo caso il metodo non è ammesso e di conseguenza, andrebbe cambiato metodo di analisi e proseguire con analisi non lineare esattamente come prescrivono le norme. Per far questo però, come anche per il paragrafo precedente è necessario almeno un livello di conoscenza LC2, che attualmente però non è possibile ottenere. Anche questo modello quindi andrà sicuramente ripreso e modificato quando in futuro saranno effettuate le prove distruttive e non distruttive descritte nel Capitolo 3 di questa tesi.

Nervature

Ognuna delle 8 nervature del modello del Paraboloide è composta da 56 elementi. Si riporta di seguito una tabella riassuntiva ed un istogramma per ciascuna nervatura in cui si possono leggere il numero di elementi verificati ed il numero di elementi non verificati per ognuna di esse.

Nervatura	Elementi verificati	Elementi non verificati
1	26	28
2	25	29
3	21	33
4	13	41
5	13	41
6	21	33
7	25	29
8	26	28

Tabella 6.7 – Sintesi degli elementi verificati e non verificati nelle nervature del modello del Paraboloide.

Le nervature indicate nella Tabelle 6.7 e negli istogrammi seguenti sono numerate da 1 ad 8 come indicato in **Figura 6.10**.

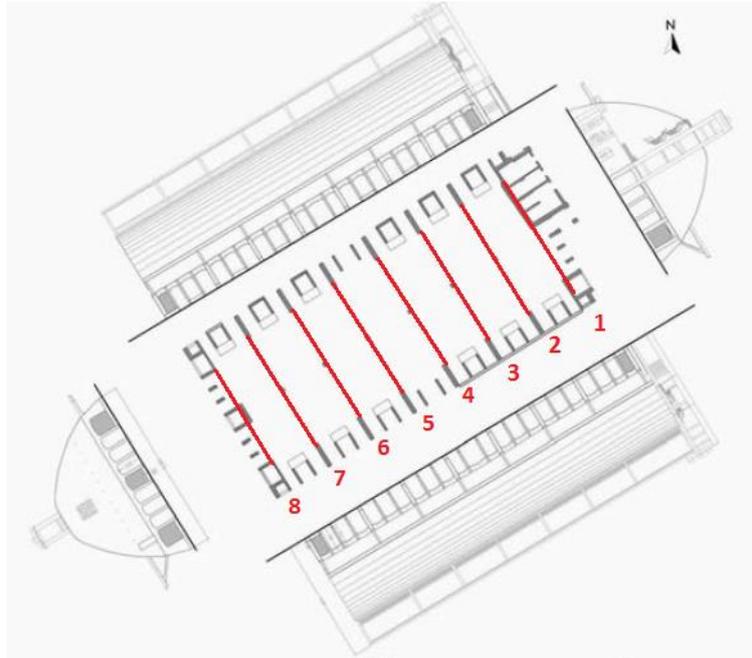


Figura 6.10 – Pianta e prospetti del Paraboloide di Casale in cui è indicata la numerazione delle 8 nervature (in rosso) le cui verifiche sono riportate negli istogrammi seguenti.

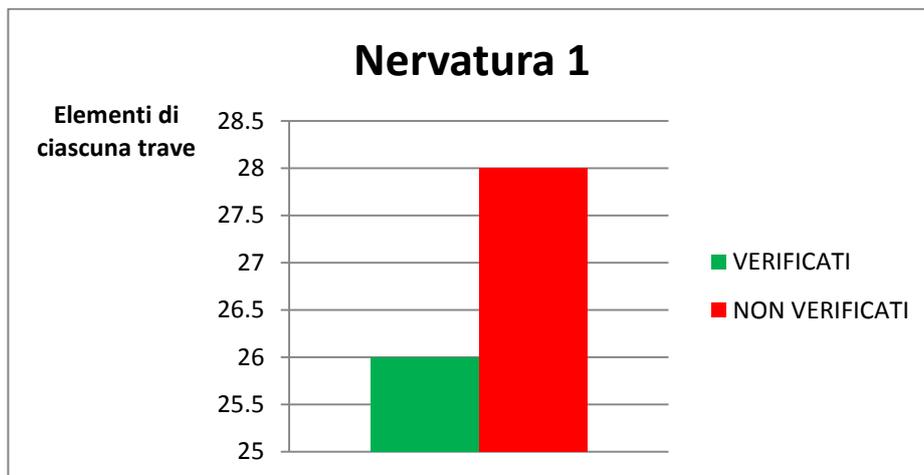


Figura 6.11 – Istogramma in cui sono evidenziati il numero di elementi verificati ed il numero di elementi non verificati per la Nervatura 1.

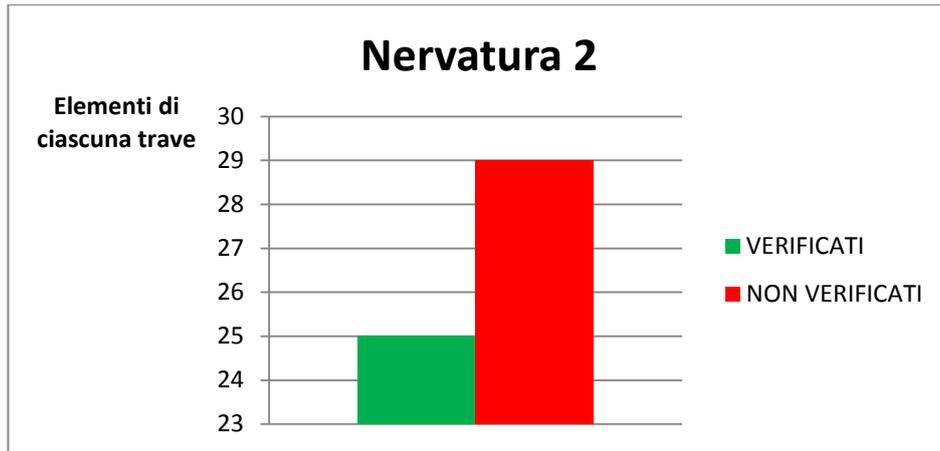


Figura 6.12 – Istogramma in cui sono evidenziati il numero di elementi verificati ed il numero di elementi non verificati per la Nervatura 2.

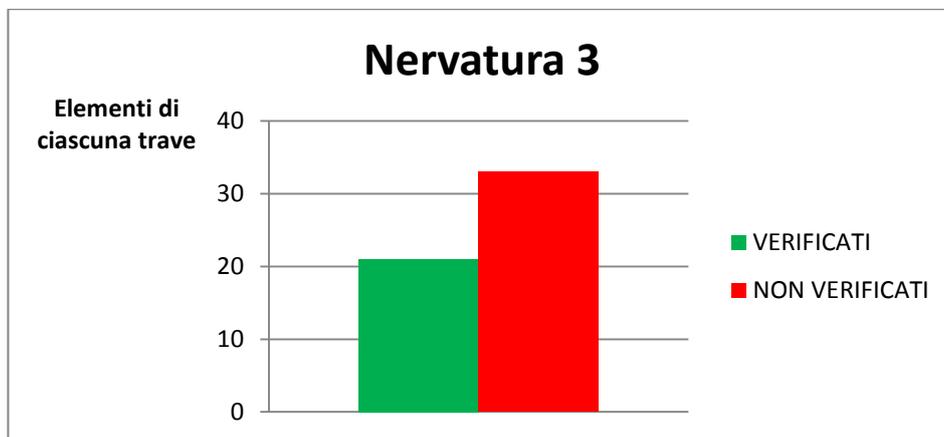


Figura 6.13 – Istogramma in cui sono evidenziati il numero di elementi verificati ed il numero di elementi non verificati per la Nervatura 3.

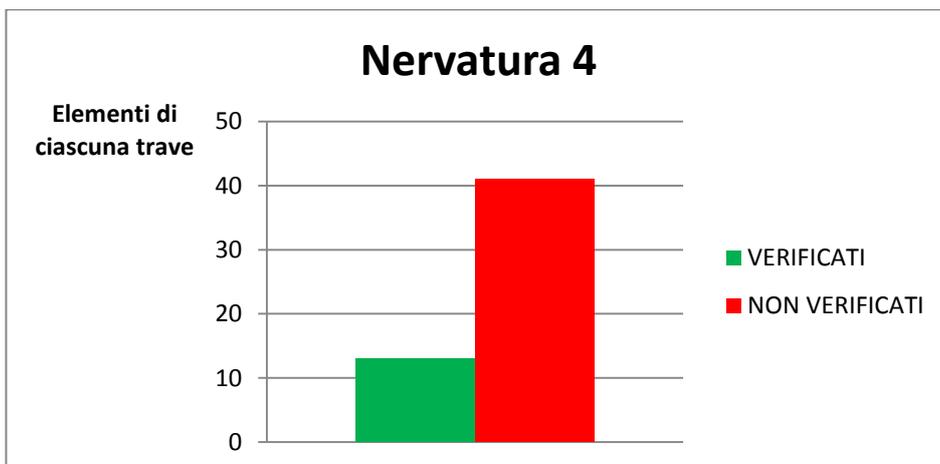


Figura 6.14 – Istogramma in cui sono evidenziati il numero di elementi verificati ed il numero di elementi non verificati per la Nervatura 4.

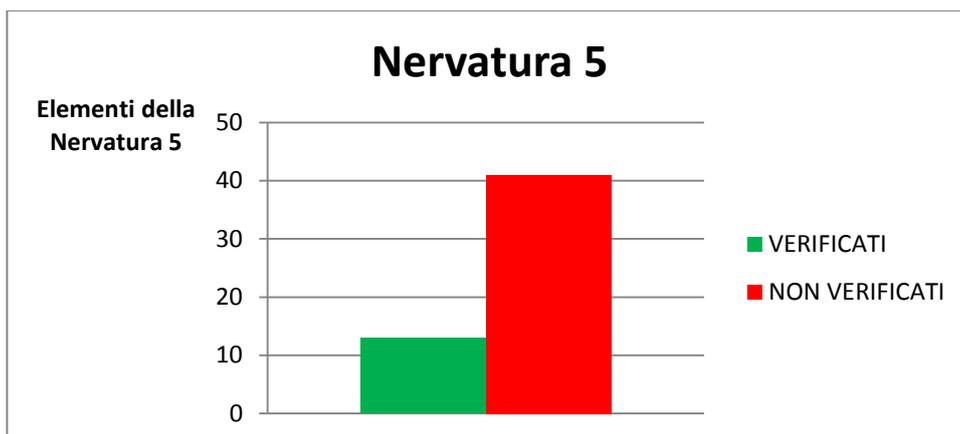


Figura 6.15 – Istogramma in cui sono evidenziati il numero di elementi verificati ed il numero di elementi non verificati per la Nervatura 5.

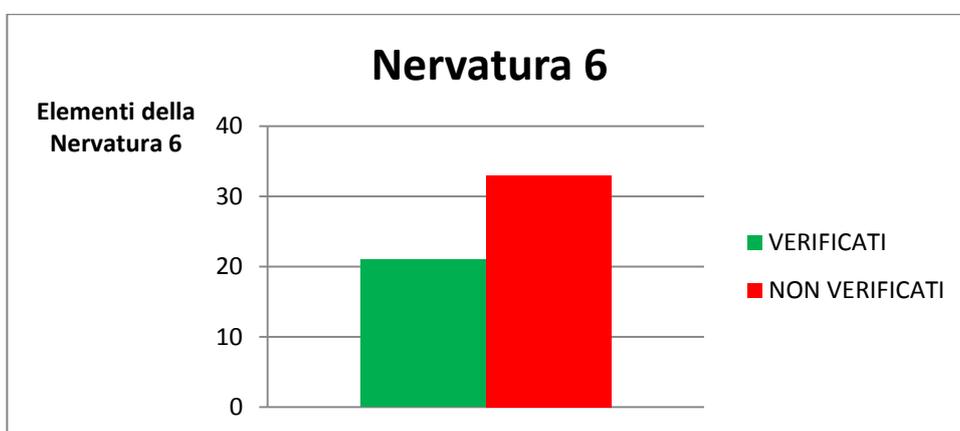


Figura 6.16 – Istogramma in cui sono evidenziati il numero di elementi verificati ed il numero di elementi non verificati per la Nervatura 6.

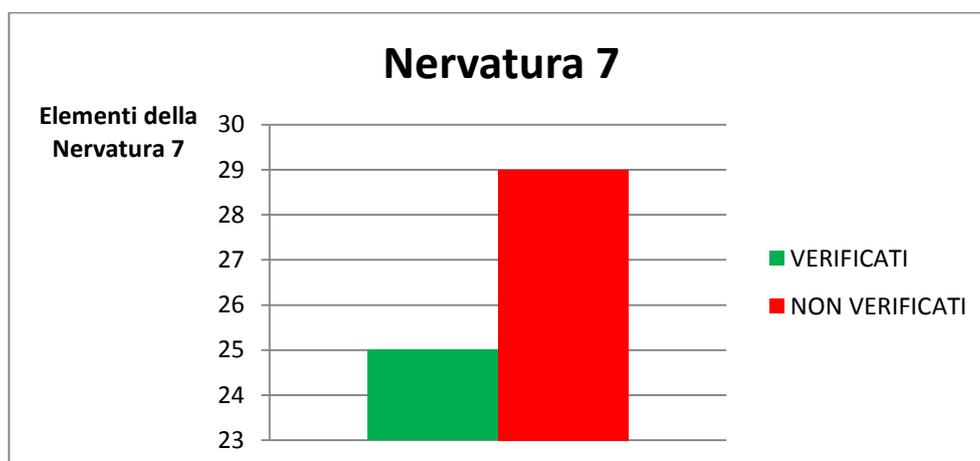


Figura 6.17 – Istogramma in cui sono evidenziati il numero di elementi verificati ed il numero di elementi nonverificati per la Nervatura 7.

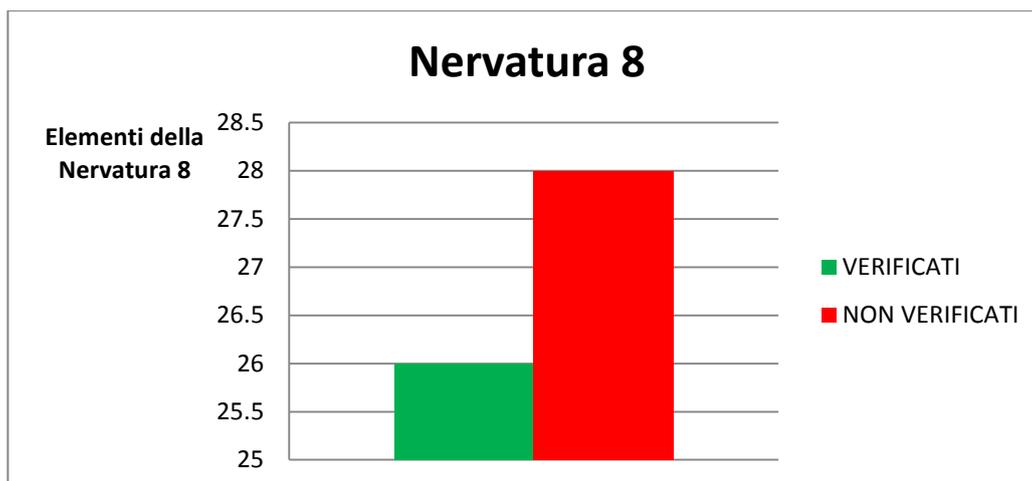


Figura 6.18 – Istogramma in cui sono evidenziati il numero di elementi verificati ed il numero di elementi non verificati per la Nervatura 8.

Come si osserva negli 8 istogrammi precedenti, tutte e 8 le nervature non sono verificate. In particolare le nervature 3, 4, 5, 6 sono quelle che hanno il maggior numero di elementi non verificati.

Pilastr

I pilastr

Ciascun pilastr

SEZIONE		PILASTRO SINISTRO	PILASTRO DESTRO
X=0 cm	Pilastr	Verifica non soddisfatta	Verifica non soddisfatta
X=360 cm	Pilastr	Verifica soddisfatta	Verifica soddisfatta
X=560 cm	Pilastr	Verifica soddisfatta	Verifica soddisfatta

X= 760 cm	Pilastrini principali	Verifica non soddisfatta	Verifica soddisfatta
X= 1000 cm	Pilastrini secondari	Verifica soddisfatta	Verifica soddisfatta
X= 1240 cm	Pilastrini secondari	Verifica soddisfatta	Verifica soddisfatta
X= 1440 cm	Pilastrini principali	Verifica soddisfatta	Verifica non soddisfatta
X= 1680 cm	Pilastrini secondari	Verifica non soddisfatta	Verifica soddisfatta
X= 1880 cm	Pilastrini secondari	Verifica soddisfatta	Verifica soddisfatta
X= 2120 cm	Pilastrini principali	Verifica soddisfatta	Verifica soddisfatta
X= 2320 cm	Pilastrini secondari	Verifica non soddisfatta	Verifica non soddisfatta
X= 2600 cm	Pilastrini secondari	Verifica non soddisfatta	Verifica non soddisfatta
X= 2800 cm	Pilastrini principali	Verifica soddisfatta	Verifica soddisfatta
X= 3040 cm	Pilastrini secondari	Verifica soddisfatta	Verifica soddisfatta
X= 3240 cm	Pilastrini secondari	Verifica non soddisfatta	Verifica soddisfatta
X= 3480 cm	Pilastrini principali	Verifica soddisfatta	Verifica non soddisfatta
X= 3720 cm	Pilastrini secondari	Verifica soddisfatta	Verifica soddisfatta
X= 3920 cm	Pilastrini secondari	Verifica soddisfatta	Verifica soddisfatta
X= 4160 cm	Pilastrini principali	Verifica non soddisfatta	Verifica soddisfatta
X= 4360 cm	Pilastrini secondari	Verifica soddisfatta	Verifica soddisfatta
X= 4560 cm	Pilastrini secondari	Verifica soddisfatta	Verifica soddisfatta
X= 4920 cm	Pilastrini principali	Verifica non soddisfatta	Verifica non soddisfatta

Tabella 6.8 – Sintesi degli elementi verificati e non verificati nei pilastri del modello del Paraboloido.

Si riportano ora degli istogrammi in cui si può leggere, per ciascun pilastro, il numero di elementi verificati o non verificati. In **Figura 6.19** ed in **Figura 6.20** sono riportate inoltre

due viste laterali del modello del Paraboloide insieme ad una numerazione, in modo da individuare facilmente ogni pilastro indicato negli istogrammi successivi.

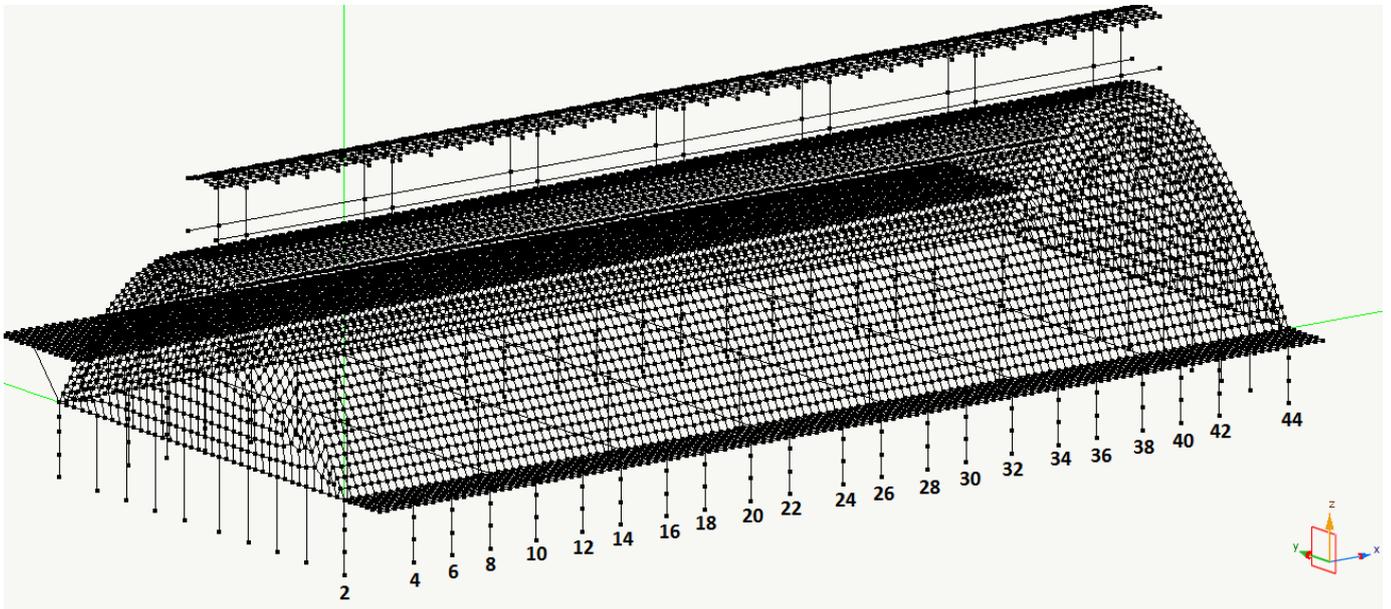


Figura 6.19 – Vista laterale del Modello del Paraboloide con numerazione della pilastrata destra.

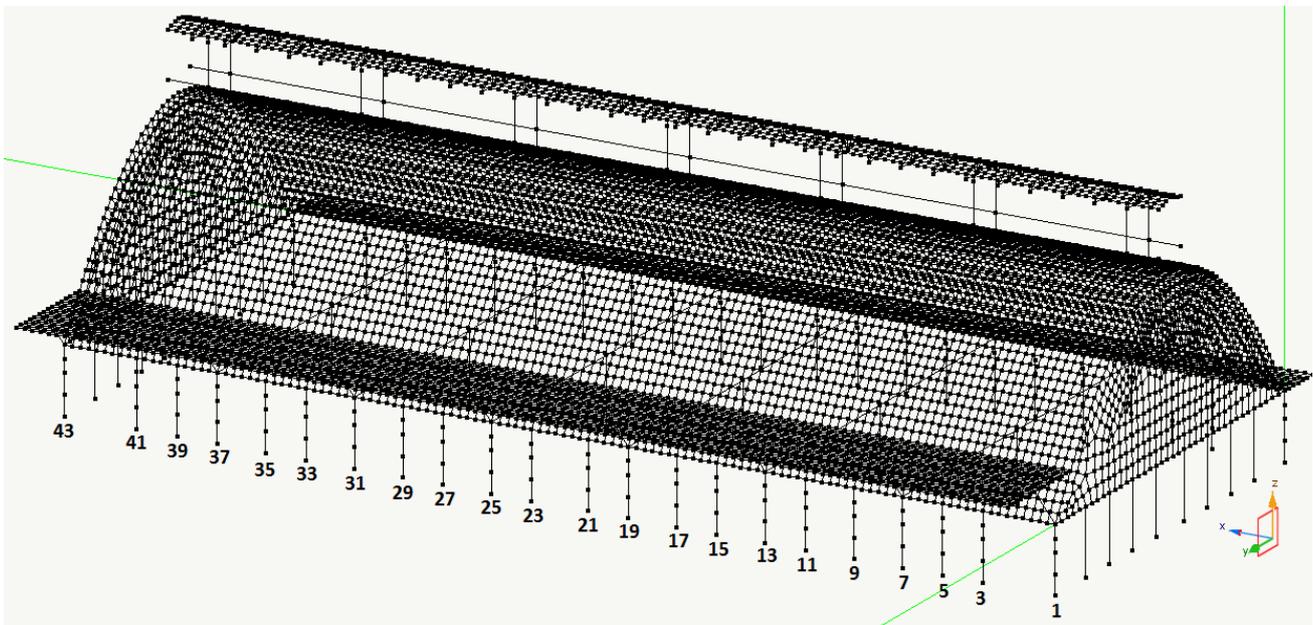


Figura 6.20 – Vista laterale del Modello del Paraboloide con numerazione della pilastrata sinistra.

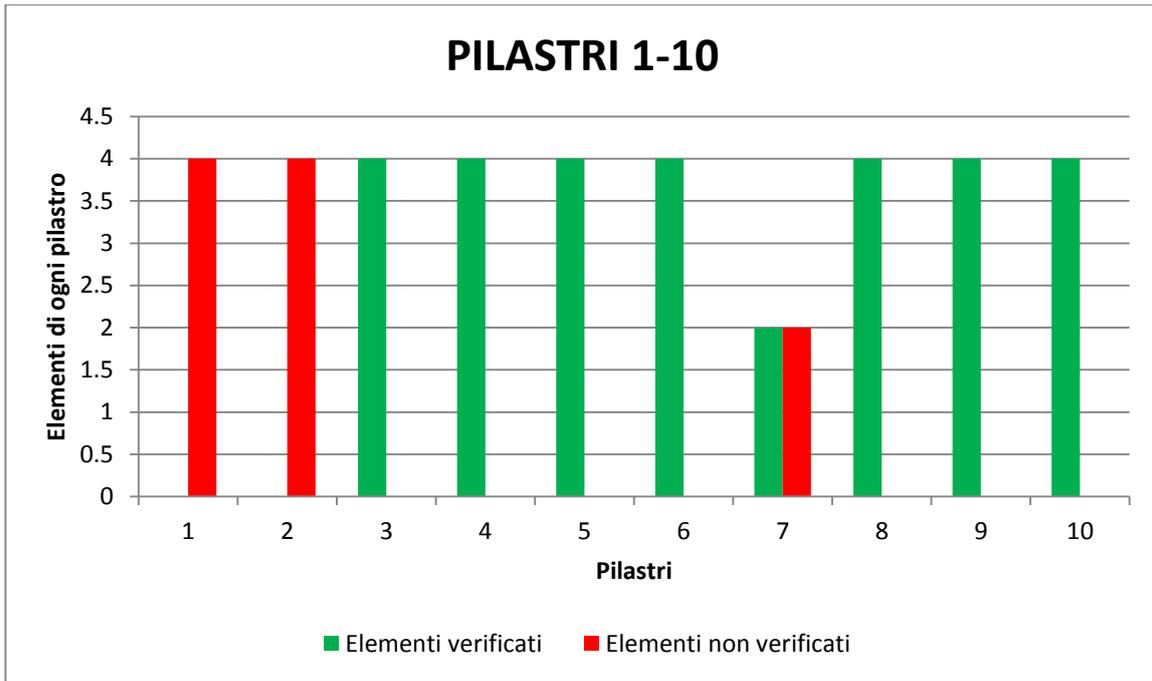


Figura 6.21 – Istogramma in cui sono evidenziati il numero di elementi verificati ed il numero di elementi non verificati per i pilastri da 1 a 10.

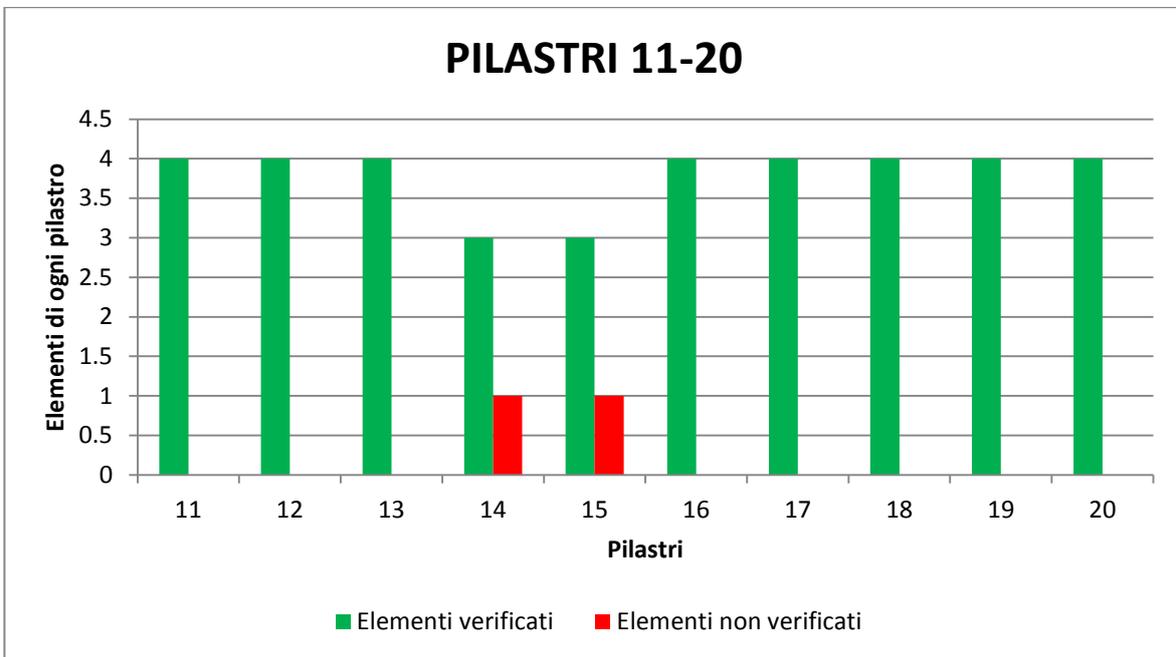


Figura 6.22 – Istogramma in cui sono evidenziati il numero di elementi verificati ed il numero di elementi non verificati per i pilastri da 11 a 20.

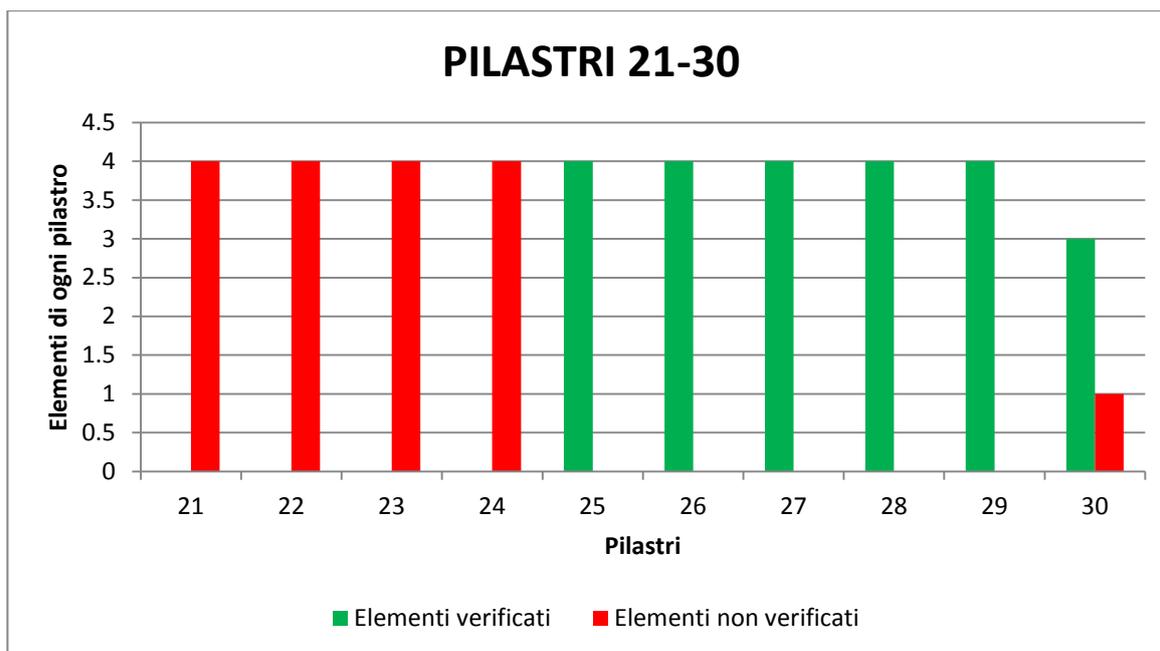


Figura 6.23 – Istogramma in cui sono evidenziati il numero di elementi verificati ed il numero di elementi non verificati per i pilastri da 21 a 30.

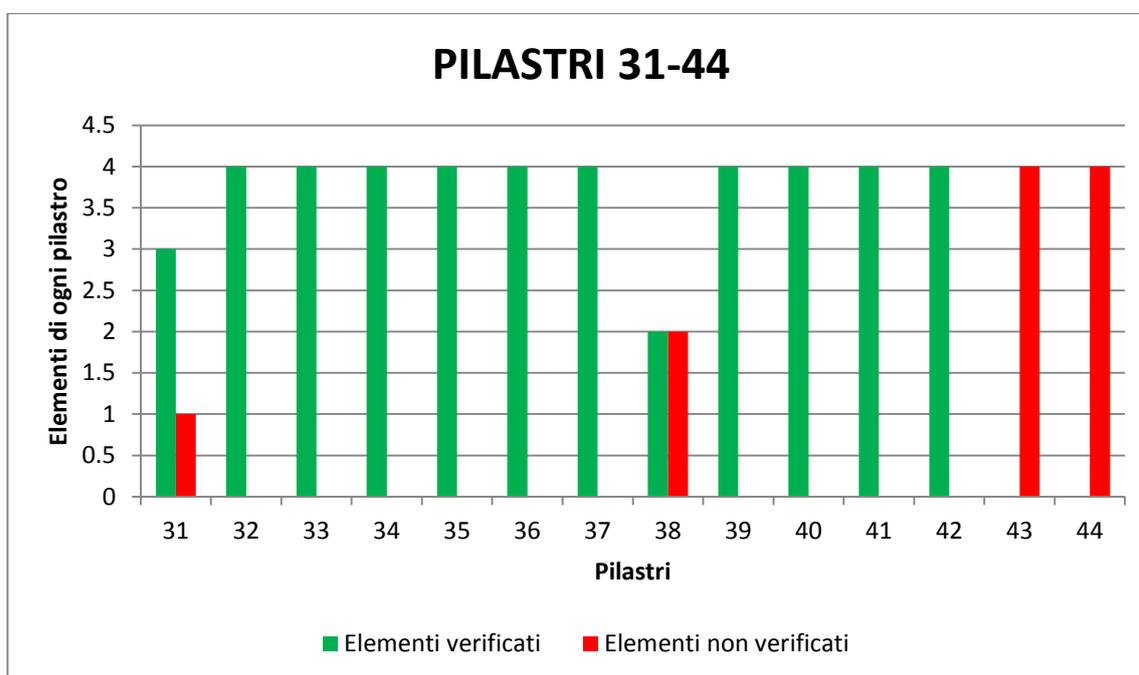


Figura 6.24 – Istogramma in cui sono evidenziati il numero di elementi verificati ed il numero di elementi non verificati per i pilastri da 31 a 44.

Guscio

Il guscio della struttura è composto da 6642 elementi 40 cm x 40 cm, i quali vanno a formare la Mesh attraverso la quale esso è stato definito. Questi elementi sono stati verificati tramite *EasyWall*, l'estensione di *All in One* che si utilizza per la verifica ed il progetto di elementi *Shell*.

Di tutti questi elementi solo 254 risultano verificati, mentre i restanti 6388 non lo sono (**Figura 6.25**).

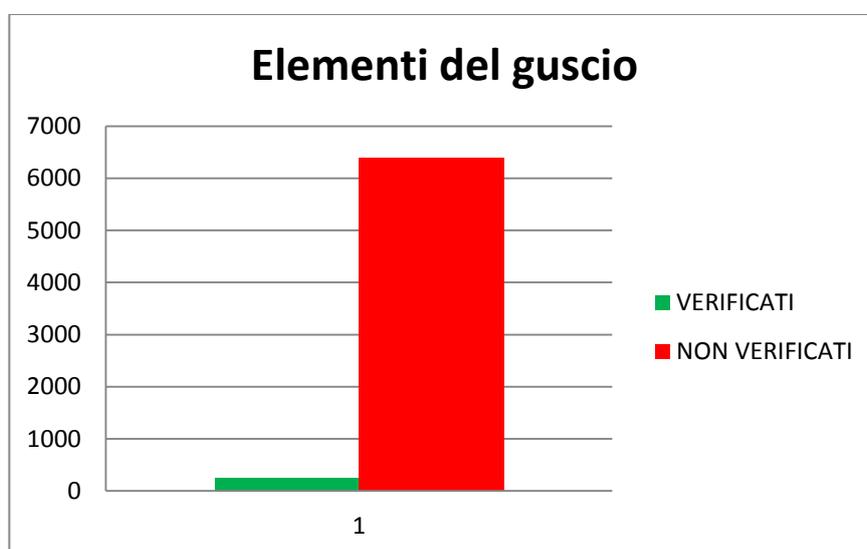


Figura 6.25 – Istogramma in cui sono evidenziati il numero di elementi della Mesh del guscio esterno che risultano verificati o non verificati.

Pensiline laterali

Entrambe le pensiline laterali risultano non verificate, come comunque ci si aspettava dato lo spessore veramente esiguo delle stesse (solo 5 cm, ridotto in alcuni punti a 4 cm per tenere conto del degrado). Con la Normativa attuale infatti spessori del genere non sono proprio contemplabili in quanto in questo modo non ci sarebbe lo spazio fisico per inserire le barre, le quali necessitano di un certo copriferro minimo che si calcola dalle apposite tabelle presenti nella Normativa.

Pensilina superiore

Anche la pensilina superiore risulta non verificata. Esattamente come quelle laterali infatti, essa ha uno spessore di 5 cm, che è stato poi ridotto in alcuni punti a 4 cm per tenere conto del degrado (anche in questo caso troppo piccolo per poter essere verificato).

Inoltre, anche tutti i pilastrini che sorreggono la pensilina superiore non sono verificati. Essi infatti sono troppo snelli e di conseguenza non sono idonei a sostenere i carichi superiori dati dal peso della pensilina e dai carichi variabili (neve e vento).

7. Cenni sugli interventi consigliati sul Paraboloido

7.1 Le categorie di intervento nelle strutture in cemento armato

Nel paragrafo 8.4 delle Norme Tecniche sono indicate le categorie seguenti per quanto riguarda gli interventi strutturali in edifici esistenti:

- Interventi di adeguamento. Essi servono a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle Norme.
- Interventi di miglioramento. Essi servono ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, pur senza raggiungere per forza i livelli che sono richiesti dalla Normativa.
- Riparazioni o interventi locali. Essi interessano solo parti o elementi isolati della struttura e comunque comportano un miglioramento per quanto riguarda le condizioni di sicurezza preesistenti.

Il paragrafo C8.4 della Circolare Ministeriale n. 617/2009 aggiunge altri particolari. Infatti, indipendentemente dall'appartenenza ad una delle tre categorie appena citate, è opportuno che gli interventi, anche non sismici, vengano progettati nello spirito di eliminare o comunque ridurre significativamente carenze gravi, che sono legate ad errori di progetto e di esecuzione, al degrado o a danni strutturali. In questo modo si può poi procedere ad un rafforzamento eventuale della struttura esistente.

Un elemento importantissimo di cui va tenuto conto sempre è che gli interventi di consolidamento devono essere applicati, per quanto è possibile, in maniera regolare e uniforme. Il paragrafo 8.4.4 nelle Norme Tecniche infatti prescrive che *“L'esecuzione di interventi su porzioni limitate dell'edificio va opportunamente valutata e giustificata, considerando la variazione nella distribuzione delle rigidità e delle resistenze e la conseguente eventuale interazione con le parti restanti della struttura.”* Particolare attenzione deve essere fatta poi nella fase esecutiva degli interventi. Infatti, se essi non vengono effettuati in modo appropriato, possono anche peggiorare il comportamento globale della costruzione.

La scelta della tipologia di interventi, insieme all'entità ed all'urgenza di essi sul Paraboloido, dipende sicuramente dai risultati della fase precedente di valutazione, in quanto le priorità in questo caso sono quelle di contrastare lo sviluppo di meccanismi locali e di meccanismi fragili, e quindi di migliorare il comportamento globale di tutta la struttura.

Gli aspetti del Paraboloido che devono essere valutati in particolare sono i seguenti:

- Riparazione di tutti i danni presenti;
- Miglioramento della capacità deformativa, in altre parole della duttilità degli elementi strutturali;
- Riduzione delle condizioni che portano a situazioni di irregolarità degli edifici in termini di massa rigidezza o resistenza;
- Miglioramento dei collegamenti tra gli elementi non strutturali;
- Incremento della resistenza degli elementi verticali esistenti. In questo modo è possibile tenere conto eventualmente di una riduzione della duttilità globale possibile, per effetto di rinforzi locali.
- Aggiunta eventuale di nuovi elementi resistenti come pareti in c.a., controventi in acciaio ecc.

Per capire se nel caso del Paraboloido si tratti di interventi di miglioramento o di adeguamento, è necessario considerare delle indicazioni tratte sempre dal paragrafo 8.4.1 delle Norme tecniche per le costruzioni. Esso indica che *“è fatto obbligo di procedere alla valutazione della sicurezza e, qualora necessario, all'adeguamento della costruzione, a chiunque intenda:*

a) sopraelevare la costruzione;

b) ampliare la costruzione mediante opere strutturalmente connesse alla costruzione;

c) apportare variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiori al 10%; resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;

d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente.¹”

La valutazione di sicurezza di cui si parla nella Normativa, in caso di intervento di adeguamento, serve per capire e stabilire se il Paraboloido, dopo gli interventi, è in grado di resistere alle azioni di progetto con un opportuno grado di sicurezza.

Per quanto riguarda invece gli interventi di miglioramento, essi sono per definizione finalizzati ad aumentare la capacità resistente della struttura esistente. Si parla di interventi di miglioramento nei casi in cui non ricorrono le condizioni per interventi di adeguamento che sono state appena citate.

Anche in questo caso comunque, il progetto e la valutazione della sicurezza devono essere estesi a tutta la struttura nel suo insieme, per evitare cambiamenti di rigidità da un punto all'altro dell'edificio.

Il paragrafo C8.4.2 della C.M. n. 617/2009 indica che la valutazione della sicurezza, nel caso di un intervento di miglioramento di una struttura, è obbligatoria e serve per determinare l'entità massima delle azioni a cui la struttura può resistere (sempre mantenendo il grado di sicurezza richiesto).

In generale si considerano interventi di miglioramenti quelli che fanno variare in modo significativo la rigidità, la resistenza o la duttilità dei vari elementi strutturali. Si può intervenire comunque anche inserendo nuovi elementi, in modo che il comportamento della struttura, soprattutto in relazione alle azioni sismiche, vari notevolmente.

Esistono varie tipologie di intervento sugli elementi strutturali, esse però devono essere valutate correttamente ed in modo molto approfondito, per evitare errori che possono compromettere la sicurezza dell'intero edificio. Di seguito si riporta una tabella con alcuni dei più importanti interventi strutturali ed alcune considerazioni su di essi².

¹ Norme Tecniche per le costruzioni 2008, paragrafo 8.4.1

² Fib bollettino n.24, *Seismic assessment and retrofit of reinforced concrete buildings*, 2003

Tecnica	Effetti locali	Effetti globali	Costo relativo	Disturbo	Livello tecnologico	Commenti
Iniezione di resine	Ripristino di resistenza e rigidità	Nessuno	Da basso a medio	Basso	Medio	Approccio di ripristino
Camicie in c.a.	Incremento di rigidità e resistenza ed eventualmente di duttilità	Modifica della risposta sismica.	Basso per elemento	Da medio ad alto	Basso, se non si fa uso estensivo di saldature	Serve a rimediare alla risposta di piano soffice
Camicie o collari in acciaio	Incremento di duttilità e di resistenza a taglio. Garantendo una forte azione composita, incremento di rigidità	Incremento capacità deformativa globale	Medio	Basso	Medio	Efficace se il problema principale è scarsa armatura trasversale. Veloce da attuare
Fasciatura parziale con fibre a matrice polimerica	Sensibile incremento di duttilità. Effetti limitati su resistenza o rigidità	Incremento capacità deformativa globale	Alto	Basso	Da medio ad alto	Buona soluzione se non ci sono problemi di costi
Rinforzo dei nodi con fibre a matrice polimerica	Eliminazione della rottura a taglio dei nodi	Riduce la deformabilità dei nodi trave-pilastro	Alto	Basso	Da medio ad alto	Buona soluzione se non ci sono problemi di costi
Inserimento di pannelli murari	Porta a sollecitazioni elevate nei nodi. Incrementa la	Incremento di peso. Riduce il periodo ed aumenta le	Medio	Da medio ad alto	Basso	Efficace se i pannelli sono applicati all'esterno e ben

	rigidezza di piano	accelerazioni.				assicurati alla struttura.
Contrafforti esterni	Porta sensibili sollecitazioni locali	Incremento di peso. Riduce il periodo ed aumenta le accelerazioni.	De medio ad alto	Basso	Medio	Serve anche un intervento di fondazione

Tabella 7.1 – *Elenco di alcuni interventi che si possono effettuare su strutture in calcestruzzo insieme a delle informazioni su di essi¹.*

L'assemblea generale del Consiglio superiore dei lavori pubblici nel giugno 2012, a seguito degli eventi sismici che hanno interessato l'Emilia Romagna, ha emanato le *“Linee guida per la valutazione della vulnerabilità e interventi per le costruzioni ad uso produttivo in zona sismica”*. Questo documento è di particolare importanza e risulta molto utile per capire come lavorare e come scegliere gli interventi da adottare sul Paraboloide di Casale Monferrato.

All'interno di questo documento sono presenti delle tabelle indicative che forniscono soluzioni anche per problemi riscontrati nel Paraboloide di Casale. Di seguito si riportano le tabelle che si ritengono più utili per il progetto degli interventi della struttura in esame².

¹ Fib bollettino n.24, *“Seismic assessment and retrofit concrete buildings”*, 2003

² *“Linee guida per la valutazione della vulnerabilità e interventi per le costruzioni ad uso produttivo in zona sismica”*, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Zona della struttura	Potenziale carenza	Controlli	Risoluzione
Appoggio trave gettata in opera-pilastro	Capacità a taglio insufficiente	Rilievo visivo di eventuali lesioni a taglio passanti. Nel caso di presenza di un danno, in mancanza di valutazioni più accurate si può assumere la domanda pari a $(1+2,5 a_{gv}/g) \cdot N$ (N è il carico verticale trasmesso dai pilastri)	Incremento della capacità a taglio con dispositivi esterni
	Capacità a flessione di travi a sbalzo insufficiente	Rilievo visivo di eventuali lesioni a flessione. Nel caso di presenza di un danno, in mancanza di valutazioni più accurate si può assumere la domanda pari a $(1+2,5 a_{gv}/g) \cdot N \cdot L/2$ (N è il carico verticale trasmesso alla trave e L è la lunghezza della trave)	Incremento della capacità a flessione
Pilastro	Capacità a taglio insufficiente, anche in relazione con l'interazione di elementi non strutturali	Rilievo visivo di eventuali flessioni a taglio. <i>a) In presenza di lesioni a taglio passanti, controllo che $a_g \cdot S/g < 0,25$.</i> <i>b) In presenza di lesioni a taglio non passanti, controllo che l'area in mm^2 della sezione del pilastro sia maggiore di $a_g \cdot S \cdot N/g$</i>	Incremento della capacità a taglio con dispositivi esterni

Tabella 7.2 – Informazioni su come intervenire sui nodi trave-pilastro e sui pilastri¹.

¹ “Linee guida per la valutazione della vulnerabilità e interventi per le costruzioni ad uso produttivo in zona sismica”, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Zona della struttura	Potenziale carenza	Controlli	Risoluzione
Sezione di base Pilastro	Capacità a pressoflessione M_N insufficiente alla base del pilastro di altezza H	<p>Ispezione visiva e/o esame degli elaborati progettuali disponibili.</p> <p>Controllo che sia</p> $M_N = d \cdot (A_s \cdot f_y + N/2) > a_g / (q \cdot g) \cdot S \cdot N \cdot H$ <p>essendo f_y la tensione di snervamento dell'acciaio e A_s l'area dell'armatura tesa longitudinale. Il valore di q è scelto dal tecnico sulla base delle caratteristiche della struttura, tra il valore minimo di 2 e quello massimo di 3. M_N In assenza di informazioni sulle armature può essere stimato come $d/2 \cdot (A_c + N)$, essendo d l'altezza utile del pilastro, A_c l'area della sezione trasversale del pilastro ed N lo sforzo normale, tutto in [N] e [mm].</p>	Incremento della capacità (resistenza o duttilità) a pressoflessione con dispositivi esterni.

Tabella 7.3 – Informazioni su come intervenire nella zona alla base di un pilastro¹.

¹ “Linee guida per la valutazione della vulnerabilità e interventi per le costruzioni ad uso produttivo in zona sismica”, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

7.1.1 Interventi locali

Indicazioni sugli interventi di riparazione o sugli interventi locali, finalizzati ad un miglioramento del comportamento sismico delle strutture in c.a. attraverso la riduzione del rischio d'innescò di meccanismi fragili, si possono trovare all'interno del paragrafo 8.4.3 delle Norme tecniche 2008. In particolare è riportato che essi devono riguardare le singole parti e/o gli elementi della struttura ed interessare porzioni limitate della struttura stessa:

- Rinforzo dei nodi trave-pilastro;
- Rinforzo a taglio delle estremità delle travi;
- Rinforzo a taglio dei pilastri tozzi o resi tozzi;
- Rinforzo a flessione delle travi;
- Rinforzo del collegamento nodo-pilastro inferiore per evitare lo scorrimento lungo la superficie di ripresa del getto di calcestruzzo.

Inoltre, nella Circolare Ministeriale è chiarito che *“Rientrano in questa tipologia tutti gli interventi di riparazione, rafforzamento o sostituzione di singoli elementi strutturali (travi, architravi, porzioni di solaio, pilastri, pannelli murari) o parti di essi, non adeguati alla funzione strutturale che debbono svolgere, a condizione che l'intervento non cambi significativamente il comportamento globale della struttura, soprattutto ai fini della resistenza alle azioni sismiche, a causa di una variazione non trascurabile di rigidità o di peso. Interventi di ripristino o rinforzo delle connessioni tra elementi strutturali diversi (ad esempio tra pareti murarie, tra pareti e travi o solai, anche attraverso l'introduzione di catene/tiranti) ricadono in questa categoria, in quanto comunque migliorano anche il comportamento globale della struttura, particolarmente rispetto alle azioni sismiche¹”*.

¹ Circolare Ministeriale n. 617/2009, paragrafo C8.4.3

Riparazione delle fessure con resina epossidica

Uno degli interventi sicuramente necessari, di carattere locale, che si raccomandano sul Paraboloido, è la riparazione delle fessure con resina epossidica.

Il Paraboloido infatti, data l'età e quindi anche l'avanzato stato di degrado strutturale, presenta una vasta fessurazione che coinvolge in modo diverso tutti gli elementi strutturali ed il guscio sottile di cemento armato.

Per tutte le fessure di circa 3-4 mm della struttura, si raccomanda di operare in modo da sigillare le fessure iniettando (oppure tramite colatura o sigillatura a spatola) della resina epossidica.

Lo scopo di questo tipo di intervento è ripristinare la continuità strutturale di ogni elemento. In particolare, per far ciò si utilizzano prodotti che vengono iniettati, spatolati o colati nella fessura in modo da garantire un'adesione monolitica tra le parti lesionate. E' necessario controllare per ogni caso che non risulti compromessa l'aderenza acciaio-calcestruzzo, infatti le iniezioni con resina epossidica non sono considerate una buona tecnica di riparazione quando il degrado interessa anche l'interfaccia tra acciaio e calcestruzzo¹.

Le norme che regolano come intervenire in questi casi sono le seguenti:

- UNI EN 1504-04 - *Prodotti e sistemi per la protezione e riparazione delle strutture di calcestruzzo – Definizioni, requisiti, controllo di qualità e valutazione della conformità – Parte 4: incollaggio strutturale;*
- UNI EN 1504-05 – *Prodotti e sistemi per la protezione e la riparazione delle strutture di calcestruzzo – Definizioni, requisiti, controllo di qualità e valutazione della conformità – Parte 5: Iniezione del calcestruzzo;*
- UNI EN 1504-9 - *Prodotti e sistemi per la protezione e riparazione delle strutture di calcestruzzo – Definizioni, requisiti, controllo di qualità e valutazione della conformità – Parte 9: principi generali per l'utilizzo dei prodotti e dei sistemi.*

¹ Salvatore Lombardo, "Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato". Dario Flaccovio Editore, 2012. Pagine 672 – 673.

Dalla norma UNI EN 1504-9 si possono estrarre informazioni sui seguenti aspetti fondamentali:

- I requisiti minimi per la protezione e la riparazione: generalità sulla valutazione delle condizioni della struttura, aspetti sulla sicurezza (intesa come verifica dei rischi per la salute, causati dalla caduta di macerie o dall'instabilità meccanica della struttura), valutazione dei difetti e delle loro cause.
- Gli obiettivi della protezione e della riparazione: fattori generali (come uso previsto, vita di progetto o requisiti prestazionali), salute e sicurezza (come le conseguenze di un cedimento), aspetti strutturali (per esempio il cambiamento degli aspetti dinamici durante o dopo le operazioni), aspetti ambientali.
- Le basi per la scelta dei prodotti e dei sistemi¹.

Le lesioni per cui è possibile intervenire tramite iniezioni sotto pressione di materiali (resine o miscele cementizie) di modulo elastico opportuno e con proprietà importanti per quanto riguarda l'aderenza acciaio-calcestruzzo, non possono superare i 3-4 mm.

L'uso delle resine è importante in quanto esse intervengono nel migliorare la resistenza a compressione ed a trazione, inoltre questo tipo di materiale è ottimo anche per essere mescolato con inerti fini. I moduli elastici che si ottengono sono funzione della tipologia di inerti, e di conseguenza sono molto variabili (vanno da 20000 kg/cm² a valori simili a quelli del calcestruzzo ordinario). Altri fattori che intervengono sulle caratteristiche finali delle miscele, sono le condizioni ambientali nelle quali avviene la maturazione.

Per le lesioni, che invece sono di entità piccola, si possono utilizzare miscele di resine con viscosità e pressioni che dipendono dalle ampiezze delle stesse. E' comunque opportuno non utilizzare pressioni troppo elevate, in modo da evitare degli stati di coazione eccessivi nell'elemento iniettato.

¹ UNI EN 1504-9

Di seguito si riportano inoltre le operazioni da eseguire quando si parla di iniezioni sotto pressioni con miscele di leganti (**Figura 7.1**) .

- Pulizia delle impurità e della polvere delle superfici dell'elemento da trattare, è opportuno inoltre eliminare il materiale disgregato;
- Pulizia con aria o acqua della fessura in profondità;
- Sigillatura superficiale delle fessure utilizzando adesivo epossidico;
- Predisposizione di opportuni tubicini di ingresso della miscela, la quale è costituita di solito da resina pura o caricata debolmente;
- Rimozione dei tubetti di iniezione;
- Sigillatura dei fori utilizzando adesivo epossidico.

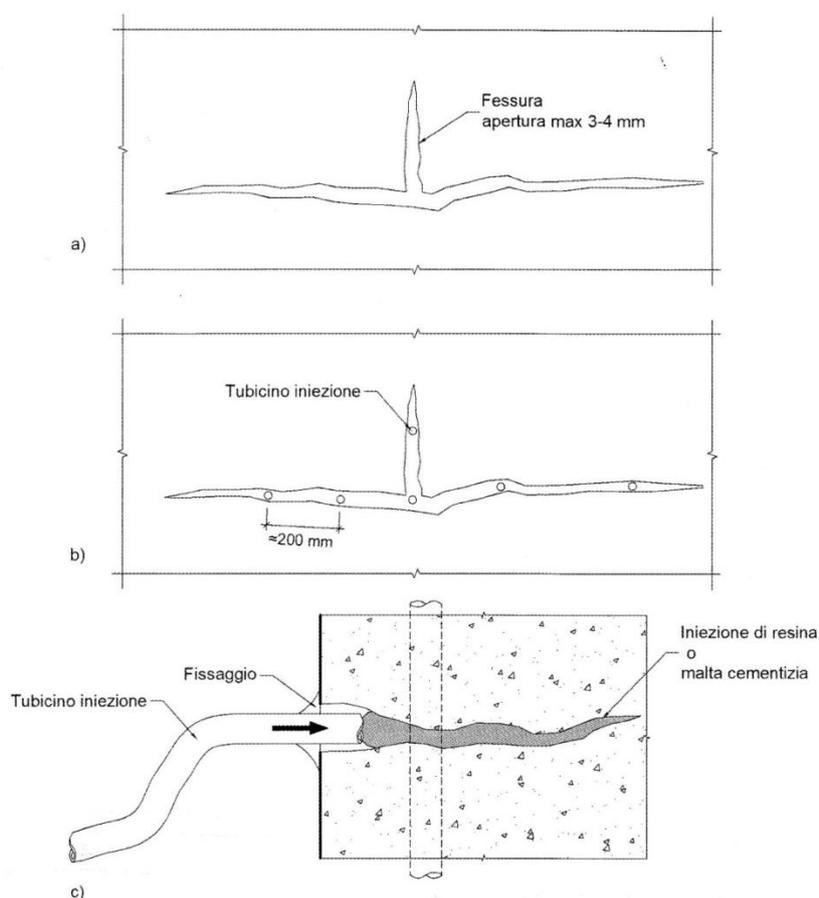


Figura 7.1 - Schematizzazione di un intervento di riparazione di una fessura tramite l'inserimento di resina epossidica¹.

¹ Salvatore Lombardo, "Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato". Dario Flaccovio Editore, 2012. Pagina 737.

Le riparazioni con la tecnica appena descritta sono da evitare quando le lesioni sono molto piccole, in quanto in questi casi l'iniezione diventa difficoltosa e poi servono pressioni abbastanza elevate, che possono indurre effetti negativi non controllabili sulle parti lesionate della struttura. Se si sta operando su elementi verticali, è opportuno operare dal basso verso l'alto.

Sono presenti inoltre due altre tecniche di riparazione delle fessure: la sigillatura a spatola ed il colaggio. Nel primo caso si utilizza una spatola metallica per sigillare la fessura con la resina epossidica (si utilizza in questo caso anche della sabbia, la quale viene spalmata sull'adesivo epossidico ancora fresco), mentre nel secondo caso la fessura viene sigillata facendo colare su di essa la resina epossidica che deve essere superfluida (anche in questo caso si usa della sabbia da applicare sulla resina "fresca")¹.

Ripristino localizzato con conglomerati

Oltre alle fessure di piccola entità (3-4 mm massimo), nel Paraboloide inoltre sono presenti anche delle lesioni con apertura superiore ai 3-4 mm. In questi casi in particolare, il calcestruzzo si presenta fortemente degradato o addirittura frantumato, e quindi si può ricorrere al ripristino dell'elemento danneggiato mediante un getto localizzato di conglomerato. Quest'ultimo, a seconda dei casi, può essere di tipo ordinario, di tipo additivato (con spiccata proprietà di aderenza al preesistente calcestruzzo e alle armature), di tipo spruzzato (che può essere utilizzato solo su nuclei integri e per spessori non eccessivi) e del tipo composto da resine.

Per ognuno di questi interventi inoltre, si deve procedere come prima cosa alla scarificazione nel calcestruzzo con la rimozione di tutte le parti disgregate.

Nel caso in cui si presenti una parziale disgregazione del materiale, la riparazione più frequente raccomandabile è quella con getto di calcestruzzo, ordinario o con additivi.

¹ Salvatore Lombardo, "*Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato*". Dario Flaccovio Editore, 2012. Pagine 735-737.

La procedura da seguire, una volta eseguite le puntellature provvisorie necessarie, è la seguente:

- Eliminazione delle parti disgregate, facendo particolare attenzione a non danneggiare le armature.
- Iniezione della parte messa a nudo.
- Lavaggio e pulizia della superficie da trattare utilizzando aria compressa. Se è necessario si può operare all'inserimento di nuove armature.
- Messa in opera delle nuove armature con processo di saldatura alle armature preesistenti, legatura semplice con spinotti o barre, che vengono infilate in fori trapanati nella parte di calcestruzzo non intaccata.
- Posizionamento dei casseri.
- Spalmatura di adesivo tra vecchio calcestruzzo ed il punto in cui viene effettuato il nuovo getto.
- Esecuzione del getto di calcestruzzo e della malta. Questa fase deve avvenire prima che l'adesivo abbia iniziato con la polimerizzazione. Se il danno è limitato al copriferro, si può operare tramite applicazione di intonacatura, utilizzando malta cementizia a ritiro compensato, che viene posta in opera tramite spruzzatura.

La riparazione comunque deve prevedere uno o più strati di rete elettrosaldata ed è necessario provvedere a collegare i due strati utilizzando barre, spinotti o gabbie staffate. Inoltre si completano gli interventi iniettando i fori di attraversamento.

Se il materiale che viene scelto per ricostruire l'elemento è malta di resina, si ha il vantaggio di ottenere una resistenza ed un'adesione elevata, ma in questo caso si introduce una zona con moduli elastici e resistenze che in genere sono diverse da quelle del calcestruzzo originale¹.

¹ Salvatore Lombardo, *“Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato”*. Dario Flaccovio Editore, 2012. Pagine 738-739.

Ripristino e rinforzo dell'armatura metallica

Un altro intervento di carattere locale, che potrebbe essere necessario in alcune parti del Paraboloido, è il ripristino ed il rinforzo dell'armatura metallica presente.

Questo tipo di rinforzo può essere realizzato mediante l'aggiunta di nuove barre, oppure può riguardare l'intera struttura quando si inseriscono elementi aggiuntivi in cemento armato o in acciaio, che vengono resi collaboranti con quelli esistenti ed in questo caso non si tratta più ovviamente di intervento localizzato. Particolare cura va inoltre fatta per ancorare le nuove armature ed per solidarizzarle con l'elemento esistente.

Il getto di collegamento poi può essere effettuato con malta o calcestruzzo ordinari, facendo cura inoltre a mantenere l'aderenza tra vecchio e nuovo calcestruzzo.

Questo tipo di intervento inoltre può interessare anche i nodi trave-pilastro.

In questo caso particolare lo scopo principale è quello di assicurare il miglioramento dell'ancoraggio delle armature, in questo modo si ottiene una continuità meccanica sufficiente a trasmettere gli sforzi massimi sopportabili dalle sezioni di estremità interessate. Intervenendo sui nodi, inoltre si ottiene un effetto di contenimento sul conglomerato e sulle armature per quanto riguarda l'espulsione trasversale.

In questo tipo di interventi bisogna fare inoltre particolarmente attenzione in quanto si sta trattando una zona molto delicata. Se ci si rende conto che il nodo è talmente danneggiato da rendere tecnicamente difficile la sua riparazione, si deve procedere attribuendo agli altri elementi portanti dell'ossatura la funzione statica che avevano gli elementi convergenti nel nodo in esame.

Come già anticipato, un aspetto fondamentale per interventi di ripristino o rinforzo dell'armatura è l'ancoraggio e la saldatura delle barre.

Nel caso di ancoraggio non sufficiente o mal disposto delle barre dei pilastri si interviene con armature saldate, che passano entro fori praticati attraverso i nodi, i quali poi vengono ricoperti da malta cementizia e /o con iniezioni di resina. Si possono inoltre saldare anche nuove barre sempre a cavallo delle sezioni danneggiate, e questo ovviamente deve avvenire con un prolungamento adeguato per l'ancoraggio.

Quando poi è necessario ripristinare l'efficienza delle barre ingobbate, si può procedere in diversi modi. Per esempio, si possono applicare per saldatura spezzoni di barra o angolari a

cavallo del tratto danneggiato, oppure si possono inserire direttamente armature trasversali in modo da ridurre la lunghezza libera di inflessione.

Inoltre, negli elementi di rinforzo che sono sottoposti a forze di taglio e nei nodi dei telai, si possono applicare delle staffe o collari perpendicolarmente alla lesione. Ovviamente tutte le armature vanno poi protette efficacemente.

In ogni caso poi, alle barre e alle loro giunzioni che vengono ancorate tramite saldatura, si deve accostare un buon confinamento, da realizzarsi tramite una fitta armatura trasversale, la quale deve avvolgere per intero la zona trattata.

Quando si procede con la saldatura, è raccomandabile evitare di saldare insieme le barre che sono sollecitate in modo considerevole.

In **Figura 7.2** sono riportati dei casi alternativi di rinforzo e riparazione di barre di pilastri che sono stati fatti da uno studio di carattere sperimentale. In questi casi l'intervento consiste in:

- a) Raddrizzamento dell'armatura longitudinale che è svergolata;
- b) Sostituzione dell'armatura longitudinale svergolata con una nuova barra;
- c) Combinazione dei procedimenti precedenti¹.

¹ Salvatore Lombardo, *“Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato”*. Dario Flaccovio Editore, 2012. Pagine 739-741.

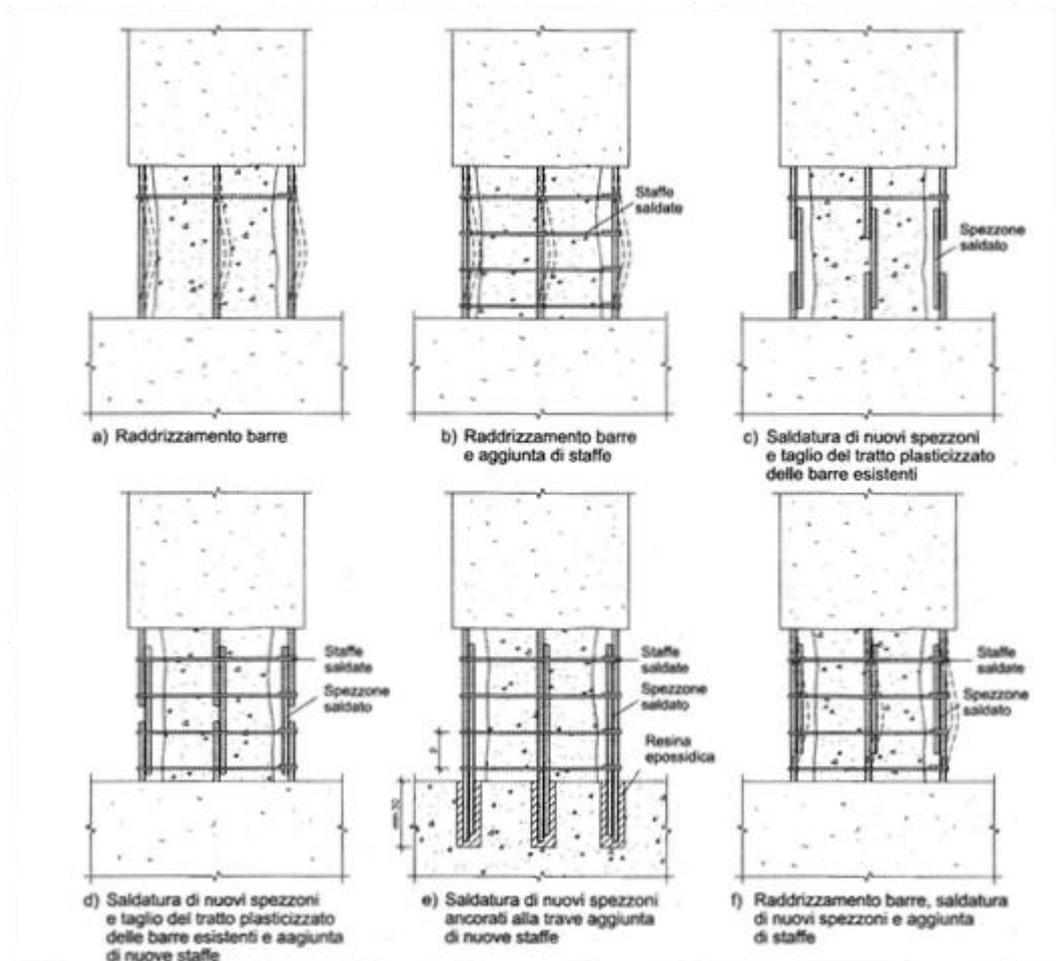


Figura 7.2 - Studio sperimentale di esempi alternativi di riparazione e di rinforzo delle armature dei pilastri¹.

¹ Salvatore Lombardo, “Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato”. Dario Flaccovio Editore, 2012. Pagina 740.

7.2 Il rinforzo strutturale con FRC.

Uno dei materiali sicuramente idonei per la realizzazione degli interventi strutturali sul Paraboloido è il calcestruzzo fibro-rinforzato. Appare utile quindi riportare una descrizione di questa tipologia di materiale innovativo, in modo quindi da capire in che modo esso contribuisce ad aumentare la resistenza degli elementi strutturali in cui viene impiegato.

Il calcestruzzo fibrorinforzato (FRC: Fiber Reinforced concrete) è un materiale che è costituito, come d'altronde ogni tipologia di calcestruzzo, da sabbia, acqua, cemento ed aggregati. Ad essi poi vengono aggiunti degli elementi di rinforzo sotto forma di fibre. Queste fibre hanno come funzione principale quella di dare al materiale una maggiore resistenza alla fessurazione e quindi comportano migliori proprietà meccaniche in termini di tenacità e durabilità. Com'è ovvio, l'efficacia del rinforzo dipende dal volume di fibre introdotte e anche da come esse sono distribuite all'interno della matrice.

Attualmente il calcestruzzo fibro-rinforzato è sempre più diffuso e sta suscitando grande interesse in molte applicazioni strutturali. Esso infatti, come già anticipato, riduce i fenomeni di fessurazione, migliora quindi la durabilità e soprattutto permette di integrare o addirittura di sostituire l'armatura convenzionale

Con l'aggiunta delle fibre alla matrice cementizia il materiale che si ottiene è un composito che riesce a resistere anche a trazione, a causa proprio della presenza dell'agente rinforzante. Alcuni tipi di fibra consentono inoltre di aumentare sensibilmente la tenacità (cioè la resistenza all'avanzare del processo fessurativo) del calcestruzzo e sono definite fibre "strutturali"; altre tipologie di fibra invece sono particolarmente efficaci nel limitare la fessurazione da ritiro e quest'ultime vengono definite "non strutturali".

Le fibre strutturali sono utilissime in quanto riescono a "cucire" i lembi tra due fessure aumentando in questo modo le prestazioni del materiale (**Figura 7.3**).

Affinché queste fibre si comportino bene, esse devono essere ben ancorate alla matrice di calcestruzzo e per questo la loro geometria è particolare.



Figura 7.3 - Elemento costituito da calcestruzzo fibrorinforzato in cui sono presenti fibre che attraversano i lembi della fessura.

L'uso di questo materiale è molto spesso anche molto conveniente da punto di vista economico, se confrontato con l'armatura ordinaria. In questo modo infatti si eliminano i tempi di posa e si ha anche la garanzia di avere un supporto nelle zone in cui, per esempio, la rete elettrosaldata non rimane in posizione corretta durante il getto (questo è il caso del Paraboloido di Casale: l'armatura negli elementi strutturali di copertura in parte sottile ha una geometria curva ed è difficile da posizionare e tenere ferma).

Per tutti questi motivi i calcestruzzi fibro-rinforzati sono particolarmente indicati per integrare o addirittura sostituire l'armatura diffusa (come le staffe o l'armatura di parete) in quanto l'armatura convenzionale si presta meglio a funzionare come armatura concentrata (per esempio l'armatura flessionale nelle travi).

Attualmente l'interesse per questi materiali compositi è sempre più grande e questo si sta traducendo quindi in miglioramenti importanti delle caratteristiche sia fisico-meccaniche che chimiche dell'impasto¹.

L'uso delle fibre è condizionato da molti fattori, tra i quali intervengono:

- Il materiale di base;
- L'interfaccia tra la matrice e le fibre.
- Il peso ed il volume;
- La geometria trasversale e longitudinale delle fibre;
- L'Orientamento finale nell'impasto;

¹ Galbiati A., Granzini L., Macchia C., (1996) "I calcestruzzi fibrorinforzati - produzione e applicazione".

Uno dei tanti effetti benefici dati dalle fibre consiste nel migliorare la duttilità dell'elemento strutturale dopo che si innesca il fenomeno della fessurazione. In questo modo quindi il materiale contribuisce a contrastare la fessurazione ed evita che esse si propaghino. Le fessure infatti nascono, come si sa, quando le tensioni di trazione, causate da fenomeni come il ritiro o comunque dai carichi esterni, arrivano a superare la resistenza del materiale.

Quando la dose di fibre è molto elevata (in genere quando il volume di fibre è superiore al 2%), il comportamento del calcestruzzo migliora sensibilmente anche a flessione, trazione e taglio.

In particolare:

- A trazione:

in questo caso l'incremento di resistenza è dovuto a due contributi: l'effetto pull-out, e la capacità di riuscire ad impedire l'apertura e la diffusione di micro fessure nella matrice. Prima che si raggiunga la massima tensione infatti, inizia il processo di propagazione delle microfessure nella matrice, le quali portano ad un sistema continuo di fessure disposte lungo la sezione critica a cui corrisponde la massima tensione.

Inoltre, interagendo con le fibre, le micro fessure assorbono energia.

- A flessione:

la presenza delle fibre non aumenta di molto la resistenza a flessione del calcestruzzo. In pratica infatti il comportamento del sistema con le fibre o senza fino a fessurazione è governato dalla matrice cementizia. Quello che cambia sensibilmente è invece il comportamento post fessurativo. A questo si aggiunge il cambiamento della tenacità, cioè dell'energia di frattura (indica il lavoro che è necessario per deformare il materiale fino ad arrivare al collasso dell'elemento)

- A taglio:

Le fibre contribuiscono inoltre anche ad aumentare la resistenza a taglio di una trave armata a flessione semplice. In particolare infatti le travi con un rapporto a/d basso vanno in crisi per taglio, mentre se sono presenti fibre corte il comportamento tende a cambiare e si passa da crisi per taglio a crisi per flessione. Di conseguenza se tutti gli altri fattori rimangono costanti, aumentando il contenuto di fibre nella matrice, aumenta anche la resistenza a taglio. Questo incremento risulta tra il 40% ed il 110 %¹.

¹ Mansur M.A. and Paramasivam P., "Fiber Reinforced Concrete Beams in Torsion, Bending and Shear", ACI Materials Journal, Vol. 82 (1), pp. 33-39, January-February 1985.

Utilizzando calcestruzzi fibro-rinforzati si può ottenere un controllo migliore per quanto riguarda il fenomeno del cracking, inducendo anche un miglioramento della resistenza a fatica.

7.2.1 L'utilizzo di FRC per gli interventi sul Paraboloido

I calcestruzzi fibro-rinforzati si mostrano particolarmente adatti ad essere adoperati sul Paraboloido perché una delle loro maggiori applicazioni è legata alla possibilità di poter sostituire parte dei metodi di rinforzo convenzionali, in modo da ottenere un vantaggio sia nei processi produttivi che per quanto riguarda la manodopera.

Rimuovendo i rinforzi tradizionali, infatti, si riesce ad ottenere delle nuove geometrie con piccoli spessori e forme curve che, utilizzando i tradizionali metodi di rinforzo, sarebbero difficili da ottenere.

Nella Circolare Ministeriale n. 617/2009 è evidenziato che l'uso di FRP nel rinforzo sismico di elementi strutturali in cemento armato è finalizzato ai seguenti obiettivi:

- *“aumento della resistenza a taglio di pilastri e pareti mediante applicazione di fasce con le fibre disposte secondo la direzione delle staffe;*
- *aumento della resistenza nelle parti terminali di travi e pilastri mediante applicazione di fasce con le fibre disposte secondo la direzione delle barre longitudinali ed opportunamente ancorate;*
- *aumento della duttilità nelle parti terminali di travi e pilastri mediante fasciatura con fibre continue disposte lungo il perimetro; miglioramento dell'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione, sempre mediante fasciatura con fibre continue disposte lungo il perimetro;*

Ai fini delle verifiche di sicurezza degli elementi rafforzati con FRP si possono adottare le Istruzioni CNR-DT 200/04.¹”

¹ Circolare Ministeriale n. 617/2009, paragrafo C8A.7.3 *“Placcatura e fasciatura in materiali compositi”*

Di seguito si riportano due immagini in cui sono evidenti le tipologie di rinforzo trasversali in FRP per travi in cemento armato e le tipologie di rinforzo longitudinale (**Figura 7.4 e Figura 7.5**).

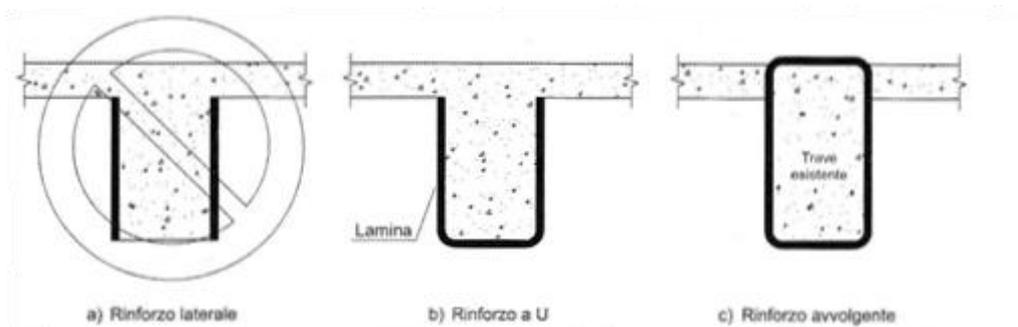


Figura 7.4 - Tipologie di rinforzo trasversale in FRP per travi in c.a.¹.

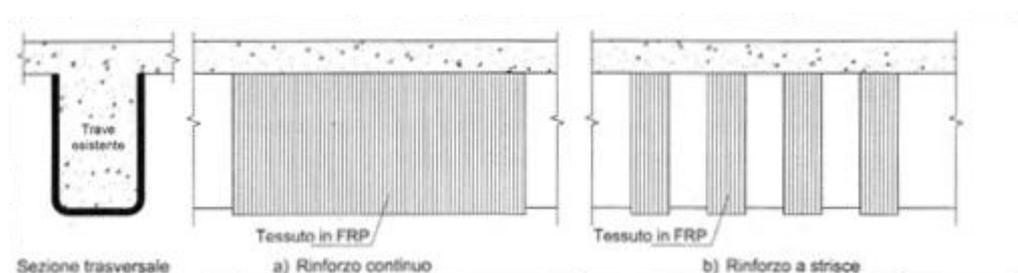


Figura 7.5 - Tipologie di rinforzo longitudinale in FRP per travi in c.a.¹.

All'interno delle “Linee guida per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo di interventi di rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP, approvate il 24 Luglio del 2009 dall'Assemblea generale Consiglio superiore LL.PP., viene evidenziato che i materiali rinforzati a fibra polimerica (FRP) a fibre continue, sono materiali che sono costituiti da una matrice polimerica in cui sono immerse fibre di rinforzo.

In generale sono presenti diverse tipologie geometriche di questo tipo di materiale, in particolare vi sono lamine pultruse, che vengono utilizzate per rinforzare elementi dotati di superfici irregolari, e i tessuti (uniassiali e multiassiali) che si adattano ad applicazioni su elementi strutturali con le forme geometriche non convenzionali e più complesse.

Tutti questi tessuti vengono applicati sull'elemento da rinforzare utilizzando resine che svolgono la funzione sia di elemento impregnante, che di adesivo al substrato interessato.

¹ “Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato”, Salvatore Lombardo. Dario Flaccovio Editore, 2012. Pagina 691.

Nella normativa vigente inoltre è prevista la possibilità di utilizzare, per gli interventi delle strutture esistenti, anche dei materiali non tradizionali, purché comunque si rispettino le normative e i documenti di comprovata validità, tra i quali vengono citate esplicitamente le Istruzioni e i Documenti tecnici del Consiglio nazionale delle ricerche; tra questi è incluso anche il documento CNR-DT 200/2004.

Come è stato già introdotto nel paragrafo precedente, nei composti fibro-rinforzati le fibre sono importantissime in quanto svolgono il ruolo fondamentale di elementi portanti sia in termini di resistenza che di rigidità, mentre la matrice protegge le fibre ed allo stesso tempo funziona anche da elemento di trasferimento degli sforzi tra le fibre ed eventualmente tra esse e l'elemento strutturale in cui è stato applicato il materiale. E' evidente quindi che è fondamentale scegliere con cura il materiale da impiegare nell'intervento e per far ciò bisogna capire quale è il migliore per il caso in esame.

A questo scopo è necessario fare una ricerca dei materiali disponibili, distinguendo per prima cosa le matrici, che sono utilizzate nell'impregnazione dei tessuti, e gli adesivi, che vengono utilizzati invece per l'applicazione dei laminati pultrusi alle superfici da rinforzare.

In genere le matrici più utilizzate sono quelle polimeriche a base di resine termoindurenti. Questo tipo di resine sono disponibili in forma parzialmente polimerizzata e si presentano liquide o pastose a temperatura ambiente. Esse, quando vengono miscelate con un reagente opportuno, polimerizzano, diventando un materiale solido vetroso. Le resine termoindurenti invece, tra di esse le più diffuse sono le epossidiche, ma vengono anche impiegate le resine poliestere o vinilestere.

Per quanto riguarda le fibre invece, quelle più utilizzate per la produzione di compositi per il rinforzo strutturale sono quelle di vetro, di carbonio e le aramidiche. I tessuti, che vengono usati nel campo del rinforzo strutturale, vengono distribuiti in rotoli allo stato secco, i quali si usano per l'impregnazione in cantiere con le resine apposite. Si classificano inoltre in unidirezionali (quando le fibre sono tutte orientate lungo la stessa lunghezza e sono tenute insieme da una trama non strutturale), biassiali (quando si tratta di una trama ortogonale che di solito è costituita dalla stessa percentuale di fibre nelle due direzioni) e multiassiali (quando cioè le fibre sono orientate in diverse direzioni).

Un compito importante, è quello che viene svolto dagli adesivi. Essi sono usati come collegamento per trasferire le forze tra l'elemento da rinforzare ed il composito. Il loro comportamento è influenzato anche dalla loro applicazione, che avviene con una

preparazione adeguata del substrato e può essere alterata dalle condizioni ambientali come umidità o il gelo.

Esistono due categorie principali in cui possono essere classificati i sistemi FRP che vengono utilizzati per il rinforzo esterno delle strutture. Essi sono riassunti nella tabella seguente.

Sistemi preformati	Sistemi impregnati in situ
<p>Essi sono sistemi di forma diversa e sono preparati in stabilimento con procedimenti di pultrusione o di laminazione. Questa tipologia di compositi è utilizzata per il rinforzo esterno, quando vengono incollati all'elemento strutturale da rinforzare. Oltre a quest'impiego, essi possono anche essere utilizzati come elementi interni di rinforzo in modo da sostituire totalmente o in parte le armature in acciaio tradizionali.</p> <p>In ognuno di questi due casi comunque, i sistemi preformati sono caratterizzati da una disposizione delle fibre unidirezionale, e le fibre sono presenti in frazioni volumetriche che vanno dal 50% al 70%.</p>	<p>I sistemi impregnati in situ invece sono formati da fogli di fibre unidirezionali o multidirezionali. Sono costituiti anche da tessuti impregnati con una resina, che funziona anche da adesivo con il substrato interessato (come calcestruzzo o muratura).</p> <p>In questo tipo di compositi non si può stimare a priori in modo accurato, lo spessore finale del laminato. Per questo motivo infatti è consigliabile fare riferimento alle proprietà meccaniche ed all'area resistente del tessuto secco, basandosi sui dati che vengono forniti dalle schede tecniche dei produttori.</p>

Tabella 7.4 – Informazioni su sistemi preformati e sistemi impregnati in situ¹.

Le Norme tecniche per le costruzioni prescrivono inoltre che i materiali compositi, che si usano per le applicazioni di rinforzo strutturale, devono essere:

- *“identificati univocamente a cura del produttore, secondo le procedure applicabili;*
- *qualificati sotto la responsabilità del produttore, secondo le procedure applicabili;*
- *accettati dal Direttore dei lavori mediante acquisizione e verifica della documentazione di qualificazione, nonché mediante eventuali prove sperimentali di accettazione.²”*

¹ “Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato”, Salvatore Lombardo. Dario Flaccovio Editore, 2012. Pagine 690-692

² Norme Tecniche per le costruzioni 2008, Paragrafo 11.1

7.3 Spunti progettuali

Come già anticipato nel Capitolo 2 di questa tesi, quasi tutti i Paraboloidi esistenti in Italia oggi purtroppo versano in uno stato di abbandono e di degrado avanzato, e molti di essi sono destinati ad essere demoliti, anche perché appartengono a privati che evidentemente non hanno intenzione di recuperarli e quindi di investire su di essi.

Quando ci si propone di studiare delle ipotesi di riuso di una di queste strutture inoltre, intervengono numerosi problemi. Oltre al fatto che, come appena anticipato, quasi tutti i Paraboloidi oggi sono molto degradati, e quindi necessitano di investimenti e di somme di denaro ingenti le quali non sempre sono disponibili, vi sono problemi che sono dovuti soprattutto all'organizzazione degli spazi interni. I Paraboloidi, infatti, hanno sempre una forma molto allungata e di conseguenza si deve capire come organizzare i volumi senza stravolgere la costruzione. E' fortemente consigliato quindi, recuperare la struttura senza compromettere troppo l'impatto visivo, sia interno che esterno, in modo da conservare forma e volumi originari.

In Italia, esistono dei casi di recupero di questo tipo di strutture. In questi progetti si è riusciti a restituire funzione e dignità alle strutture che erano abbandonate, riuscendo ad intervenire in modo da non intaccare troppo la struttura e le forme originarie.

Gli interventi di recupero strutturale su queste strutture sfruttano praticamente tutti l'utilizzo FRC, inoltre sono presenti ovviamente molti interventi di carattere locale, modifiche sulla struttura mediante l'introduzione di nuovi elementi strutturali e molti altri interventi di altra natura.

Questi casi di recupero italiani sono senza dubbio utilissimi per capire come intervenire strutturalmente sul Paraboloide di Casale.

Di seguito si riportano quindi dei cenni su due di questi progetti di recupero che sono stati portati a termine in Italia. In particolare sono stati riassunti i lavori di riqualificazione dell'ex stabilimento di Perfosfati e quello del primo Paraboloide dell'Ex Montecatini ad Assisi.

Essi possono essere ritenuti degli ottimi spunti progettuali per il riuso del Paraboloide di Casale Monferrato, in particolare è molto interessante il progetto del primo Paraboloide dell'Ex Montecatini ad Assisi in quanto in questo caso sono state adoperate le stesse

tecniche di intervento basate sull'utilizzo di calcestruzzi fibro-rinforzati che usano le fibre di Carbonio (Carbon Fiber Reinforced Polymers – CFRP) e Malte Fibrorinforzate (Fiber Reinforced Mortars – FRM), utilizzate allo scopo di ripristinare e rinforzare le volte sottili in cemento armato del Paraboloide.

- **Ex Perfosfati, Cerea**

“L'ex Perfosfati, da tutti ritenuta un complesso di archeologia industriale di notevole bellezza e dotato di spazi e servizi preposti a dare visibilità e risposte alle imprese e ai cittadini, valorizza e stimola il tessuto economico ed il potenziale culturale del territorio attraverso l'organizzazione e la promozione, in collaborazione di altri enti o istituzioni rilevanti, di manifestazioni, fiere congressi, mostre ed eventi che rappresentano un'occasione unica di sviluppo per la città”.

I Paraboloidi dell'Ex Perfosfati di Cerea sono stati recuperati nei primi anni del Duemila, ricavando da una vecchia fabbrica un polo fieristico molto importante per la zona, che non si compone solo dei due Paraboloide, ma anche da altri edifici a scopo espositivo.

Il progetto è partito nel 1995 quando l'area è stata acquistata dall'Amministrazione Comunale del tempo e subito dopo ha dato avvio al progetto di recupero, che per prima cosa si proponeva di ristrutturare il Paraboloide più antico, il quale era vincolato dal Ministero dei Beni Culturali ed Ambientali perché viene considerato sito di archeologia industriale. Dopo il progetto del Paraboloide più antico si è passati a quello grande, per poi coinvolgere un'area di circa 2000 mq, includendo ex laboratori ed aree esterne da adibire a parcheggio.

Lo scopo principale, che è stato ottenuto dai progettisti, era quello di creare un polo per tutta la comunità, riuscendo nel contempo a valorizzare questa struttura, affiancandone anche una gestione capace e professionale.



Figura 7.6 - *Costruzione del Piccolo Paraboloido di Cerea.*



Figura 7.7 - *Costruzione del Grande Paraboloido di Cerea.*



Figura 7.8 - *Vista interna del Paraboloido Piccolo di Cerea dopo il recupero¹.*

¹ Modica Marcello, Santarella Francesca, *“Paraboloidi in Italia. Un patrimonio dimenticato dell'architettura moderna”* – EDIFIR 2014. Pagina 258.



Figura 7.9 - Vista dell'esterno del Paraboloido Piccolo di Cerea dopo il recupero¹.

- **Ex Montecatini, Assisi**

Il recupero del Primo Paraboloido dell'Ex Montecatini ad Assisi è particolarmente interessante perché rappresenta un forte spunto progettuale per il progetto di Casale Monferrato.

Il progetto nasce alla fine degli Anni Novanta, allo scopo di creare in città un teatro capiente e ben organizzato per ospitare degli spettacoli dedicati a San Francesco D'Assisi.

Anche in questo caso, al problema di conservazione si aggiungeva inoltre l'adeguamento delle resistenze strutturali che sono prescritte dalle normative quando ci si occupa del cambio di destinazione d'uso di una struttura.

In questo caso il recupero è stato possibile grazie all'impiego di nuovi materiali, come le fibre di Carbonio (Carbon Fiber Reinforced Polymers – CFRP) e Male Fibrorinforzate (Fiber Reinforced Mortars – FRM) allo scopo di ripristinare e rinforzare le volte sottili in cemento armato.

Anche in questo caso inoltre, esattamente come è stato scelto di operare per il Paraboloido di Casale, la fase conoscitiva della struttura è stata incentrata ad una

¹ <https://areaexp.it/area-exp/>

profonda fase di indagine strutturale con prove sperimentali in sito ed in laboratorio, che sono state condotte da ditte specializzate. Da queste prove è stato riscontrato che:

- *“le armature per resistenza-deformabilità possono essere assimilate ad acciai di tipo FeB32K;*
- *I calcestruzzi presentano varie resistenze R_{ck} che sono state assunte variabili da 15 a 30 N/mm² a seconda degli elementi considerati;*
- *I conglomerati non presentano attacco solfatico mentre la carbonatazione interessa spessori variabili da 0 a 4,5 cm;*
- *Le volte sottili in cemento armato delle coperture presentano: una debole armatura monostrato, conglomerati in cui si riscontra localmente un grave decadimento delle caratteristiche meccaniche (disgregazione soprattutto causata da agenti atmosferici gelo-disgelo e dilavamento), corrosione delle armature per insufficiente copriferro e seffurazioni dovute ad un eccesso di sollecitazioni. Queste situazioni sono aggravate anche dal progressivo danneggiamento dell'originale strato bituminoso di protezione superiore;*
- *La mappatura dei dissesti ha contribuito ad evidenziare ampie zone di solette con crolli parziali e deformazioni macroscopiche che lasciavano prevedere crolli incipienti; sulle strutture astiformi sono state riscontrate estese zone degradate con espulsione dei copriferri e corrosione delle armature.¹”*

I progettisti hanno utilizzato tre modellazioni di calcolo agli elementi finiti, uno per ogni corpo indipendente. Il fabbricato è stato modellato in elementi monodimensionali astiformi isolati e nervature, sono state utilizzate poi solette a guscio per le solette curve, esattamente come è stato fatto per il Paraboloide di Casale. Il guscio della struttura è stato poi modellato tenendo conto dell'incremento di rigidezza, che viene indotto dall'applicazione delle malte fibro-rinforzate nell'estradosso della struttura.

Altri interventi fondamentali sono stati quelli di irrobustire i pilastri alla base degli arconi e innalzarne la quota di incastro in senso trasversale, mentre nel senso longitudinale sono stati irrigiditi i pilastri con l'inserimento di puntoni di acciaio

¹ Relazione tecnica dell'Ex Montecatini, Assisi. Progettisti: Ingegnere Roberto Radicchia e Professor Ingegnere Marco Mezzi.

inclinati. Dai modelli sono state poi individuate le zone in trazione, dove è stato possibile calibrare il quantitativo ed il posizionamento delle CFRP in modo da assorbire tali sforzi. Per le volte poi si è notato che, esattamente come il Paraboloide di Casale, il comportamento è di tipo membranale.

Le analisi numeriche della struttura insieme alle indagini effettuate hanno portato quindi alla definizione dei diversi tipi di intervento che si possono adottare. In particolare si distinguono interventi su: elementi strutturali crollati e quindi da ricostruire, elementi strutturali che sono stati demoliti e poi ricostruiti in quanto non erano ritenuti recuperabili, zone della struttura da rinforzare e altre da risanare, e per ultimo elementi strutturali nuovi da aggiungere.

Le linee di intervento adottate per aumentare le resistenze complessive della struttura poi sono le seguenti:

- *“rinforzo delle strutture esistenti mantenendo la loro forma estetica originaria mediante rivestimenti e placcaggi;*
- *Demolizione e ricostruzione di elementi strutturali di maggiore resistenza con impiego di materiali più performanti;*
- *Inserimento di nuovi elementi strutturali indispensabili, facilmente distinguibili rispetto all'impianto originario¹”*

Uno dei problemi che si è presentato durante la realizzazione degli interventi su questa struttura, che è presente allo stesso modo anche nel paraboloide di Casale, è che il Paraboloide ha un grado di iperstaticità elevato e questo porta a ripercussioni sugli stati di sollecitazioni interni durante l'intervent. Degli accorgimenti sono stati presi con l'esecuzione di puntellature passive o attive, imposizione di stati coattivi preliminari o con la costruzione di strutture “a perdere”. In altri casi poi si è operato con la filosofia del minimizzare gli incrementi di carico sugli elementi strutturali esistenti prima che essi siano consolidati.

Di seguito si riportano alcune immagini della struttura prima, durante e dopo i lavori di riqualificazione.

¹ Relazione tecnica dell'Ex Montecatini, Assisi. Progettisti: Ingegnere Roberto Radicchia e Professor Ingegnere Marco Mezzi.

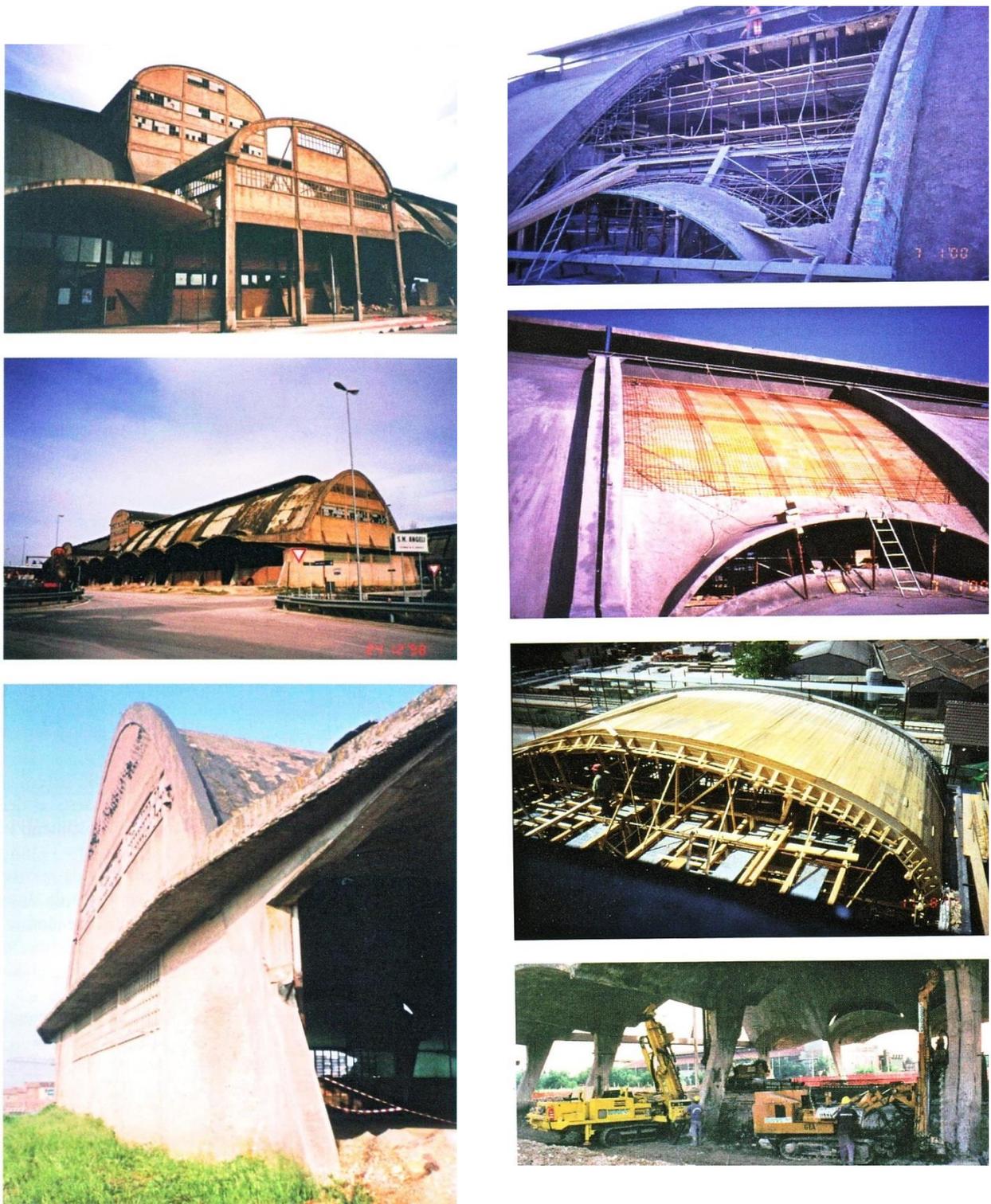


Figura 7.10 - Immagini del primo paraboloide dell'Ex Montecatini ad Assisi prima (a sinistra) e durante (a destra) il recupero¹.

¹ Modica Marcello, Santarella Francesca, *“Paraboloidi in Italia. Un patrimonio dimenticato dell'architettura moderna”* – EDIFIR 2014. Pagine 270 e 271.



Figura 7.11 - Immagini dell'esterno del primo paraboloide dell'Ex Montecatini ad Assisi dopo il recupero¹.

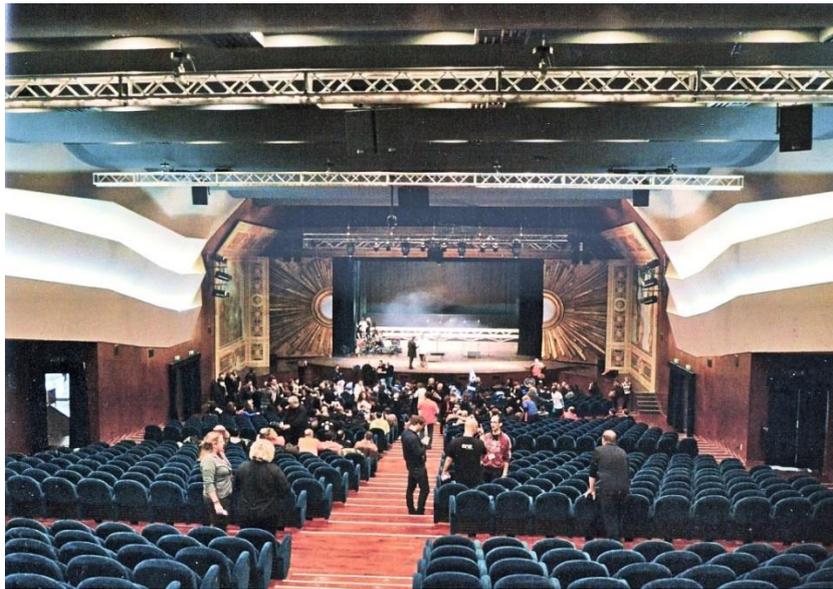


Figura 7.12 - Immagini dell'interno del primo paraboloide dell'Ex Montecatini ad Assisi dopo il recupero².

¹ Modica Marcello, Santarella Francesca, *“Paraboloidi in Italia. Un patrimonio dimenticato dell'architettura moderna”* – EDIFIR 2014 - Pagina 274

² Modica Marcello, Santarella Francesca, *“Paraboloidi in Italia. Un patrimonio dimenticato dell'architettura moderna”* – EDIFIR 2014 - Pagina 275

8. Conclusioni

Lo sviluppo di questa tesi è risultato un lavoro particolarmente lungo e complesso, in quanto la struttura analizzata è, come si può notare, molto singolare e di conseguenza ha necessitato sia di uno studio preliminare molto approfondito che di una attenzione particolare nella fase di modellazione.

La prima fase che è stata affrontata, sicuramente molto importante, è stata proprio quella relativa alla conoscenza della struttura. Data l'età del Paraboloide infatti, è risultato molto difficoltoso trovare informazioni e tavole tecniche relative a specifici elementi strutturali perché, come si può immaginare, la gran parte di essi è stata persa durante il corso degli anni.

A questo problema se n'è aggiunto poi un secondo. Purtroppo infatti non è stato possibile portare a termine l'intero studio della struttura, in quanto non è stato possibile rilevare la parte interrata, che ha dimensioni veramente notevoli, a causa del ritrovamento di materiale tossico al suo interno. Sempre per questo motivo poi, non è stato possibile neanche portare avanti il processo di diagnosi degli elementi strutturali del Paraboloide.

Nonostante questi problemi però, si è riusciti a portare a termine la verifica ipotizzando, per adesso, un valore di resistenza del calcestruzzo grazie allo studio dei professori del Politecnico di Torino A. Fantilli, B. Chiaia e da B. Frigo ¹ (Capitolo 4). In questo modo si è ricavato un primo valore di resistenza a compressione degli elementi della struttura che è stato poi inserito nel modello *f.e.m.* creato. Questo valore di resistenza ipotizzato andrebbe successivamente controllato, e, nel caso si rivelasse errato, corretto alla luce dei risultati delle prove distruttive e non distruttive sulla struttura.

Per tutti questi motivi, la verifica sviluppata in questa tesi, è solo un punto di partenza per la riqualificazione ed il progetto vero e proprio degli interventi strutturali necessari per dare nuova vita al Paraboloide di Casale Monferrato.

In futuro infatti, sarà sicuramente necessario procedere ad un rilievo accurato delle tramogge, dei cunicoli sotterranei e delle fondazioni della struttura in modo da completare il

¹ “A simplified approach for the evaluation of old concrete strength”, Prof. Alessandro P. Fantilli, Barbara Frigo, Bernardino Chiaia – Politecnico di Torino

rilevamento di tutti gli elementi strutturali e di capire quale livello di degrado essi abbiano raggiunto.

Quando quindi l'intera struttura sarà rilevata, e quando saranno portate a termine le prove distruttive e non distruttive descritte e progettate nel Capitolo 3 di questa tesi in modo da determinare le proprietà meccaniche e fisiche dei materiali, sarà finalmente possibile modificare i modelli costruiti nel corso di questo studio ed avere quindi un quadro definitivo per quanto riguarda la verifica della struttura.

In realtà comunque, questo lavoro rappresenta sicuramente un passo importante per raggiungere questi risultati.

Dai modelli del Paraboloide costruiti in *All in One*, è emerso infatti, come ci si aspettava, che pochissimi elementi della struttura sono verificati. In realtà, è proprio il metodo di verifica a non essere ammesso, e di conseguenza sicuramente il Paraboloide necessiterà di importanti interventi di carattere locale e globale praticamente in tutte le parti della struttura.

Nella realtà comunque la struttura sta in piedi perché esistono contributi alla resistenza che i modelli di calcolo (non il modello *f.e.m.* ma il modello dato da normativa, cioè le leggi costitutive dei materiali) non tengono conto. Inoltre, ovviamente la realtà non applica i coefficienti di sicurezza che invece applica la normativa.

In realtà tutti questi contributi non sono comunque contemplabili ma dovendo applicare dei modelli teorici a casi pratici è necessario per forza fare delle semplificazioni che sono inevitabili. Sicuramente infatti, con la normativa attuale non si potrebbe proprio pensare di costruire una struttura con spessori del genere, in quanto in alcuni elementi strutturali non ci sarebbe neanche lo spazio fisico dove inserire le barre, le quali necessitano di un copriferro minimo che si calcola con le apposite tabelle presenti nella Normativa.

Nel complesso questo lavoro di tesi si è rivelato molto interessante sotto molteplici aspetti. Lo studio di una struttura così antica e singolare è stato infatti particolarmente stimolante. L'aspetto più importante però, è senza dubbio l'essere riusciti a contribuire al recupero di una delle strutture più particolari ed antiche in cemento armato in Italia. La situazione attuale del Paraboloide di Casale infatti, insieme a molti altri paraboloidi nel resto dell'Italia, è molto sconcertante ed esso sicuramente merita un destino migliore di quello a cui sembra essere destinato. Esso potrebbe essere senza dubbio un centro ricettivo importante per tutto

il contesto territoriale in cui si trova, contribuendo ad aumentarne il valore ospitando congressi o anche eventi culturali e fieristici che potrebbero portare benefici all'intera comunità.

Bibliografia

- Marcello Modica, Francesca Santarella, *"Paraboloidi. Un patrimonio dimenticato dell'architettura moderna"*. IDIFIR, 2014.
- Sullivan Louis, *"The Tall Office Building Artistically Considered"*. Lippincott's Magazine, March 1896.
- R. Ceravolo, G. V. Demarie, *"Analisi sismica per livelli di conoscenza del patrimonio architettonico"*. CLUT editore.
- Norme tecniche per le costruzioni 2008 .
- Pietro Pedferri, *"La corrosione delle armature nel calcestruzzo"*, Politecnico di Milano.
- *"A simplified approach for the evaluation of old concrete strength"*, Prof. Alessandro P. Fantilli, Barbara Frigo, Bernardino Chiaia. Politecnico di Torino.
- *"Marne, cave, cementifici nel Monferrato casalese"*. Atti e Rassegna tecnica della società degli ingegneri e degli architetti in Torino, n. 144, Aprile 2011.
- Alberto Carpinteri, *"Scienza delle Costruzioni II"*. Pitagora Editrice Bologna, 1992.
- Aldo di Ricaldone, *"Annali del Monferrato"*. Torino, 1972.
- Pronzato M, *"Le origini dell'industria delle calce e dei cementi a Casale Monferrato"*. Ed. Studio R. S. pubbl. Casale Monferrato, 1973.
- Ditta Milanese e Azzi, *"Fabbrica calce e cemento"*. Casale Monferrato.
- Alorio A. , *"Cementi Italiani"*. Parte Seconda, Milano, Ulderico Hoepli Editore-libraio della Real Casa, 1893.
- Statuto dell'Associazione *"Il Cemento nell'identità del Monferrato Casalese"*.
- Bruno Rossi, Gianmario Rossino, *"Appunti di storia nell'industria leganti del Monferrato"*. Associazione "Il Cemento", Casale Monferrato, 2010.
- L. Kitsaki, *"Studio del comportamento strutturale del Paraboloide di Casale"*. Tesi di Master internazionale postlaurea presso l'Università di Leuven (Belgio).
- Occhiuzzi A. e Fabbroncino G., *"Crolli e affidabilità delle strutture"*. Atti del convegno Internazionale organizzato da Nicola Augenti e Gaetano Manfredi, Napoli, 15-16 maggio 2003.
- Rodolfo Fisciano, *"Valutazione della vulnerabilità statica di edifici in c.a. esistenti"*. Tesi di Dottorato, Università degli studi di Napoli Federico II, Facoltà di Ingegneria (2007).

- Mario Docci, Diego Maestri, *“Manuale di rilevamento architettonico e urbano”*. Bari, Laterza, 2009.
- Manzano A., *“EDM_Laser Principi”*, Politecnico di Torino.
- Clara Bertolini Cesari, Antonia Spanò, Tanja Marzi, Invernizzi Stefano, *“The thin concrete vault of the Paraboloid of Casale, Italy. Innovate methodologies for the survey, structural assessment and conservation interventions”*. Politecnico di Torino.
- Salvatore Lombardo, *“Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato”*. Dario Flaccovio Editore, 2012.
- Alunno Rossetti V., *“Il calcestruzzo. Materiali e tecnologia”*. McGraw-Hill, Milano 1995.
- *Durable Concrete Structures*. Bulletin d’information n.183, 1992.
- *Concrete Society, Technical Report n.54*.
- Collepari M., Olagot J., *“Il Calcestruzzo vulnerabile, prevenzione, diagnosi del degrado e restauro”*. HOEPLI, 2005.
- *“Linee guida per modalità di indagine sulle strutture e sui terreni per i progetti di riparazione, miglioramento e ricostruzione di edifici inagibili”*. Dipartimento protezione Civile, ReLUIS.
- Malhotra V.M., *“I controlli non distruttivi. Rassegna dei principali metodi”* in *“L’industria Italiana del Cemento”*, n.5/1996.
- Gasparick J., *“Prove non distruttive nell’edilizia”*. Brescia 1992.
- *“Linee guida per modalità di indagine sulle strutture e sui terreni per i progetti di riparazione, miglioramento e ricostruzione di edifici inagibili”*. Dipartimento protezione Civile, ReLUIS.
- Rilem Recommendation NDTI, Paris, dicembre 1972.
- Facioaru I., *“Non destructive techniques for detection and valuation of structural damages in reinforced concrete structures produced by earthquake, fire and freezing”*.
- Carpinteri A., Bocca P. *“Danneggiamento e diagnosi di materiali e strutture”*. Pitagora, Bologna 1991.
- Bocca P., Cianfrone F., *“Le prove non distruttive nelle costruzioni”* in *“L’industria Italiana del Cemento”*, n.6, 1983.
- *“Draft recommendation for in situ concrete strength determination by combined non-destructive methods”*, RILEM TC 43-CND, 1993.

- Campione G., Fossetti M., Mangiavillano M.L e Priolo S. *“Influenza del carotaggio sullo stato tensionale e deformativo di elementi compressi”*.
- Cosenza E., Manfredi G., Monti G., *“Valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in cemento armato”*. Polimetrica 2008.
- Norme UNI EN 13791.
- Coppola L., *“ConcreteTender”*, Bergamo 2008.
- *“Testing of Concrete in Structures”*, Bungey J.H. e Millard S.G., Blackie Academic Professional, Cambridge 1996.
- Burgey J.J., Millard S.G. , *“Testing of Concrete in Structures”* Fourth Edition 1996, Chapman & Hall.
- Gugliotta, *“Alcune nozioni fondamentali sul metodo degli elementi finiti in meccanica dei solidi”*. Università degli studi di Bergamo.
- Circolare Ministeriale n.617/2009.
- De Luca F. Verderame G.M., Manfredi G., *“La verifica sismica degli edifici esistenti in cemento armato: criticità dell’attuale approccio normative italiano”*, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università di Napoli Federico II.
- Manuale d’utilizzo del programma ExSys, della Softing srl.
- Fib bollettino n.24, *“Seismic assessment and retrofit of reinforced concrete buildings”*, 2003.
- *“Linee guida per la valutazione della vulnerabilità e interventi per le costruzioni ad uso produttivo in zona sismica”*, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.
- Galbiati A., Granzini L., Macchia C., (1996) *“I calcestruzzi fibrorinforzati - produzione e applicazione”*.
- Mansur M.A. and Paramasivam P., *“Fiber Reinforced Concrete Beams in Torsion, Bending and Shear”*, ACI Materials Journal, Vol. 82 (1), pp. 33-39, January-february 1985.

Sitografia

- <http://www.softing.it/>
- <http://www.unibg.it/dati/corsi/8421/6558-pedefferri%20corrosione%20nel%20cls%202004.pdf>
- <http://www.ilpost.it/2015/09/01/foto-darchivio-43/breslavia-polonia/>
- <http://vaumm.com/wpcontent/uploads/blogger/jahrhunderthalle.jpg>
- <http://lnx.costruzioni.net/wp-content/uploads/2009/01/ROBERT-MAILLART.pdf>
- <https://chiaracol.wordpress.com/forme-complesse-la-sagrada-familia/>
- <https://www.pinterest.com/pin/236368680413394749>
- <http://www.treccani.it/enciclopedia/paraboloide/>
- http://www.federicoguidi.it/pdf/strutture_aeronautiche/gusci.pdf
- <http://www.piemonte-landofperfection.org/monferrato/>
- [Idearemaps.com](http://www.idearemaps.com)
- <http://www.livegreenblog.com/materials/pier-luigi-nervi-and-the-salt-warehouses-in-tortona-10679/>
- <http://www.livegreenblog.com/materials/pier-luigi-nervi-and-the-salt-warehouses-in-tortona-10679/>
- http://www.accademiavenezia.it/upload/docs/docenti/file/28/2015_AG_Cassani_Prefazione_a_Paraboloidi.pdf
- <http://issuu.com/cippitelli.andrea/docs/tesi>
- www.enco-journal.com
- https://it.wikipedia.org/wiki/Metodo_degli_elementi_finiti
- http://wpage.unina.it/flavia.deluca/pubblicazioni_file/13.pdf
- <https://areaexp.it/area-exp/>