

Politecnico di Torino

Facoltà di Ingegneria
Corso di laurea in Ingegneria Edile

Tesi di Laurea Magistrale

EVOLUZIONE DELLE CARATTERISTICHE DELLE ARMATURE DEL C.A. DAL 1960 AI
GIORNI NOSTRI



Relatori:

Prof. Alessandro P. Fantilli

Prof. Bernardino Chiaia

Candidato:

Ambra Simeone

matricola: 227848

Anno Accademico 2017/2018

“Il sasso.

La persona distratta vi inciampa.

Quella violenta, l’ha usato come proiettile.

L’imprenditore l’ha usato per costruire.

Il contadino stanco invece come sedia.

Per i bambini è un giocattolo.

Davide uccise Golia e

Michelangelo ne fece la più bella scultura.

In ogni caso, la differenza

Non la fa il sasso, ma l’uomo.

Non esiste sasso sul tuo cammino che tu non

Possa sfruttare per la tua propria crescita”.

Alla mia famiglia

INDICE

CAPITOLO 1: INTRODUZIONE.....	6
1.1 Inquadramento generale	6
1.2 Obiettivo e svolgimento della tesi	7
CAPITOLO 2: L'ACCIAIO	8
2.1 L'acciaio nel mondo delle costruzioni.....	8
2.2 Le principali caratteristiche dell'acciaio.....	8
2.3 Il processo di formazione dell'acciaio.....	9
2.3.1 Acciaio ottenuto dal minerale.....	10
2.3.2 Acciaio ottenuto per fusione di rottami.....	12
2.3.3 Il colaggio.....	13
2.3.4 La laminazione.....	14
2.3.5 Ulteriori lavorazioni per prodotti semilavorati.....	15
2.4 L'acciaio da cemento armato.....	16
2.4.1 Tipi di acciaio da cemento armato.....	17
2.4.2 La sagomatura.....	18
2.4.3 L'assemblaggio.....	19
2.4.4 Copriferro e interferro	20
2.4.5 L'aderenza fra acciaio e calcestruzzo.....	22
2.4.6 Caratteristiche meccaniche dell'acciaio da calcestruzzo.....	25
2.4.6.1 La prova di trazione.....	25
2.4.6.2 La prova di piegamento.....	27
2.4.6.3 La prova di aderenza.....	28
2.4.6.4 Le analisi chimiche.....	29
2.4.7 I controlli sulle barre d'armatura.....	29
2.4.8 Il degrado delle barre d'armatura.....	33

2.4.8.1	I meccanismi di degrado del calcestruzzo armato.....	33
2.4.8.2	La corrosione.....	34
2.4.8.2.1	La carbonatazione.....	36
2.4.8.2.2	I cloruri.....	38
2.4.8.3	La prevenzione.....	39
2.4.8.4	Misure di protezione aggiuntive.....	42
CAPITOLO 3: STORIA DEL CALCESTRUZZO ARMATO DAL 1960 AD OGGI		44
3.1	L'evoluzione del cls armato dagli anni '60.....	44
3.1.1	Le barre per c.a. ad elevate prestazioni.....	47
3.1.1.1	Le barre tipo Tempcore.....	47
3.1.1.2	Le barre in acciaio inossidabile austenitico.....	48
3.1.1.3	Le barre zincate.....	49
3.1.1.4	Le barre rivestite di resina epossidica	50
3.1.1.5	Le barre rivestite in PVC.....	51
3.1.2	Le principali innovazioni dei calcestruzzi e delle tecniche di cantiere.....	51
3.2	L'evoluzione del cls armato in Italia dagli anni '60.....	53
3.3	Il panorama delle infrastrutture in calcestruzzo armato	61
CAPITOLO 4: EVOLUZIONE DELLE NORME TECNICHE DAL 1960 AD OGGI		65
4.1	Fine secondo periodo normativo	65
4.1.1	Legge n. 1684 del 25 Novembre 1962 (G.U. n. 326 del 22/12/1962)	65
4.1.2	Legge n. 1086 del 5 Novembre 1971 (G.U. n. 321 del 21/12/1971)	66
4.2	Terzo periodo normativo.....	66
4.2.1	D.M. 30 maggio 1972.....	66
4.2.2	D.M. 30 Maggio 1974.....	67
4.2.3	D.M. 26 Marzo 1980 (G.U. 28 Giugno 1980 n. 176).....	67
4.2.4	UNI 9535:1989.....	68

4.2.5	UNI 9944:1992 e UNI 9747:1990.....	68
4.2.6	UNI 10322:1994.....	69
4.2.7	Decreto Ministeriale 09/01/1996.....	69
4.2.8	UNI 10622:1997.....	69
4.2.9	UNI 10080:1997.....	70
4.2.10	Ordinanza del Consiglio dei Ministri OPCM n. 3274 del 20 Marzo 2003	70
4.2.11	UNI 10080:2005.....	71
4.2.12	D.M. 14 Settembre 2005 (G.U. 23 settembre 2005 n.222).....	71
4.2.13	D.M. del 14 Gennaio 2008 (G.U. n. 29 del 4/02/2008).....	73

CAPITOLO 5: IL DATABASE 75

5.1	L'idea generale	75
5.2	Le curve di crescita dei bambini	75
5.3	La definizione del database	77
5.4	Istogramma delle frequenze	80
5.5	I frattili	80
5.6	La curva di distribuzione gaussiana	81
5.6.1	Calcolo dei frattili	82
5.7	Analisi dei dati.....	83
5.7.1	Analisi generale nel periodo di riferimento.....	83
5.7.2	Analisi per diametri nel periodo di riferimento.....	86
5.7.3	Analisi per tipi di acciaio nel periodo di riferimento.....	143

CAPITOLO 6: APPLICAZIONE AL CASO REALE 156

6.1	Il viadotto di S. Stefano Belbo.....	156
6.2	La normativa di riferimento all'epoca della costruzione.....	156
6.3	Il prelievo dei provini.....	158
6.4	Confronto fra i risultati delle prove a trazione e i dati del Database.....	159

CAPITOLO 7: CONCLUSIONI	170
Bibliografia.....	172
Allegato I: Macro.....	174

CAPITOLO 1. INTRODUZIONE

1.1 Introduzione

Il patrimonio immobiliare italiano costruito in calcestruzzo armato è il più vecchio dell'intero continente europeo; esso affonda le sue origini nel primo decennio del 1900, periodo nel quale vengono anche definite le prime normative a livello nazionale in materia di progettazione e costruzione di opere edili.

Per mezzo dell'innovazione tecnologica sviluppatasi nel corso dell'ultimo secolo, le proprietà e le caratteristiche dei materiali da costruzione hanno portato ad un grande passo avanti nelle prestazioni degli edifici e nella loro ecosostenibilità, sia per quanto riguarda i materiali già in uso negli anni passati, fra cui il calcestruzzo armato e il legno, sia per quelli più innovativi, come per esempio la paglia.

Ed è proprio riguardo il cemento armato che si è potuto osservare come nel tempo siano state migliorate le caratteristiche tecniche e prestazionali, analizzando i certificati delle prove sui materiali svolte dal 1960 in poi e depositati presso l'archivio del Dipartimento di Ingegneria Edile e Strutturale (DISEG) del Politecnico di Torino; in particolare, sono stati osservati i risultati delle prove a trazione dei provini di acciaio da armatura, con particolare attenzione al tipo di acciaio considerato e al diametro del provino preso in esame, e sono stati studiati i tre parametri caratterizzanti questo materiale, ovvero la resistenza a rottura, quella di snervamento e l'allungamento percentuale a rottura.

Il calcestruzzo armato è da sempre il materiale più diffuso nel patrimonio edilizio italiano, sia in ambito residenziale che in quello industriale, e questo lo si può facilmente constatare osservando i tanti nuclei urbani che si sono sviluppati nel nostro paese da nord a sud; la tradizione delle nuove costruzioni realizzate con questo materiale ha origini molto lontane nel passato, diventando quasi una costante fino agli anni '90. Questo fatto ha portato ad avere una grande esperienza in materia di nuove costruzioni e ad un affinamento sempre crescente della tecnica, ma inevitabilmente a comportato anche al giorno d'oggi la necessità di doversi rapportare con edifici datati e che necessitano di interventi sostanziali di recupero dal punto di vista strutturale ed energetico.

Questa importante questione tuttavia, riscontra ancora numerosi dubbi e problemi per la variabilità dei casi che si possono presentare e per la scarsità delle informazioni relative a un edificio esistente che in molti casi non hanno fonti certe oppure fanno riferimento a norme non più in vigore. Per tutti questi motivi, e per la necessità sempre più forte di rendere il patrimonio edilizio italiano sicuro ed efficiente, assume grande importanza la diagnostica degli edifici esistenti al fine di poter comprendere quali siano gli interventi più efficaci da mettere in atto per ciascuna situazione.

Progettare l'intervento su di un edificio esistente, per il recupero e/o conservazione delle strutture, non è qualcosa di predefinito e standardizzabile, e richiede una conoscenza quanto più possibile completa della storia pregressa della struttura in esame; tuttavia, ciò non è sempre possibile, sia perché la documentazione relativa alla struttura può essere scarsa e incompleta, sia perché in passato non erano presenti normative così dettagliate come ai giorni nostri. Questa situazione può portare a delle valutazioni da parte dei tecnici in merito alle possibili prove da compiere sul manufatto, le quali comporteranno un costo sia economico che di tempo, oltre che di invasività per la struttura.

Una fra le possibili soluzioni che possono essere adottate quando le informazioni riguardanti la statica e le caratteristiche strutturali di un edificio sono scarse o incomplete, è quella di immedesimarsi nel progettista dell'epoca, cercando di risalire, attraverso la normativa dell'epoca con la quale è stato progettato l'edificio in esame, alle proprietà statiche e dinamiche della struttura stessa, in particolare quando si deve analizzare l'opera riguardo all'adeguamento sismico nei casi ove previsto dalla legge attuale.

L'enorme numero di edifici che si trovano in queste condizioni pone l'obbligo e la necessità da parte della ricerca di una soluzione pratica che consenta di catalogare le varie strutture e classificarle sulla base delle loro caratteristiche di resistenza, per poi poter affrontare il tema della loro effettiva vulnerabilità sismica, dopodiché sarà possibile definire una scala di priorità di intervento per rendere gli interventi mirati ad ogni singolo edificio.

1.2 Obiettivo e svolgimento della tesi

Il presente lavoro mostra un'analisi statistica delle caratteristiche meccaniche degli acciai di armatura utilizzati in Italia tra il 1960 ed il 2005, basata sui dati dei certificati di prova dell'archivio del laboratorio sperimentale del Politecnico di Torino. I parametri considerati includono le resistenze allo snervamento, a rottura e l'allungamento ultimo percentuale. Inoltre, i dati raccolti consentono di valutare la diffusione di diverse tipologie di armatura (ad esempio se liscia o nervata o la classificazione commerciale) nell'arco temporale oggetto dello studio. I valori medi e le relative misure di dispersione sono valutati a seconda della tipologia considerata e del periodo preso in esame.

La valutazione della vulnerabilità degli edifici esistenti in cemento armato è senza dubbio diventata un tema prioritario della ingegneria sismica risultando oggetto di continui aggiornamenti nell'ambito sia della letteratura tecnica che delle indicazioni normative dell'ultimo decennio; nelle principali normative internazionali, la verifica sismica della singola struttura include un'iniziale fase di conoscenza che influenza in maniera sostanziale il risultato della fase di analisi. Il processo di conoscenza riguarda: la geometria degli elementi strutturali, i dettagli di armatura e le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti. Proprio questo ultimo aspetto può divenire un limite per una adeguata conoscenza della struttura, necessaria per l'utilizzo di metodologie di analisi più accurate, da ricondursi senz'altro alla caratteristica di forte invasività delle metodologie dirette; tale aspetto investe soprattutto le barre in acciaio, in quanto i metodi diretti (più invasivi) non possono trovare una alternativa o quanto meno una complementarietà nelle metodologie indirette come avviene per il calcestruzzo.

Affianco a questa indagine, è stata realizzata una ricerca sulle principali normative in materia di progettazione e realizzazione di opere in c.a. e sono state analizzate le linee guida che la norma prescriveva per le caratteristiche di questo materiale, fra cui i valori minimi di resistenza massima e di snervamento; inoltre è stata ripercorsa la storia evolutiva dell'acciaio utilizzato all'interno del calcestruzzo, delle tecniche con cui venivano realizzati i profini e delle diverse soluzioni progettuali adottate nel corso del tempo per ottimizzarne la funzionalità.

Grazie allo svolgimento di un'analisi di questo tipo, è stato possibile ottenere i valori medi della resistenza dell'acciaio riferiti ad un determinato anno e zona geografica, grazie al quale si può avere un punto di partenza da parte del progettista adibito a studiare le tecniche di intervento più adatte per una determinata struttura esistente e della quale non si hanno sufficienti informazioni a riguardo.

CAPITOLO 2. L'ACCIAIO NELLE COSTRUZIONI

2.1 L'acciaio nel panorama delle costruzioni

L'acciaio è un materiale che da sempre ha rappresentato per l'uomo un grande risorsa per i suoi innumerevoli utilizzi e le sue straordinarie caratteristiche. La storia di questo metallo va di pari passo con la storia dell'uomo e dei traguardi che la scienza, nel corso del tempo, è riuscita a raggiungere, arrivando a risultati che fino a qualche tempo fa erano inimmaginabili. Il settore in cui l'acciaio si è fortemente radicato già dai suoi primi albori, è senza dubbio quello delle costruzioni: numerose sono le prove e le testimonianze di come questo materiale venne già adottato come rinforzo o come vero e proprio materiale da costruzione per la realizzazione di piccoli manufatti o addirittura come ancoraggi dei conci squadrate dei templi romani.

L'evoluzione di tale materiale e il progresso della tecnologia hanno portato a compiere grandi passi in avanti nella produzione e nella qualità di questo materiale, che tutt'oggi viene impiegato in un numero sempre crescente di lavori nell'edilizia, sia come vero e proprio materiale strutturale, sia come elemento di rinforzo per una struttura in c.a., ma anche come elemento per le finiture ed i componenti di un edificio.

Nel panorama delle costruzioni edili, l'acciaio viene impiegato:

- nelle opere di carpenteria metallica, strutture spaziali e sistemi costruttivi reticolari;
- nelle opere di lamiera, chiusure orizzontali;
- nel cemento armato e nel c.a. precompresso;
- come materiali di rivestimento e arredamento.

2.2 Le principali caratteristiche dell'acciaio

Con il termine acciaio si indica una lega composta principalmente da ferro e carbonio, quest'ultimo in percentuale non superiore al 1,7%: oltre tale limite, le proprietà del materiale cambiano e la lega assume la denominazione di ghisa. L'acciaio, che costituisce il più importante prodotto della siderurgia, viene commercializzato in una grande varietà di tipi, ciascuno con caratteristiche diverse, classificabili secondo la composizione chimica, la struttura, il processo di produzione, l'impiego prevalente. Le più importanti caratteristiche dal punto di vista fisico della lega metallica sono:

1. **Peso specifico e volume:** Il peso specifico dell'acciaio 7860 kg/m^3 (valore della densità) $\times 9,8 \text{ m/s}^2$;
2. **Coefficiente di dilatazione termica:** è una variazione frazionale nella lunghezza di un barra per grado di variazione nella temperatura, nell'acciaio è pari a 12. La dilatazione termica dei corpi, quantificata da questo coefficiente, indica il variare delle proprie dimensioni all'aumentare della temperatura, nell'acciaio è un dato importante in quanto influisce sulla progettazione strutturale;
3. **Conduttività termica:** l'acciaio ha un'elevata conduttività termica, quindi, produce perdita di calore per riscaldamento e formazione di condensa sulle superfici fredde dell'acciaio.

Nell'acciaio, la resistenza meccanica a rottura non è elevata, ma gli acciai speciali presentano, invece, valori del carico di rottura più elevati ed hanno migliori prestazioni grazie all'aggiunta, nella lega, di manganese, silicio ecc.

Tra le principali caratteristiche meccaniche si hanno:

1. Resistenza a trazione, flessione, torsione e taglio: l'acciaio presenta elevata resistenza a trazione ed agli sforzi longitudinali o trasversali;
2. Resistenza al fuoco: l'acciaio non brucia e non conduce il fuoco perché è un materiale non combustibile, tuttavia le sue proprietà meccaniche variano sensibilmente in funzione della temperatura. Si definisce resistenza al fuoco di un elemento strutturale la sua attitudine a conservare: stabilità "R", tenuta "E", isolamento termico "I" (REI). L'intervallo di tempo in cui un elemento strutturale sottoposto all'azione del fuoco non viene danneggiato è definito "durata di resistenza al fuoco". I provvedimenti applicabili per la protezione antincendio possono essere di tipo: isolante, schermante, sottraente di calore;
3. Resistenza alla corrosione: per corrosione si intende la reazione misurabile, chimica, elettrochimica o fisica di un materiale metallico con il suo ambiente, che modifica il materiale in maniera negativa. E' influenzata dalla composizione chimica dell'atmosfera, dalla composizione chimica dell'acciaio e degli elementi di lega, dalla situazione meteorologica e dagli "attacchi climatici", dai rivestimenti.

Le principali caratteristiche tecniche e tecnologiche dell'acciaio riguardano proprietà importanti per la lavorazione del materiale e per l'impiego del materiale, tra queste:

1. Saldabilità: è la proprietà che ha un materiale di unirsi in un solo pezzo con un altro, uguale o diverso; gli acciai utilizzati nelle costruzioni sono tutti saldabili, e questa caratteristica è condizionata dalla % di carbonio; infatti, sopra lo 0,3% di carbonio, diminuiscono saldabilità ed allungamento percentuale;
2. Plasticità: nelle deformazioni dell'acciaio si distingue tra la deformazione a caldo e la deformazione a freddo. Quest'ultima deve essere intesa come deformazione al di sotto della temperatura di ricristallizzazione e, a seconda del grado di deformazione, determina un'alterazione delle proprietà. Questo incrudimento è soggetto col tempo a un processo di invecchiamento e porta a una ulteriore fragilità, che danneggia soprattutto la saldabilità del prodotto. Attraverso una seconda lavorazione come la ricottura o la bonifica è possibile eliminare tali svantaggi;
3. Durezza: può essere determinata in modo non distruttivo, comunica l'omogeneità del materiale, la sua resistenza alla trazione ed eventualmente la sua resistenza all'usura;
4. Malleabilità: è l'attitudine del materiale a ridursi in lamine sottili; normalmente i materiali manifestano maggiormente questa caratteristica quando vengono scaldati;
5. Duttilità: è l'attitudine dell'acciaio a ridursi in fili sottili;
6. Temprabilità: è l'attitudine ad aumentare la propria durezza per mezzo di particolari trattamenti termici.

2.3 La formazione dell'acciaio

Ogni anno nel mondo si producono oltre 1 miliardo di tonnellate di acciaio, ottenute sia dal ciclo integrale con l'affinazione della ghisa dell'altoforno sia con la fusione dei rottami ferrosi, e successivamente lavorate tramite diversi processi di produzione industriale, quali ad esempio la laminazione, l'estrusione, la trafilatura, la forgiatura, il trattamento termico e lo stampaggio.

I processi più comunemente utilizzati nella siderurgia moderna per produrre acciaio possono essere ricondotti a due: acciaio ottenuto dal minerale oppure dalla fusione dei rottami di ferro. Nel seguito vengono descritti nel dettaglio i due processi.

2.3.1 Acciaio ottenuto dal minerale

Lo stabilimento per la produzione è denominato a "ciclo integrale": ciò significa che è necessario disporre di tutti quegli impianti ed attrezzature che consentano la trasformazione chimico fisica del minerale (ossidi di ferro) in acciaio. Il processo industriale siderurgico inizia con l'estrazione dei minerali metalliferi contenenti il ferro dalle cave o dalle miniere. Come per molti altri metalli, si effettua la frantumazione dei minerali estratti e una successiva macinazione. Questi vengono lavati da polveri e impurità e categorizzati a seconda della concentrazione dei metalli contenuti mediante separazione magnetica o gravitazionale. Successivamente, le operazioni di flottazione, vagliatura, calibratura, essiccazione, calcinazione e arrostitimento dei minerali. Giunti a questo punto, i minerali di ferro sono stati ripuliti dalla maggior parte delle impurità e sono pronti per essere fusi negli altiforni. La ghisa è una lega ferro-carbonio con un tenore di carbonio relativamente alto (da 2,06% fino al 6%); esso è il prodotto finito risultante dai processi chimici e termici che avvengono all'interno dell'altoforno. L'altoforno è composto dal crogiolo (parte bassa) e dal tino (parte alta); la lavorazione inizia con la preparazione della cosiddetta carica, ossia un composto a strati di minerale ferroso, coke e calcare, dopodiché questa è introdotta nella bocca dell'altoforno, sita sulla cima del tino, da montacarichi a piano inclinato. La disposizione della carica è a strati alterni di minerale ferroso, coke e calcare. L'aria calda proviene dal Cowper che è un tipo di scambiatore di calore rigenerativo in cui una corrente (d'aria) viene scaldata dal calore delle pareti divisorie di refrattario che a loro volta sono riscaldate dai gas usciti dalla bocca dell'altoforno. L'aria calda immessa nella parte bassa dell'altoforno reagisce sul coke che diventa subito incandescente grazie all'ossigeno in essa contenuto:



ossia viene separato l'ossigeno dal ferro presente nei minerali caricati. Quindi il ferro fuso per via delle alte temperature d'esercizio mescolandosi col carbonio del coke, si raccoglie nel crogiolo. La corrente dei gas caldi che defluisce dalla parte alta del tino (dell'altoforno) preriscalda i materiali appena immessi provocandone anche la disidratazione. Lo spillaggio avviene ogni 2-3 ore, ma tra il caricamento e l'estrazione del prodotto finito si calcola che intercorrano 6 ore.

Durante la colata della ghisa in siviera o carri siluro, all'esterno, il vento caldo proveniente dal cowper viene arrestato (il crogiolo rimane caldo per circa un'ora senza aria calda). Il processo di produzione della ghisa è continuo, lo si interrompe solo quando il rivestimento refrattario dell'altoforno, dopo anni d'utilizzo, deve essere rifatto o riparato.

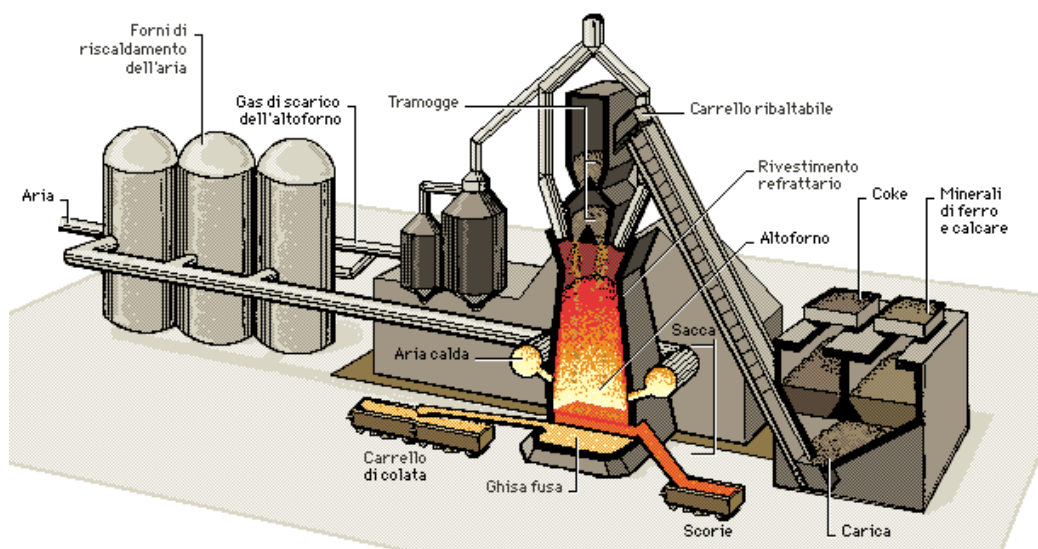


Figura 2.1: Schema del processo di produzione della ghisa grezza

Dagli anni novanta del Novecento è disponibile industrialmente anche il processo Corex che può sostituire l'altoforno introducendo numerosi vantaggi (tra cui l'eliminazione della cokeria): la ghisa liquida così prodotta può essere inviata in acciaieria o essere colata in lingottiere; lasciata raffreddare per essere inviata alla fonderia per ulteriori lavorazioni o essere venduta così com'è.

Quando la ghisa esce dall'altoforno presenta un tasso di carbonio ancora elevato, superiore normalmente al 4%, quindi, allo stato liquido, viene inviata e trattata in apposite strutture (convertitori), e qui è decarburata; il carbonio si combina con l'ossigeno formando anidride carbonica.

Per tutta la durata del processo d'affinazione della ghisa in acciaio, si toccano temperature prossime ai 1750 °C e non è necessario fornire ingenti quantità di calore, in quanto le reazioni di ossidazione di carbonio, manganese, ferro e soprattutto silicio, con formazione dei relativi ossidi, sono esotermiche e consentono al processo di autoalimentarsi. Sono state usate diverse tecniche per l'affinazione della ghisa:

1. La tecnica del puddellaggio, adottata prima del 1860, quando si diffuse l'uso del forno Martin-Siemens. La ghisa veniva versata in un crogiolo riscaldato dal carbone posto sotto di esso in una camera di combustione separata. La fiamma e i fumi caldi prima di essere dispersi in atmosfera surriscaldavano la superficie del crogiolo; il bagno metallico che vi è contenuto veniva così riscaldato e si poteva procedere all'affinazione della ghisa. Poiché la temperatura raggiunta non era mai sufficiente a mantenere fluida la massa metallica, gli operai dovevano continuamente rimestare e agitare il bagno affinché non si raffreddasse e non si solidificasse (il nome di questa tecnica deriva dal verbo inglese to puddle, ossia rimestare, mescolare una massa);
2. Il processo al forno Martin-Siemens: l'affinazione avviene in due tempi distinti. Il primo consiste nell'ossidazione del bagno di metallo fuso all'interno del forno, il secondo consiste nella desolfurazione del bagno e la liberazione degli ossidi di ferro. Quest'ultima operazione avviene all'interno di una siviera dove è colato il metallo fuso. Dopo la colata e la creazione della scoria (scorificazione), il metallo è lasciato riposare in modo che si liberino i rimanenti gas in esso contenuti, dopodiché si procede al colaggio nelle lingottiere;
3. I processi al convertitore: contemporaneamente al processo al forno Martin-Siemens venne sviluppato quello al convertitore. Esso nacque nel 1856 dall'idea di Henry Bessemer di far attraversare la ghisa liquida da un getto d'aria compressa insufflata da fori posti sul fondo del

crogiolo. L'inventore inglese notò l'estrema facilità con cui il carbonio, il silicio e il manganese si combinavano con l'ossigeno. Dato che queste sostanze erano presenti nella ghisa fusa, volle applicare la sua intuizione alla siderurgia per affinare la ghisa dalle sostanze dannose per la lega metallica risultante. Inoltre, l'ingegnere inglese volle trovare il modo di produrre molto calore così che la temperatura del bagno si mantenesse costante. Il convertitore da lui inventato fu fornito di un rivestimento refrattario acido, per questo il processo era acido e poteva convertire solo ghisa ad alto tenore di silicio, quindi inadatto alle ghise ad alto tenore di fosforo. Dato questo limite strutturale nel 1879 fu ideato da Thomas e Gilchrist un convertitore con rivestimento basico.

Più recentemente si è diffuso l'uso di un convertitore dove viene soffiato solo ossigeno, tramite una lancia raffreddata ad acqua, al disopra del bagno: il cosiddetto convertitore a ossigeno.

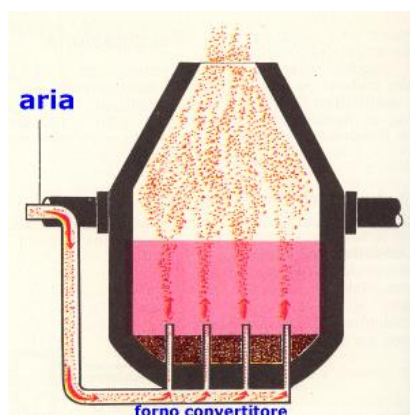


Figure 2.2: Schema del convertitore ad ossigeno

Per far ciò occorre nuovamente riscaldare la ghisa in appositi forni, denominati convertitori, nei quali la ghisa si affina e si trasforma in acciaio. Tutto quanto sopra descritto è parte integrante di uno stabilimento siderurgico a ciclo integrale.

2.3.2 Acciaio ottenuto per fusione di rottami

La nascita dei primi forni elettrici risale all'inizio del Novecento; il sistema è costituito da una trasformatore, dal forno, dalle ceste di carico del rottame e dall'impianto di aspirazione fumi. Il processo consiste nella fusione dei rottami ferrosi preparati in apposita pezzatura, grazie al calore sprigionato da un arco voltaico generato fra tre elettrodi di grafite e il rottame sottostante. Il rottame può essere preriscaldato dai fumi caldi emessi dal forno, e per agevolarne la fusione si possono utilizzare bruciatori a gas metano e lance a ossigeno. Il forno in funzione della sua capacità avrà un diametro di 4-8 metri, il suo fondo è ricoperto di refrattari. La volta è rotante per permettere la carica del rottame contenuto in ceste. Le pareti del tino e la volta sono costituiti da pannelli di rame raffreddati esternamente da acqua.

Allo stesso tempo, durante la fusione si deve formare la scoria costituita da calcare in quantità tale da combinare gli ossidi di ferro, silicio e manganese e altri minori. L'iniezione nella scoria, che è più leggera del metallo quindi galleggia, di carbone in polvere con una lancia, provoca la riduzione dell'ossido di ferro e la formazione di gas anidride carbonica che contribuisce alla creazione di una scoria voluminosa, schiumosa, che avvolge l'arco voltaico, tra la punta degli elettrodi e il bagno, proteggendo le pareti del forno dalla sicura erosione. Lo spillaggio del metallo avviene dal becco o foro di spillaggio che può essere a sifone o a cassetto.

Gli stabilimenti siderurgici che producono acciaio direttamente dai rottami non necessitano di impianti e macchinari finalizzati alla produzione della ghisa ed alla sua trasformazione in acciaio. Sono pertanto, a parità di prodotto, di dimensioni e valori minori, permettendo la realizzazione di stabilimenti anche di capacità modesta, le cosiddette mini acciaierie, con accettabili rapporti tra investimento e capacità produttiva, senza rinunciare a volumi di produzione anche ragguardevoli. Oltre a ciò presentano altri vantaggi, che compensano l'elevato consumo di energia elettrica necessario per il loro funzionamento: maggior elasticità di impiego (si possono produrre anche acciai inox), rapidità di messa in marcia, maggior possibilità di controllare i processi di trasformazione chimica, indipendenza dell'installazione da porti o altre importanti stazioni di smistamento merci.

Nei forni ad arco, il calore viene apportato dalla radiazione dell'arco che si forma tra gli elettrodi di grafite ed il bagno. La potenza in gioco può variare da 500 ad oltre 100.000 kVA; la capacità del forno è misurata dal diametro del bacino. I consumi sono dell'ordine di 500-700 kwh per tonnellata di prodotto. La temperatura dell'arco raggiunge i 3500°C. I forni ad induzione, sono basati sul principio del passaggio di un intenso flusso elettromagnetico (e quindi di calore), dove la carica metallica rappresenta il secondario di un trasformatore. In genere vengono impiegati quando si vuol procedere ad una rifusione.

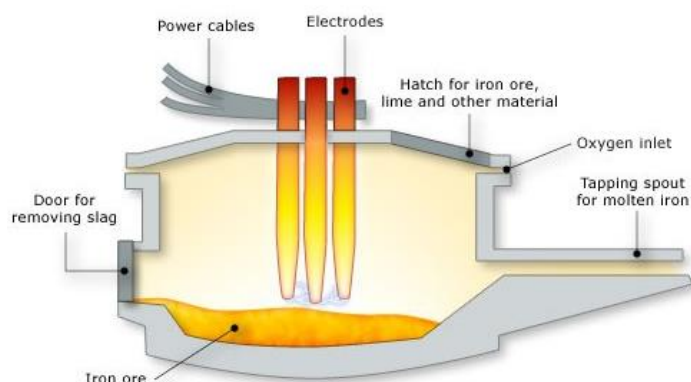


Figura 2.3: Schema del forno ad arco elettrico

2.3.3 Il colaggio

Dopo la sua produzione, all'acciaio si deve imprimere la forma finale desiderata: questa parte del processo di fabbricazione dell'acciaio è comune alle due modalità di produzione sopra descritte. Due sono i modi di procedere, ovvero la colata continua e la laminazione.

La colata continua è un processo più recente della colata in lingotti che abbina il processo di solidificazione alla laminazione primaria. L'acciaio liquido elaborato coi metodi elencati in precedenza, viene portato con recipienti detti siviere alla macchina di colaggio; le siviere a sezione tronco conica con conicità rivolta al basso, sono contenitori in acciaio rivestiti di adeguato materiale refrattario essenzialmente dolomitico.

L'acciaio liquido dalla siviera, esce dal basso attraverso un foro calibrato, cade, protetto da un tubo refrattario, in un recipiente detto paniera, e da questo, tramite un tubo, detto tuffante, o a getto libero, in una lingottiera di rame raffreddata da acqua demineralizzata che scorre in una intercapedine avvolgendo e raffreddando tutte le pareti a contatto con l'acciaio liquido sia in paniera sia

in lingottiera a possibile contatto con l'atmosfera viene ricoperta di polveri isolanti per impedirne l'ossidazione e anche in paniera conservare la temperatura. L'acciaio liquido in paniera ha una temperatura di 25-35°C maggiore della temperatura di solidificazione; a seconda della forma del prodotto finale grezzo colato il processo si differenzia per prodotti piani, lunghi o tondi. I prodotti "piani" hanno solitamente in sezione lato stretto di 150÷250 mm e lato largo almeno 4 volte il lato stretto. I prodotti lunghi possono essere a sezione quadra, rettangolare o tonda dove il rapporto lato stretto lato largo è minore a 4.

L'acciaio inizia la solidificazione formando un guscio solido nella lingottiera. La solidificazione si completa anche internamente nella fase immediatamente successiva, attraverso il raffreddamento secondario. L'acciaio della forma voluta viene trascinato verso il basso scorrendo in apposite guide, descrivendo un arco a raggio calcolato per consentirne la solidificazione completa che avviene tramite acqua industriale spruzzata da una serie di ugelli direttamente sulla superficie; a solidificazione ultimata, il prodotto grezzo viene sezionato nella macchina di taglio in parti di lunghezza definita ed è quindi pronto per la fase successiva di laminazione, eventualmente preceduta da trattamenti termici. Una volta ottenuto il lingotto, si procede alla sua trasformazione nel prodotto desiderato nel laminatoio, che può essere a "caldo" o a "freddo".

2.3.4 La laminazione

Con la laminazione si procede al conferimento della forma a barra sottile del prodotto di acciaio; nella laminazione a caldo il lingotto viene prima riscaldato a temperature fino a 1200 °C e poi portato alla forma finale da una serie di cilindri disposti in diverse posizioni, nelle cosiddette gabbie di laminazione. I principali tipi di laminatoio sono formati da due, tre o quattro cilindri sovrapposti, contenuti nelle gabbie. Il lingotto viene schiacciato tra i cilindri, passando sempre in una sola direzione, o mutando alternativamente la direzione al cambiare del senso di rotazione dei cilindri, sino ad ottenere lo spessore desiderato. I vari tipi di laminatoi che vengono usualmente impiegati per ottenere i diversi prodotti, sono:

- laminatoi sbizzatori di prima laminazione (da lingotti), che producono: blumi (sezione quadra) bramme (sezione rettangolare) tubi;
- laminatoi sbizzatori di seconda laminazione che producono: billette (sezione quadra) e lamierini;
- laminatoi finitori che producono: larghi piatti, lamiere, profilati, vergella e nastro.

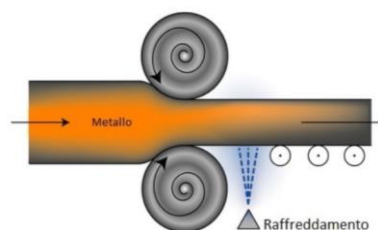


Figura 2.4: Fasi della laminazione a caldo

La laminazione a freddo, invece, ha lo scopo di ottenere, mediante una deformazione plastica senza apporto di calore una superficie del metallo più compatta e liscia, con marcate variazioni delle caratteristiche meccaniche del prodotto; essa è usata per la produzione di lamiere grecate o per la produzione di profilati a C, I, L, U e Q di sezione modesta, di basso peso e resistenza elevata in rapporto al peso. La lunghezza massima delle lastre prodotte per laminazione non è dettata da limitazioni produttive, ma dipende dalla lunghezza massima dei pezzi agevolmente trasportabili, che si aggira poco oltre ai 10 metri.

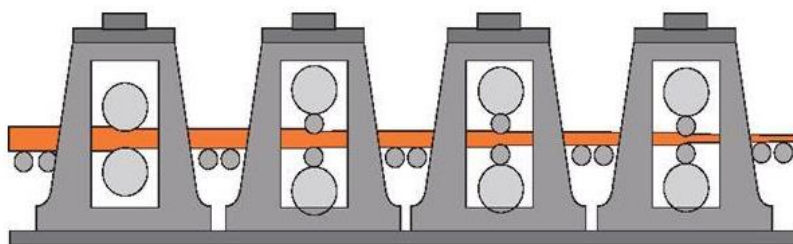


Figura 2.5: Fasi della laminazione a freddo

2.3.5 Ulteriori lavorazioni per prodotti semilavorati

Dopo la laminazione si procede con la trafilatura, un processo di formatura che induce un cambiamento nella forma del materiale grezzo attraverso la deformazione plastica ottenuta dall'azione di forze impresse da attrezzature e matrici.

La trafilatura dei metalli realizza in continuo lunghi fili, barre con una sezione circolare oppure a profilo complesso con 3 o più lati e tubi. Le sue origini risalgono all'XI secolo e la sua continua evoluzione ha portato ad oltrepassare i limiti dimensionali progressivamente raggiunti. La trafilatura è frequente nella produzione di tondini, cavi o fili ad alta resistenza. In questo caso, barre o fili metallici vengono tirati attraverso matrici sempre più ridotte.

Successivamente, l'estrusione è utilizzata per ottenere elementi allungati di sezione trasversale anche complicata, purchè a sviluppo longitudinale rettilineo, come barre o fili metallici vengono spinti attraverso fori, anche in questo caso di dimensioni sempre più ridotte. Questo processo di lavorazione è utilizzato anche per la produzione di semilavorati in altri materiali comeni profilati per gli infissi in alluminio e in PVC. L'estrusione dell'acciaio è però un'operazione difficile, decisamente più impegnativa della trafilatura.

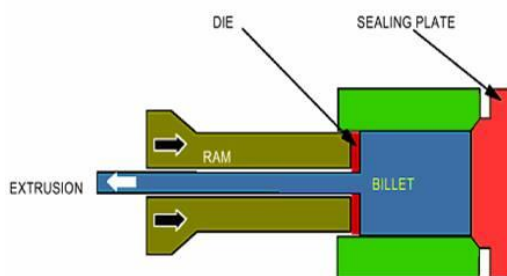


Figura 2.6: Schema della macchina di estrusione

L'imbutitura infine è un processo con il quale si ha la compressione della lastra metallica tra una forma e una controforma. In campo edilizio, il prodotto più tipicamente ottenibile per imbutitura sono le lamiere profilate, ossia ondulate o grecate. Fuori dal campo edilizio, i componenti delle carrozzerie impiegati dall'industria automobilistica sono prodotti per imbutitura. Un oggetto comune che potrebbe prestarsi bene a essere prodotto per imbutitura è una maschera.

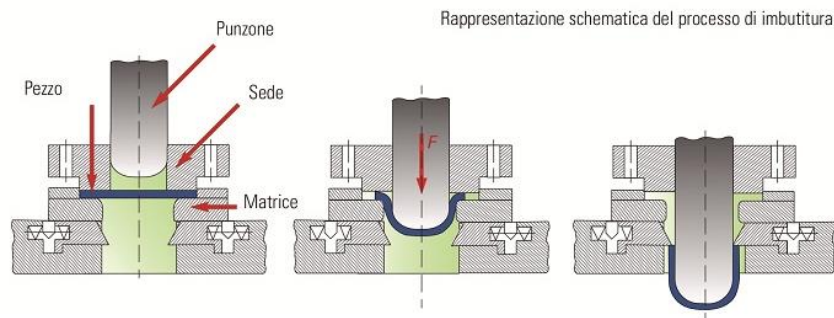


Figura 2.7: Imbutitura di un elemento di acciaio

Una volta ottenuti i semilavorati standard, sono necessarie ulteriori lavorazioni che, in relazione agli specifici utilizzi, sono effettuate prima della messa in opera. Queste lavorazioni sono prevalentemente caratterizzate da asportazione di materiale, le principali sono:

1. la fresatura: processo di taglio dell'acciaio. Il pezzo si muove di moto traslatorio (avanzamento) mentre l'utensile di moto rotatorio (taglio); tali movimenti si possono combinare in vario modo. Le fresatrici sono le macchine utensili più versatili, e possono lavorare con grande precisione superfici piane o sagomate, esterne o interne;
2. la tornitura: Il pezzo si muove di moto rotatorio, mentre l'utensile di moto traslatorio (avanzamento e taglio). L'utensile può essere fatto avanzare parallelamente o a varie angolazioni rispetto all'asse di rotazione, in modo da produrre superfici cilindriche o coniche.
3. la foratura: Il pezzo sta fermo mentre l'utensile (punta elicoidale) si muove contemporaneamente di moto rotatorio (movimento di taglio) e traslatorio (avanzamento); sono macchine molto versatili e possono avere le dimensioni e le forme più varie.

2.4 L'acciaio da cemento armato

Una delle applicazioni più diffuse dell'acciaio nel mondo dell'edilizia è quella di fungere da rinforzo per le strutture in calcestruzzo, tecnica da cui prende il nome il famoso calcestruzzo armato. L'armatura è l'insieme degli elementi in acciaio (opportunamente sagomati e posizionati) che, conglobati al calcestruzzo, ne complementano la resistenza strutturale, con particolare riferimento all'assorbimento degli sforzi di trazione e taglio. L'unione dei due materiali (calcestruzzo ed acciaio) origina il calcestruzzo armato: gli elementi strutturali così realizzati sfruttano appieno le caratteristiche prestazionali di ciascuna componente (l'ottima resistenza a compressione del calcestruzzo, e l'efficace resistenza a trazione dell'acciaio).

Per il cemento armato ordinario si usano acciai di tipo dolce, ossia con una percentuale di carbonio molto bassa (circa lo 0,2%) con l'aggiunta, durante la fase produttiva, di piccole quantità di manganese e silicio, per migliorare la saldabilità e le proprietà meccaniche. La produzione degli acciai per cemento armato avviene prevalentemente in forni elettrici ad arco, che utilizzano come materia prima rottami ferrosi. L'acciaio fuso viene colato e fatto solidificare sotto forma di billette.

Secondo il Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, l'acciaio per cemento armato viene realizzato sotto forma di tre differenti prodotti:

1. le barre d'armatura: in acciaio tipo B450C ($6 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 40 \text{ mm}$) e tipo B450A ($5 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 10 \text{ mm}$).

Le barre sono caratterizzate dal diametro $\varnothing$ della barra tonda liscia equipesante, calcolato nell'ipotesi che la densità dell'acciaio sia pari a 7,85 kg/dm³;

2. i rotoli: in acciaio tipo B450C ($\varnothing \leq 16$ mm) e tipo B450A ($\varnothing \leq 10$ mm);
3. le reti e i tralicci: in acciaio tipo B450C ($6 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 16$ mm) e tipo B450A ($5 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 10$ mm).

L'armatura tipica di un elemento strutturale (come travi e pilastri) è caratterizzata da due serie di barre d'armatura:

- barre longitudinali: disposte parallelamente all'asse dell'elemento, sia in zona tesa che in quella compressa con il compito principale di collaborare con il calcestruzzo nell'assorbire sforzi di flessione o pressoflessione. In zona tesa, vista la scarsa resistenza a trazione del calcestruzzo il ferro ha il compito di assorbire integralmente lo sforzo di trazione, mentre i ferri compressi hanno il compito principale di conferire maggiore duttilità alla membratura. Nella travi i ferri in zona compressa vengono utilizzati anche come reggi staffe.
- barre trasversali: di diametro inferiore rispetto alle correnti, disposte trasversalmente rispetto all'asse della membratura, assumono una triplice funzione: consentono il mantenimento in posizione delle barre longitudinali prima e durante il getto del calcestruzzo.

2.4.1 Tipi di acciaio da cemento armato

La norma che in Italia descrive le linee guida in materia di calcestruzzo armato è il famoso Decreto Ministeriale del 2008, noto anche come NTC 2008. All'interno di questo testo normativo sono definiti i due tipi di acciaio che possono essere utilizzati in Italia per la produzione di elementi d'armatura del calcestruzzo, in linea con le direttive europee, ovvero:

1. B450C (*acciaio laminato a caldo*): L'acciaio per cemento armato B450C è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

$f_{y \text{ nom}}$	450 N/mm ²
$f_{t \text{ nom}}$	540 N/mm ²

e deve rispettare i requisiti indicati nella seguente tabella:

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y \text{ nom}}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t \text{ nom}}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
$(f_y/f_{y \text{ nom}})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5 \%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\varphi < 12$ mm	4 φ	
$12 \leq \varphi \leq 16$ mm	5 φ	
per $16 < \varphi \leq 25$ mm	8 φ	
per $25 < \varphi \leq 40$ mm	10 φ	

Figura 2.8: Tabella 11.3.Ib della NTC 2008

L'acciaio B450C è prodotto mediante laminazione a caldo ed è utilizzato per barre di diametro compreso tra 6 e 40 mm. Le barre sono disponibili nei diametri pari e sono lunghe 12 m. Per diametri fino a 16 mm è possibile anche la fornitura in rotoli.

2. B450A (acciaio trafilato a freddo): L'acciaio per cemento armato, caratterizzato dai medesimi valori nominali delle tensioni di snervamento e rottura dell'acciaio B450C, deve rispettare i requisiti indicati nella seguente Tab. 11.3.lc:

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{v, nom}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t, nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,05$	10.0
$(f_y/f_{v, nom})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 2,5 \%$	10.0

Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
per $\varphi \leq 10 \text{ mm}$	4 φ	

Figura 2.9: Tabella 11.3.lc della NTC 2008

L'acciaio B450A è prodotto per trafilatura a freddo ed è utilizzato per barre di diametro compreso tra 5 e 10 mm, prevalentemente usate per la produzione di reti elettrosaldate. Le reti sono fornite in pannelli larghi da 2 a 3 metri e lunghi da 3 a 6 metri. Le reti possono essere prodotte anche con acciaio B450C, con barre di diametro compreso tra 6 e 16 mm.

Tutti e due i tipi di acciaio devono obbligatoriamente possedere due importanti caratteristiche secondo la norma, ovvero devono essere saldabili e ad aderenza migliorata.

2.4.2 La sagomatura

L'acciaio per calcestruzzo armato è prodotto in stabilimento sotto forma di barre o rotoli, reti o tralicci, per l'utilizzo diretto in cantiere o come elementi base per le successive trasformazioni.

Le operazioni di sagomatura dell'armatura possono avvenire all'interno del cantiere edile, mediante l'utilizzo di macchine piegaferro, anche se la tendenza moderna alla specializzazione ha favorito lo sviluppo dei centri di trasformazione specializzati i quali provvedono, prima della fornitura in cantiere dei ferri, a saldarli, presagomarli, o preassemblarli formando elementi composti direttamente utilizzabili in opera.

I centri di trasformazione specializzati sono attrezzati con specifici macchinari, con cui si effettuano le operazioni di taglio, piegatura e assemblaggio delle diverse componenti. I prelievi devono essere sottoposti a prove sia meccaniche che di indice di aderenza, in dipendenza del tipo di materiale, presso i laboratori ufficiali. I Direttori dei Lavori devono ottenere copia dell'attestato rilasciato dal S.T.C. e possono verificare che il materiale consegnato in cantiere sia comprensivo del riferimento al DDT nella copia dell'attestato stesso.

Le barre subiscono, a seconda delle sagome predisposte nei disegni esecutivi strutturali, un taglio a misura e una successiva piegatura a freddo. Il materiale in rotolo necessita prima della sagomatura un'operazione di raddrizzatura che può avvenire con un sistema a rulli contrapposti o con un meccanismo a rotore. I principali produttori di macchine per la presagomatura a livello mondiale sono italiani.

2.4.3 L'assemblaggio

Una volta preparate i diversi componenti, sagomati in cantiere o in stabilimento (staffe, cavallotti, barre dritte, forcelle, ecc.), devono essere assemblati in modo tale che la gabbia d'armatura risultante sia conforme, con la giusta tolleranza, al progetto strutturale con riferimento specifico alla posizione del sagomato e al rispetto del copriferro e dell'interferro.

La legatura delle barre deve garantire il mantimento della posizione del ferro durante tutte le fasi di getto e costipamento del calcestruzzo. L'assemblaggio può avvenire in stabilimento attraverso unione con punti di saldatura ma il più delle volte avviene direttamente in cantiere. I punti di saldatura sono consigliati solo per l'assemblaggio in stabilimento poiché tale unione garantisce una idonea resistenza anche alla movimentazione della gabbia di armatura. Nella norma, in cantiere si procede alla legatura con il filo di ferro costituito da filo nero di acciaio e si pone in opera mediante l'utilizzo di tenaglie o attrezzatura analoga.

Negli ultimi tempi, si sta diffondendo l'utilizzo di componenti (accessori di edilizia) per l'assemblaggio delle gabbie di armatura (ferri, staffe, reti, ecc.) quali i ganci (rapidi) e i distanziatori, di varie forme e materiali, prodotti a catalogo che consentono standardizzazione nonché evitano la realizzazione del dispositivo di legatura (legame un filo di ferro) a mano in cantiere. Alcuni articoli fungono da gancio e distanziatore contemporaneamente.

Un altro importante elemento diffusamente utilizzato nella fase di assemblaggio dei ferri d'armatura è il distanziatore. Esso deve essere capace di sopportare il carico trasmesso dalle barre di armatura fino all'indurimento del conglomerato cementizio e possono essere:

- lineari: utilizzati nelle strutture di fondazione o nelle piastre, con lo scopo di mantenere in posizione più di una barra dell'armatura inferiore della membratura bidimensionale. Possono essere in materiali plastici o in acciaio zincato o inossidabile;
- puntuali: agiscono sulla singola barra. Possono essere in plastica di forma diversa o in malta cementizia
- cavallotti: sia lineari che puntuali e si ottengono dal taglio e piegatura di una rete elettrosaldata. Possono essere in acciaio zincato o inossidabile
- pinne o cavalletti: che servono a sostenere le armature interne superiori di più strutture bidimensionali e si ottengono direttamente in cantiere dalla piegatura di barre d'armatura. La forma della parte verticale è quella di una U rovescia con le gambe di appoggio orizzontali realizzate da parti opposte per garantirne la stabilità. Non hanno nessuna funzione strutturale e per creare problemi di innesco della corrosione si deve evitare di poggiarli direttamente sul cassero ma vanno poggiati sul reticolo di armatura inferiore o su distanziatori puntuali o lineari.
- “distanziale integrato”: in tempi relativamente recenti è comparsa sul mercato anche una cassetta metallica a perdere nota come QuikJet che integra anche i distanziali per l'armatura. In questo modo si ha la certezza del corretto copriferro uniformemente su tutto il manufatto in c.l.s.



Figure 2.10: Esempio di distanziatore lineare prodotto da “Edil Komp”

La normativa vigente non riporta alcuna indicazione a proposito delle modalità di posa dei distanziatori. Comunque esistono delle regole generali in merito:

- *elementi bidimensionali orizzontali* (piastre, piastre di fondazione);
- cavallotti distanti fra loro $s \leq 50 d$ (dove d è il diametro della barra) e comunque $s \leq 50$ m in entrambe le direzioni;
- *elementi bidimensionali verticali* (lastre, travi parete, ecc.);
- sia sul reticolo di armature interno che esterno vanno disposti distanziatori idonei a garantire il copriferro di progetto. Nel caso di distanziatori lineari questi devono distare tra loro $s \leq 50 d$ (dove d è il diametro della barra) e comunque $s \leq 50$ m. Se i distanziatori sono puntuali i suddetti limiti valgono in entrambe le direzioni. Inoltre tra due barre contigue i distanziatori devono essere sfalsati;
- per garantire la distanza di progetto fra i due reticoli si possono utilizzare cavallotti o cavaletti distanti $s \leq 1$ m;
- *travi*: i distanziatori vanno posti in corrispondenza delle staffe, che sono i ferri più esterni della griglia di armatura di una trave, distanti in senso longitudinale $s \leq 1$ m. In corrispondenza delle testate delle travi vanno posti distanziatori per garantire il copriferro;
- *pilastr*i: i distanziatori vanno posti in corrispondenza delle staffe, che sono i ferri più esterni della griglia di armatura di pilastro, e distanti in senso longitudinale $s \leq 100 d$ (d = diametro armatura principale) e comunque $s \leq 2$ m.

2.4.4 Copriferro e interferro

Il copriferro è la distanza tra la superficie esterna dell’armatura e la superficie esterna del calcestruzzo più vicina all’armatura. Il progettista deve calcolare il copriferro minimo in modo da garantire:

1. la protezione delle armature contro la corrosione;
2. l’aderenza tra le barre e il calcestruzzo;
3. la resistenza al fuoco degli elementi strutturali.

In ambito ordinario non particolarmente aggressivo, il copriferro può essere posto pari a 2 cm per le solette e a 3 cm per gli altri elementi strutturali.

Nel progetto e nella verifica delle sezioni in c.a., si definisce copriferro di calcolo la distanza tra il baricentro dell’armatura e la superficie esterna del calcestruzzo.

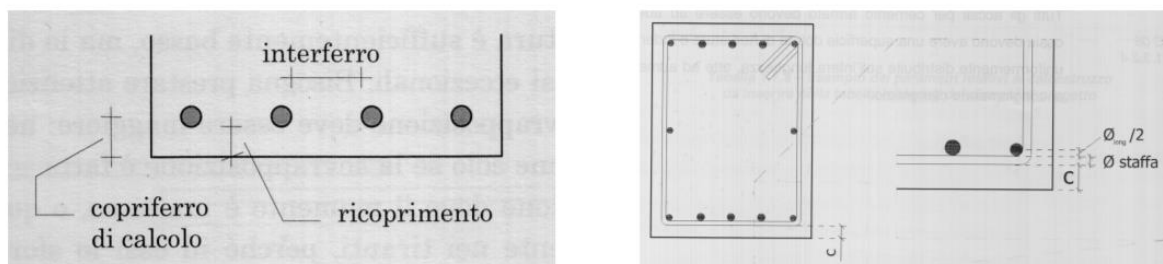


Figura 2.11: Descrizione grafica di copriferro e interfero

L'interfero invece è la distanza tra due barre parallele; deve essere tale da garantire lo sviluppo delle tensioni di aderenza tra le barre e il calcestruzzo e deve consentire la corretta messa in opera del calcestruzzo e la sua compattazione. Le barre disposte su più strati orizzontali separati devono essere allineate verticalmente. La norma inoltre stabilisce le dimensioni minime del copriferro in funzione del tipo di ambiente in cui verrà realizzata l'opera strutturale, definendo tre classi di condizioni ambientali ai fini della protezione delle armature contro la corrosione, quali:

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Figura 2.12: Tabella 4.1 III delle NTC 2008

Il copriferro minimo, che dipende dall'aderenza e dalle condizioni ambientali, deve essere dimensionato sulla base delle indicazioni riportate nella seguente tabella della norma:

Environmental Requirement for c_{min} (mm)							
Structural Class	Exposure Class according to Table 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
1	10	10	10	15	20	25	30
2	10	10	15	20	25	30	35
3	10	10	20	25	30	35	40
4	10	15	25	30	35	40	45
5	15	20	30	35	40	45	50
6	20	25	35	40	45	50	55

Figura 2.13: Tabella 4.4 della EN 1992-1-1 in accordo alla EN 10080

Il copriferro inoltre ha un ruolo importante per l'armatura anche in funzione di protezione contro il fuoco. Fra gli agenti aggressivi dell'acciaio infatti, particolare importanza riveste proprio il fuoco, poichè la sua azione comporta un riscaldamento brusco dell'acciaio che, tendendo a fessurare lo stesso calcestruzzo, superata una certa soglia di temperatura (attorno agli 815 °C) perde circa il 90% della sua resistenza meccanica, potendo causare la crisi e il collasso delle strutture.

Quando un'ossatura portante in conglomerato cementizio armato deve possedere una predeterminata resistenza al fuoco, le normative tecniche forniscono spessori minimi di ricoprimento delle barre maggiorati rispetto ai casi ordinari, e maggiorati tanto più, quanto più elevata dev'essere la R e quanto più l'elemento strutturale è potenzialmente esposto all'azione del fuoco. Per esempio, una trave alta che può essere esposta su tre facce all'azione del fuoco necessita, a parità di R, un copriferro assai maggiore di quello richiesto per

una trave in spessore di solaio che ha una sola faccia, quella intradossale, esposta al fuoco. A maggior ragione, ha importanza lo spessore del copriferro in relazione alla presenza di barre d'acciaio armonico pretese in elementi strutturali in c.a.p., siccome una diminuzione di resistenza delle barre d'acciaio armonico o anche solo una dilatazione rilevante delle stesse potrebbe comportare l'immediato collasso strutturale.

2.4.5 L'aderenza fra acciaio e calcestruzzo

L'aderenza tra calcestruzzo e barre di acciaio è un requisito fondamentale delle strutture in calcestruzzo armato; questo legame si sviluppa lungo la superficie di contatto tra acciaio e calcestruzzo. L'aderenza assicura la trasmissione degli sforzi di scorrimento (tensione di aderenza) tra i due materiali ed è dovuta all'adesione chimica molecolare, alle caratteristiche del calcestruzzo e alla scabrosità delle superfici a contatto, accentuata dalla presenza delle nervature nel caso di barre ad aderenza migliorata.

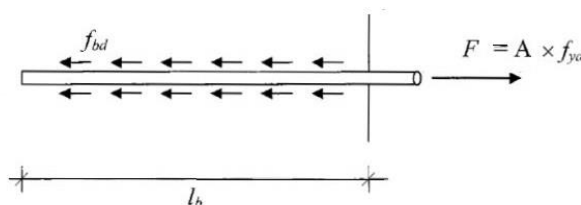


Figura 2.14: Schema grafico dell'aderenza fra acciaio e calcestruzzo

Con il termine “aderenza migliorata” delle barre d'acciaio, si intende una tecnica con cui si incrementa appunto la scabrosità del materiale, attraverso l'inserimento di nervature lungo la barra che impediscono lo scorrimento reciproco fra acciaio e calcestruzzo, e che le distinguono dalle barre lisce, ormai in disuso. Esistono due tipi di nervature:

1. inclinate;
2. ad elica.

Su un lato della barra vengono riportati dei simboli che identificano l'inizio di lettura del marchio (due barre ingrossate consecutive), l'identificazione della nazione e dello stabilimento; tutti i prodotti devono essere provvisti di un marchio di identificazione, costituito da un codice inserito tra le nervature, che specifica la nazione produttrice, lo stabilimento e il tipo di acciaio; due nervature ingrossate indicano l'inizio della lettura del marchio, mentre le nervature con inclinazione diversa denotano la saldabilità del materiale.

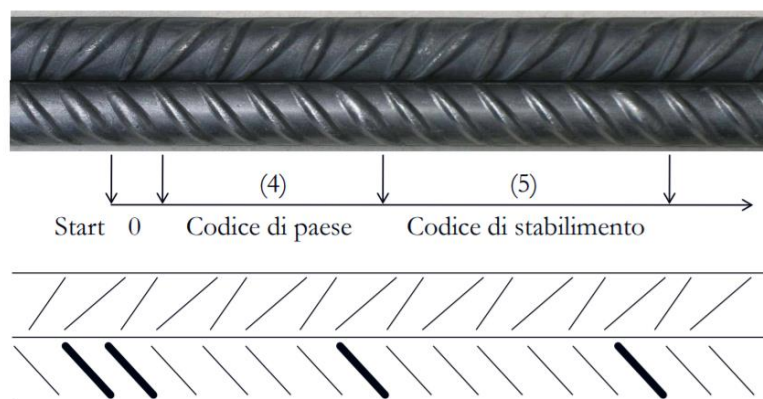


Figura 2.15: Schema della codifica delle barre d'acciaio

L'identificazione e la rintracciabilità dei prodotti in acciaio da armatura, è possibile farla con riferimento alle seguenti tipologie:

non più possibile			
Tipologia di barra	Geometria usuale	Numero di facce	Inclinazioni per faccia
1 Barra laminata a caldo non saldabile		2	1 1
2 Barra laminata a caldo saldabile		2	1 2
3 Filo trafilato a freddo		3	1 1 1
4 Barra laminata a caldo "4 facce"		4	1 1 1 1

Figura 2.16: Tabella di identificazione delle barre d'armatura

Il valore massimo della tensione di aderenza dipende dalla posizione e dall'inclinazione della barra all'interno dell'elemento di calcestruzzo. Le norme considerano buone le condizioni di aderenza quando:

- la barra è inclinata rispetto all'orizzontale di un angolo compreso tra 45° e 90°;
- la barra è posta in un elemento la cui altezza nella direzione del getto non supera 25 cm.

In accordo alle NTC del 2008, i valori caratteristici e di calcolo della tensione di aderenza valgono:

- con $\eta_1 = 1,0$ in condizioni di buona aderenza;
- $\eta_1 = 0,7$ in caso contrario;
- $\eta_2 = 1,0$ per barre di diametro $\phi \leq 32$ mm;
- $\eta_2 = (132 - \phi) / 100$ per barre di diametro $\phi > 32$ mm.

Nel caso di barre lisce, usate in passato, la tensione di aderenza era molto minore (meno della metà) e veniva calcolata con l'espressione:

$$f_{bk} = 0,32 \sqrt{R_{ck}} \quad (2.4)$$

Per evitare lo sfilamento di una barra da un blocco di calcestruzzo, è necessario che in essa vi sia immersa per una lunghezza tale da consentire la trasmissione al calcestruzzo dell'intera forza di trazione esercitata dalla barra. L'ancoraggio di una barra può essere realizzato in tre diversi modi:

- a) dritto;
- b) a piega;
- c) a gancio.

L'ancoraggio delle barre può essere migliorato tramite uncini terminali. In assenza di uncini, la lunghezza di ancoraggio deve essere in ogni caso non minore di 20 diametri, con un minimo di 150 mm.

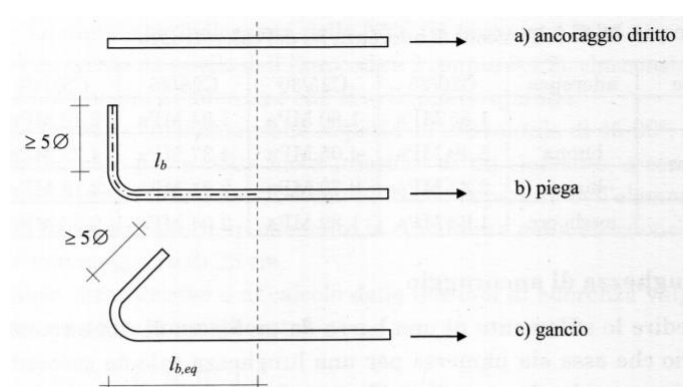


Figura 2.17: Tipologie di ancoraggio delle barre

L'ancoraggio delle staffe invece è normalmente realizzato con ganci ripiegati all'interno della massa del calcestruzzo.

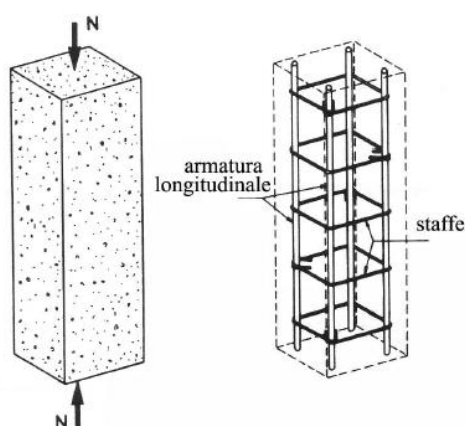


Figura 2.18: Schema di montaggio delle staffe

A causa della lunghezza limitata delle barre, pari a 12 m, può essere necessario predisporre delle giunzioni affiancando la parte di estremità di due barre consecutive. Nella zona di giunzione si ha un graduale trasferimento di tensioni dalla prima barra al calcestruzzo e da questo alla seconda barra, in maniera da non interrompere la continuità dell'armatura. La lunghezza di sovrapposizione nel tratto rettilineo deve essere

almeno pari a 20 volte il diametro della barra. Le sovrapposizioni non devono essere poste nelle sezioni più sollecitate e devono essere sfalsate tra di loro. In una zona di sovrapposizione bisogna rispettare le seguenti limitazioni:

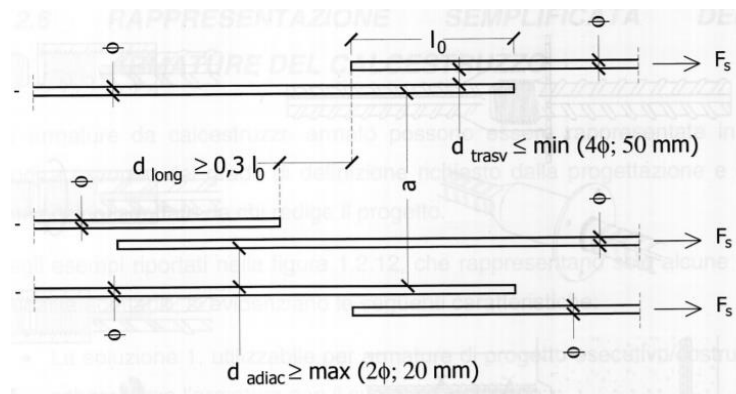


Figura 2.19: Lunghezze di sovrapposizione delle barre

2.4.6 Caratteristiche meccaniche dell'acciaio da calcestruzzo

Le caratteristiche meccaniche di questo materiale possono essere definite in laboratorio grazie a prove molto importanti che da sempre contraddistinguono le barre d'acciaio utilizzate nelle costruzioni, e che nel tempo si sono ovviamente affinate grazie allo sviluppo delle tecnologie adottabili in questo campo. Tali prove vengono fatte per accertare la qualità del materiale e dei provini realizzati, al fine di poter dare la garanzia di un corretto comportamento delle barre durante e dopo il loro utilizzo in cantiere. Le prove effettuate sui provini sono:

1. la prova di trazione;
2. la prova di piegamento;
3. la prova di aderenza;
4. le prove chimiche.

2.4.6.1 La prova di trazione

La prova di trazione è una prova di caratterizzazione dei materiali che consiste nel sottoporre un provino di dimensioni standard (normale) di un materiale in esame ad un carico F monoassiale inizialmente nullo che viene incrementato fino a un valore massimo che determina la rottura del materiale.



Figura 2.20: Esempio di macchina per la prova di trazione

La prova di trazione serve a determinare diverse caratteristiche del materiale in esame, tra cui la resistenza meccanica (R_m), il modulo di elasticità (E), il carico unitario di snervamento, l'allungamento percentuale, la strizione percentuale. La macchina utilizzata per la prova di trazione fornisce direttamente un diagramma, detto diagramma sforzo-deformazione, che mette in relazione gli sforzi (σ) in funzione delle deformazioni (ϵ).

Il carico unitario σ è pari a:

$$\sigma = F/A_0 \quad (2.5)$$

dove: F è il carico applicato;

A_0 è l'area iniziale della sezione del provino.

L'allungamento unitario ϵ è invece pari a:

$$\xi = \Delta L / L_i = (L_f - L_i) / L_i \quad (2.6)$$

dove: L_f è la lunghezza finale del provino (variabile) ottenuta dall'allungamento del provino;

L_i è la lunghezza iniziale del provino.

I provini utilizzati per la prova di trazione sono a sezione circolare, e sono provvisti di due estremità che servono per l'ammorsaggio alla macchina, per cui la lunghezza utile del provino (sulla quale si svolgono le misurazioni di deformazione) è minore della sua lunghezza totale. La geometria del provino è studiata in modo tale che si abbia rottura nella zona centrale dello stesso, in quanto vicino alle ganasce non si ha una forza uniassiale, ma entrano in gioco anche le forze applicate dalle ganasce che fissano il provino.

Nella zona centrale del provino l'area della sezione è minore di quella nella zona più larga, ciò consente di ottenere uno sforzo maggiore nella zona centrale a parità di forza applicata, e quindi ottenere rotture in quel punto.

Durante la prova di trazione il provino passa attraverso le seguenti fasi:

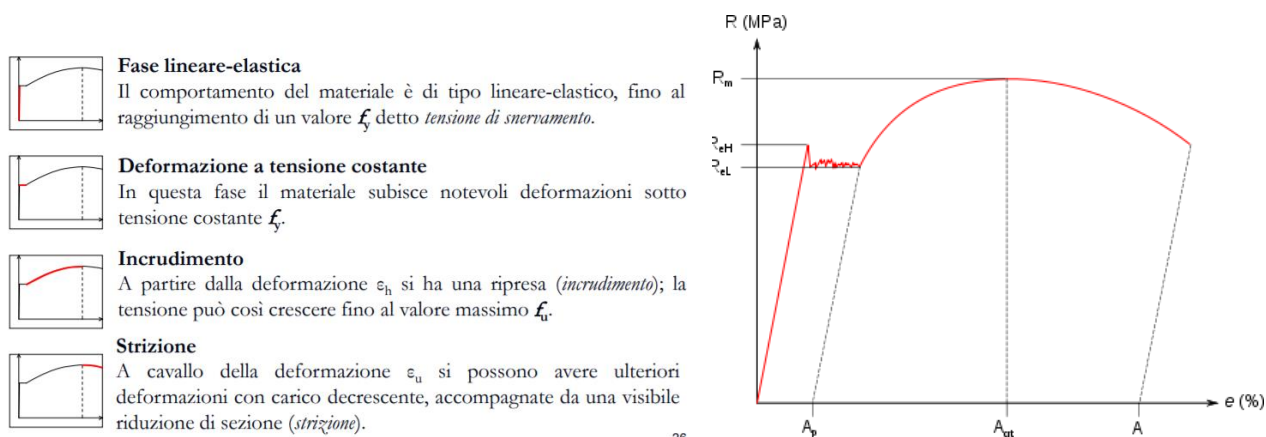


Figura 2.21: Diagramma tensione-deformazione dell'acciaio

Pertanto, i parametri sperimentali che caratterizzano l'acciaio sono la tensione di snervamento f_y , la tensione di rottura f_t e la deformazione ultima ϵ_t . Il rapporto f_t / f_y rappresenta un indice della capacità di incrudimento, che condiziona in modo significativo il comportamento strutturale, soprattutto in zona sismica. Le modalità di rottura di un provino sono:

1. strizione;
2. formazione di microcricche;
3. coalescenza delle microcricche;
4. rottura.

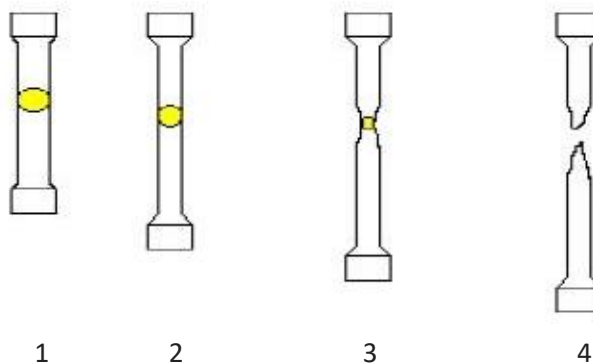


Figura 2.22: Fasi della rottura di un provino sottoposto alla prova di trazione

2.4.6.2 La prova di piegamento

La prova di piegamento e raddrizzamento serve a controllare l'attitudine delle barre d'acciaio per calcestruzzo a subire un piegamento e un raddrizzamento; in particolare, la prova serve a determinare le proprietà di invecchiamento delle barre sottoposte a una deformazione plastica.

Nel caso di barre per cemento armato la distanza tra i rulli ed il diametro degli stessi è funzione del diametro della barra. Si accende la macchina e si posiziona la barretta tra i rulli, si cala la protezione, e si dà inizio alla prova. Si sottopone la provetta ad una piega con angolo noto; si arresta la macchina e si esamina la provetta alla ricerca di cricche. Nel caso di barre in acciaio per cemento armato si procede al condizionamento per almeno 60' a 100°C e al successivo raffreddamento in aria e quindi si procede al parziale raddrizzamento della barretta ad un minimo di 20°, indi si esamina la barretta alla ricerca di cricche; L'esito, presenza o meno di cricche, viene trascritto, riportando la dizione favorevole se la prova è superata senza la presenza di cricche, non favorevole nel caso contrario. La provetta viene avvolta da nastro adesivo e insieme a tutte le altre

provette della stessa pratica legati e recanti il n° di pratica, vengono quindi posti nell'area di stoccaggio del materiale provato.



Figura 2.23: Macchina per la prova di piegamento

2.4.6.3 Le prove di aderenza

Il Beam-test richiesto dalla Normativa Italiana prevede l'utilizzo di provini di trave con una percentuale di armatura trasversale molto superiore a quella normalmente usata nella pratica progettuale, necessaria anche per evitare il collasso per taglio prima del collasso per aderenza. Le prove di estrazione sono spesso influenzate dall'azione di contenimento che si ottiene per l'attrito fra la superficie dei provini a contatto con le piastre di contrasto che, al contrario dell'azione di contenimento dovuta all'armatura trasversale ed al calcestruzzo, è legata solamente alla prova sperimentale e non è presente in barra ancorata in una struttura reale. Un tipico diagramma dello sforzo di aderenza medio, ipotizzato uniformemente distribuito lungo il tratto ancorato, in funzione dello scorrimento dell'estremo libero, ottenuto da una prova su una barra con diametro 24 mm, è rappresentato nella figura seguente.

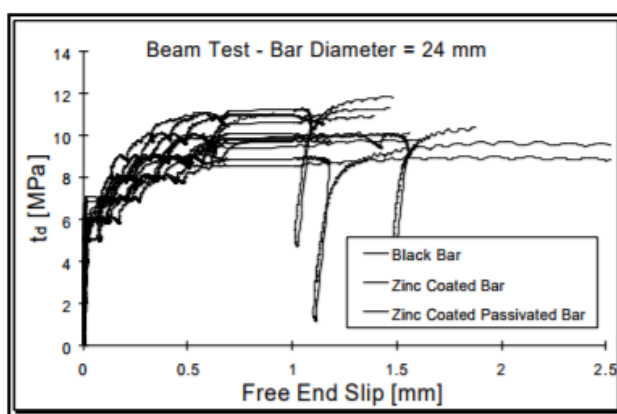


Figura 2.24: Diagramma ottenuto dal Beam Test

2.4.6.4 Le analisi chimiche

L'analisi chimica è legata alla valutazione della saldabilità dell'acciaio. Sia l'analisi effettuata su colata che quella di controllo eventuale, effettuata sul prodotto finito, devono soddisfare le seguenti limitazioni riguardanti la percentuale di elementi presenti nel materiale:

Elemento	Simbolo	Analisi di prodotto	Analisi di colata
Carbonio	C	0.24	0.22
Fosforo	P	0.055	0.050
Zolfo	S	0.055	0.050
Rame	Cu	0.85	0.80
Azoto	N	0.014	0.012
Carbonio equivalente	C _{eq}	0.52	0.50

Figura 2.25: Tabella dei componenti presenti nell'acciaio

Il calcolo del carbonio equivalente C_{eq} è effettuato con la seguente formula:

$$C_{eq} = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr+Mo+V}{5} + \frac{Ni+Cu}{15} \quad (2.7)$$

La norma stabilisce inoltre che è possibile eccedere il valore massimo del carbonio dello 0.03 % in massa a patto che il valore del carbonio equivalente venga ridotto dello 0.02 % in massa.

2.4.7 I controlli sulle barre d'armatura

La normativa del 2008 stabilisce una serie di controlli da effettuare obbligatoriamente sui provini d'acciaio suddivisa in tre gruppi, quali:

1. in stabilimento di produzione, da eseguirsi sui lotti di produzione: si riferiscono a produzione continua, ordinata cronologicamente mediante apposizione di contrassegni al prodotto finito (rotolo finito, bobina di trefolo, fascio di barre, ecc.). Un lotto di produzione deve avere valori delle grandezze nominali omogenee (dimensionali, meccaniche, di formazione) e può essere compreso tra 30 e 120 tonnellate;
2. nei centri di trasformazione, da eseguirsi sulle forniture: sono lotti formati da massimo 90 t, costituiti da prodotti aventi valori delle grandezze nominali omogenee;
3. di accettazione in cantiere, da eseguirsi sui lotti di spedizione: sono lotti formati da massimo 30 t, spediti in un'unica volta, costituiti da prodotti aventi valori delle grandezze nominali omogenee.

Nel seguito si citano le linee guida stabilite dal Testo Unico del 2008 in materia di controlli.

Gli acciai destinati ad armature per cemento armato devono essere prodotti con un sistema permanente di controllo interno della produzione in stabilimento che deve assicurare il mantenimento dello stesso livello di affidabilità nella conformità del prodotto finito, indipendentemente dal processo di produzione. Il sistema di gestione della qualità del prodotto che sovrintende al processo di fabbricazione deve essere certificato da parte di un organismo terzo indipendente, di adeguata competenza ed organizzazione.

L'inizio della procedura di qualificazione deve essere preventivamente comunicato al Servizio Tecnico Centrale allegando una relazione ove siano riportati:

- elenco e caratteristiche dei prodotti che si intende qualificare (tipo, dimensioni, caratteristiche meccaniche e chimiche, ecc.);
- indicazione dello stabilimento e descrizione degli impianti e dei processi di produzione;
- descrizione dell'organizzazione del controllo interno di qualità con indicazione delle responsabilità aziendali;
- copia della certificazione del sistema di gestione della qualità;
- indicazione dei responsabili aziendali incaricati della firma dei certificati;
- descrizione particolareggiata delle apparecchiature e degli strumenti del Laboratorio interno di stabilimento per il controllo continuo di qualità;
- dichiarazione con la quale si attesti che il servizio di controllo interno della qualità sovrintende ai controlli di produzione ed è indipendente dai servizi di produzione;
- modalità di marchiatura che si intende adottare per l'identificazione del prodotto finito;
- descrizione delle condizioni generali di fabbricazione del prodotto nonché dell'approvvigionamento delle materie prime e del prodotto intermedio (billette, rotoli, vergella, lamiere, laminati, ecc.);
- copia controllata del manuale di qualità aziendale, coerente alla norma UNI EN ISO 9001:2000.

La Procedura di Qualificazione del Prodotto continua con:

- esecuzione delle Prove di Qualificazione a cura di un Laboratorio incaricato dal Servizio Tecnico Centrale su proposta del produttore stesso;
- in caso di giudizio positivo il Servizio Tecnico Centrale provvede al rilascio dell'Attestato di Qualificazione al produttore e inserisce il Produttore nel Catalogo Ufficiale dei Prodotti Qualificati che sarà reso pubblicamente disponibile;
- in caso di giudizio negativo, il Produttore può individuare le cause delle non conformità, apportare le opportune azioni correttive, dandone comunicazione sia al Servizio Tecnico Centrale che al Laboratorio incaricato e successivamente ripetere le prove di qualificazione.

Il prodotto può essere immesso sul mercato solo dopo il rilascio dell'Attestato di Qualificazione. La qualificazione ha validità 5 (cinque) anni. Per il mantenimento della qualificazione i Produttori sono tenuti, con cadenza semestrale entro 60 giorni dalla data di scadenza del semestre di riferimento ad inviare al Servizio Tecnico Centrale:

- dichiarazione attestante la permanenza delle condizioni iniziali di idoneità del processo produttivo, dell'organizzazione del controllo interno di produzione in fabbrica;
- i risultati dei controlli interni eseguiti nel semestre sul prodotto nonché la loro elaborazione statistica con l'indicazione del quantitativo di produzione e del numero delle prove;
- i risultati dei controlli eseguiti nel corso delle prove di verifica periodica della qualità, da parte del laboratorio;
- la documentazione di conformità statistica dei parametri rilevati nel corso delle prove.

Al termine del periodo di validità di 5 (cinque) anni dell'Attestato di Qualificazione il produttore deve chiedere il rinnovo, e il Servizio Tecnico Centrale, valutata anche la conformità relativa all'intera documentazione

fornita nei 5 (cinque) anni precedenti, rinnoverà la qualificazione. Ciascun prodotto qualificato deve costantemente essere riconoscibile per quanto concerne le caratteristiche qualitative e riconducibile allo stabilimento di produzione tramite marchiatura indelebile depositata presso il Servizio Tecnico Centrale, dalla quale risulti, in modo inequivocabile, il riferimento all'Azienda produttrice, allo Stabilimento, al tipo di acciaio ed alla sua saldabilità.

La marchiatura deve essere inalterabile nel tempo e senza possibilità di manomissione; la mancata marchiatura, la non corrispondenza a quanto depositato o la sua illeggibilità, anche parziale, rendono il prodotto non impiegabile.

Tutti i certificati relativi alle prove meccaniche degli acciai, sia in stabilimento che in cantiere o nel luogo di lavorazione, devono riportare l'indicazione del marchio identificativo, rilevato a cura del laboratorio incaricato dei controlli, sui campioni da sottoporre a prove. Ove i campioni fossero sprovvisti di tale marchio, oppure il marchio non dovesse rientrare fra quelli depositati presso il Servizio Tecnico Centrale le certificazioni emesse dal laboratorio non possono assumere valenza ai sensi delle presenti Norme e di ciò ne deve essere fatta esplicita menzione sul certificato stesso. In tal caso il materiale non può essere utilizzato ed il Laboratorio incaricato è tenuto ad informare di ciò il Servizio Tecnico Centrale.

I controlli nei centri di trasformazione sono obbligatori e devono essere effettuati:

- in caso di utilizzo di barre, su ciascuna fornitura, o comunque ogni 90 t;
- in caso di utilizzo di rotoli, ogni dieci rotoli impiegati.

Qualora non si raggiungano le quantità sopra riportate, in ogni caso deve essere effettuato almeno un controllo per ogni giorno di lavorazione. Ciascun controllo è costituito da 3 spezzoni di uno stesso diametro per ciascuna fornitura, sempre che il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento. In caso contrario i controlli devono essere estesi alle eventuali forniture provenienti da altri stabilimenti.

I controlli devono consistere in prove di trazione e piegamento e devono essere eseguiti dopo il raddrizzamento. In caso di utilizzo di rotoli deve altresì essere effettuata, con frequenza almeno mensile, la verifica dell'area relativa di nervatura o di dentellatura. Tutte le prove suddette devono essere eseguite dopo le lavorazioni e le piegature atte a dare ad esse le forme volute per il particolare tipo di impiego previsto.

I controlli di accettazione in cantiere sono obbligatori, devono essere effettuati entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale e devono essere campionati, nell'ambito di ciascun lotto di spedizione, con le medesime modalità contemplate nelle prove a carattere statistico, in ragione di 3 spezzoni, marchiati, di uno stesso diametro, scelto entro ciascun lotto, sempre che il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento. In caso contrario i controlli devono essere estesi ai lotti provenienti da altri stabilimenti. I valori di resistenza ed allungamento di ciascun campione, da eseguirsi comunque prima della messa in opera del prodotto riferiti ad uno stesso diametro, devono essere compresi fra i valori massimi e minimi riportati nella tabella seguente:

Caratteristica	Valore limite	NOTE
f_y minimo	425 N/mm ²	(450 – 25) N/mm ²
f_y massimo	572 N/mm ²	[450 x (1,25+0,02)] N/mm ²
A_{gt} minimo	$\geq 6,0\%$	per acciai B450C
A_{gt} minimo	$\geq 2,0\%$	per acciai B450A
Rottura/snervamento	$1,13 \leq f_t / f_y \leq 1,37$	per acciai B450C
Rottura/snervamento	$f_t / f_y \geq 1,03$	per acciai B450A
Piegamento/raddrizzamento	assenza di cricche	per tutti

Figura 2.26: Tabella dei valori limite per le caratteristiche dei provini d'acciaio

Questi limiti tengono conto della dispersione dei dati e delle variazioni che possono intervenire tra diverse apparecchiature e modalità di prova. Nel caso di campionamento e prova in cantiere, che deve essere effettuata entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale in cantiere, qualora la determinazione del valore di una quantità fissata non sia conforme al valore di accettazione, il valore dovrà essere verificato prelevando e provando tre provini da prodotti diversi nel lotto consegnato. Se un risultato è minore del valore, sia il provino che il metodo di prova devono essere esaminati attentamente. Se nel provino è presente un difetto o si ha ragione di credere che si sia verificato un errore durante la prova, il risultato della prova stessa deve essere ignorato. In questo caso occorrerà prelevare un ulteriore (singolo) provino. Se i tre risultati validi della prova sono maggiori o uguali del prescritto valore di accettazione, il lotto consegnato deve essere considerato conforme.

Se i criteri sopra riportati non sono soddisfatti, 10 ulteriori provini devono essere prelevati da prodotti diversi del lotto in presenza del produttore o suo rappresentante che potrà anche assistere all'esecuzione delle prove presso un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001. Il lotto deve essere considerato conforme se la media dei risultati sui 10 ulteriori provini è maggiore del valore caratteristico e i singoli valori sono compresi tra il valore minimo e il valore massimo secondo quanto sopra riportato. In caso contrario il lotto deve essere respinto e il risultato segnalato al Servizio Tecnico Centrale. Il prelievo dei campioni va effettuato a cura del Direttore dei Lavori o di tecnico di sua fiducia che deve assicurare, mediante sigle, etichettature indelebili, ecc., che i campioni inviati per le prove al laboratorio incaricato siano effettivamente quelli da lui prelevati.

I certificati emessi dai laboratori devono obbligatoriamente contenere almeno:

- l'identificazione del laboratorio che rilascia il certificato;
- una identificazione univoca del certificato (numero di serie e data di emissione) e di ciascuna sua pagina, oltre al numero totale di pagine;
- l'identificazione del committente dei lavori in esecuzione e del cantiere di riferimento;
- il nominativo del Direttore dei Lavori che richiede la prova;
- la descrizione e l'identificazione dei campioni da provare;
- la data di ricevimento dei campioni e la data di esecuzione delle prove;
- l'identificazione delle specifiche di prova o la descrizione del metodo o procedura adottata, con l'indicazione delle norme di riferimento per l'esecuzione della stessa;
- le dimensioni effettivamente misurate dei campioni;
- i valori delle grandezze misurate e l'esito delle prove di piegamento.

I certificati devono riportare, inoltre, l'indicazione del marchio identificativo rilevato a cura del laboratorio incaricato dei controlli, sui campioni da sottoporre a prove. Ove i campioni fossero sprovvisti di tale marchio, oppure il marchio non dovesse rientrare fra quelli depositati presso il Servizio Tecnico Centrale, le certificazioni emesse dal laboratorio non possono assumere valenza ai sensi delle presenti norme e di ciò ne deve essere fatta esplicita menzione sul certificato stesso.

2.4.8 Il degrado delle barre d'armatura

Negli anni più recenti, di fronte all'aumentare dei casi di degrado, ai problemi e ai rischi conseguenti nei confronti di cose e, soprattutto di persone, ai costi di manutenzione e di ripristino, la prospettiva è drasticamente cambiata; a questo certamente si deve la nuova sensibilità che oggi molti addetti ai lavori hanno nei confronti del degrado delle opere in calcestruzzo armato e della sua prevenzione.

2.4.8.1 I meccanismi di degrado del calcestruzzo armato

Il calcestruzzo può subire numerosi processi di degrado che possono essere distinti in:

1. fisici (causati da variazioni termiche naturali, come il gelo-disgelo, o artificiali, come quelle prodotte da incendi);
2. meccanici (abrasione, erosione, urto, esplosione);
3. chimici (attacco acido, solfatico, da solfuri, da acque pure, da acqua di mare, reazioni alcali-aggregati), biologici (azione del fouling);
4. strutturali (sovraccarichi, assestamenti, sollecitazioni ripetute ciclicamente).

Tale distinzione è solo indicativa perché in pratica alcuni dei processi si sovrappongono, dando luogo frequentemente ad azioni sinergiche. Nel momento in cui il calcestruzzo, come avviene nella maggior parte delle applicazioni, è rinforzato con armature di acciaio per sostenere gli sforzi di trazione, si può presentare un altro tipo di attacco: la corrosione delle armature.

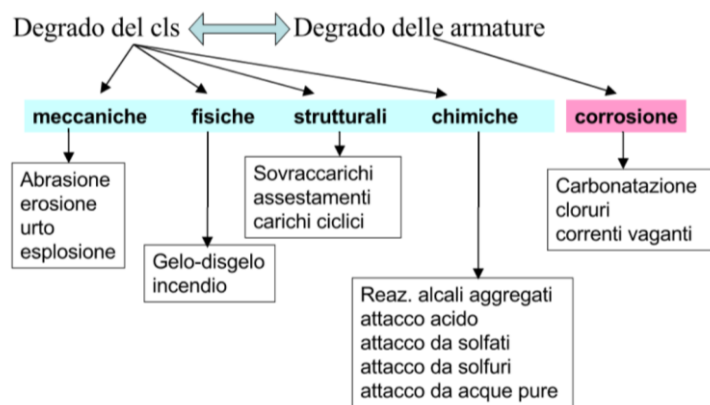


Figura 2.27: Schema delle principali cause di degrado del calcestruzzo armato

Si analizzano nel seguito i tipi di degrado relativi alle sole barre d'armatura.

2.4.8.2 La corrosione

La corrosione è un processo di natura elettrochimica che richiede la presenza di un elettrolita. Nel caso del calcestruzzo, tale elettrolita è la soluzione presente nei suoi pori capillari che non è altro che una soluzione di idrossido di sodio e di potassio con un pH compreso tra 13 e 14 se il calcestruzzo è stato confezionato con cemento Portland, mentre risulta leggermente inferiore (ma comunque superiore a 12,5) nel caso dei cementi di miscela. In soluzioni alcaline aerate con $\text{pH} > 11,5$ e in assenza di cloruri, il ferro si ricopre di un sottilissimo film di ossido, il cui spessore è di pochi strati molecolari. In queste condizioni, che sono dette di passività, la velocità di corrosione è praticamente nulla. La stessa cosa succede alle armature annegate nel calcestruzzo correttamente confezionato e messo in opera. Purtroppo, nel tempo, il calcestruzzo può perdere le caratteristiche protettive. Ciò è dovuto a tre fattori:

1. Partendo dagli strati più esterni e passando via via a quelli più interni, l'alcalinità del calcestruzzo può essere neutralizzata dall'anidride carbonica proveniente dall'ambiente esterno, per cui la soluzione all'interno dei pori del cls passa da $\text{pH} > 13$ a $\text{pH} < 9$ (a questo processo si dà il nome di carbonatazione) e quindi distrugge il film di ossido e con questo le condizioni di passività;
2. A contatto con ambienti contenenti cloruri, nel calcestruzzo possono penetrare questi ioni fino a raggiungere le armature. Se alla superficie delle armature si supera un tenore critico di cloruri (indicativamente dell'ordine di 0,4-1% del contenuto in peso di cemento) il film protettivo può rompersi localmente;
3. Infine, nel caso di strutture interessate da campi elettrici e quindi percorse da correnti disperse (o vaganti) che interferiscono con le armature (cioè passano in alcune zone dal calcestruzzo alle armature e in altre dalle armature al calcestruzzo), il film protettivo può venir distrutto nelle zone in cui la corrente esce dalle armature.

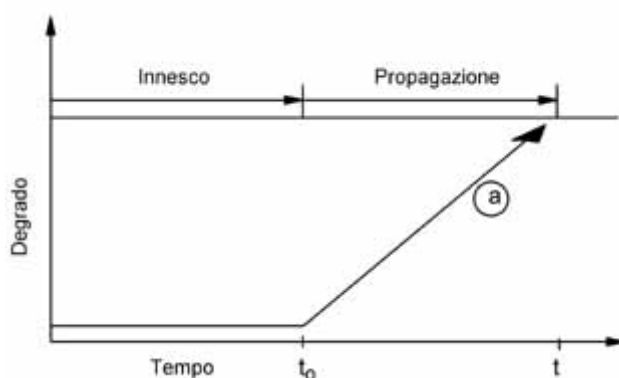


Figura 2.28: Periodo di innesco e periodo di propagazione della corrosione in una struttura di cls armato (modello di Tuutti)

Quando il film è distrutto, la corrosione si produce solo se nella superficie delle armature sono presenti acqua e ossigeno oppure, nel caso di correnti disperse, se l'interferenza continua nel tempo. La distruzione del film protettivo è la preconditione necessaria (ma non sufficiente) perché la corrosione possa avvenire. Nella vita delle strutture in calcestruzzo armato si individuano due fasi distinte:

1. una di innesco della corrosione, in cui si producono i fenomeni che portano alla perdita delle condizioni di passività, cioè alla distruzione locale o generalizzata del film protettivo;
2. una di propagazione più o meno veloce dell'attacco, a partire dal momento in cui il film protettivo viene distrutto.

I fenomeni corrosivi risultano spesso segnalati dalla comparsa alla superficie esterna del calcestruzzo di macchie di ruggine oppure da danneggiamenti del copriferro provocati dall'azione espansiva dei prodotti di corrosione. Questi occupano un volume da due a sei volte superiore a quello del ferro da cui provengono a seconda della composizione e del grado di idratazione degli ossidi che si formano.

Effetti della corrosione			Pezzo corrosivo	
Effetti visivi della corrosione			visto dall'alto	visto in sezione
Generalizzata riguarda tutta la superficie	Uniforme interessa in modo uni- forme la superficie			
	Disuniforme interessa tutta la superficie ma con intensità diversa			
Localizzata interessa parti ristrette della superficie ed è molto pericolosa per la resistenza a fatica	Pitting formazione di piccole cavità o crateri sulle superfici esterne	Penetrante aspetto puntiforme		
		Cavernizzante profilo più largo in profondità		
	Cricca si manifesta lungo il contorno dei grani cri- stallini e ha l'effetto molto insidioso di pro- durre la disgregazione intima del materiale	intergranulare		
Selettiva si manifesta nelle leghe metalliche e aggredisce solo alcune parti del materiale	Cristallografica interessa alcuni tipi di cristalli lasciando inal- terati gli altri			

Figura 2.29: Schema dei principali effetti del fenomeno corrosivo sulle barre d'acciaio

Le conseguenze della corrosione non riguardano solo gli aspetti funzionali o lo stato esteriore delle opere interessate dal processo, ma anche gli aspetti strutturali e di sicurezza. In particolare, quando l'attacco è localizzato, la riduzione della sezione resistente delle armature può essere tale da portare alla diminuzione della loro capacità di sopportare i carichi statici o dinamici. L'azione espansiva indotta dai prodotti di corrosione all'interfaccia armature-calcestruzzo può provocare fessure nel copriferro, una sua locale espulsione o una sua totale delaminazione oppure la riduzione di aderenza delle armature, che può avere gravi conseguenze strutturali. In condizioni molto particolari e solo con acciai ad elevato carico di snervamento, possono anche aver luogo cedimenti strutturali improvvisi da corrosione sotto sforzo. La velocità di corrosione viene misurata in genere in $\mu\text{m}/\text{anno}$. Finché questa si mantiene al di sotto di 1,5-2 $\mu\text{m}/\text{anno}$, le conseguenze dell'attacco sulle armature sono trascurabili, almeno in relazione alla vita di servizio richiesta alle comuni opere in calcestruzzo armato. Quando invece supera i 2 $\mu\text{m}/\text{anno}$, i prodotti di corrosione si accumulano all'interfaccia armatura/calcestruzzo provocando dapprima una riduzione di aderenza e poi, una volta che l'attacco è penetrato di uno spessore compreso tra i 20 e 200 μm (a seconda delle caratteristiche del copriferro, del diametro delle armature, delle condizioni ambientali, del tipo e della velocità di corrosione, della natura dei suoi prodotti, ecc.), danneggiamenti anche nel calcestruzzo. Si noti come nel caso la corrosione sia prodotta da cloruri la velocità di penetrazione sia nettamente superiore. Nella figura sottostante si riportano le velocità con cui si producono i fenomeni corrosivi in alcune situazioni tipiche.

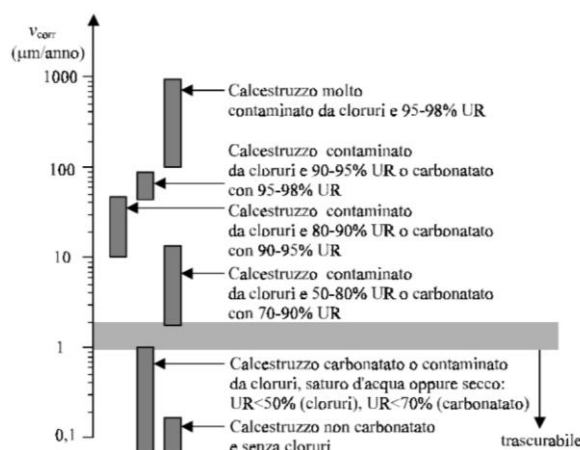
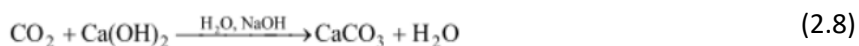


Figura 2.30: Diagramma delle velocità dei fenomeni corrosivi

2.4.8.2.1 La carbonatazione

L'anidride carbonica presente nell'atmosfera, in tenori variabili da 0,04% in ambiente rurale a 0,2% in ambiente cittadino, quando viene a contatto con il calcestruzzo tende a neutralizzare, a partire dagli strati più esterni, i suoi componenti alcalini. Anche altre sostanze acide, ad esempio l'anidride solforosa o gli ossidi di azoto, possono neutralizzare l'alcalinità del calcestruzzo, ma la loro azione risulta in genere trascurabile rispetto a quella della CO₂. La reazione di carbonatazione si può scrivere schematicamente come:



ma in realtà si produce attraverso varie reazioni intermedie che coinvolgono gli idrossidi di sodio e potassio. La carbonatazione non provoca nessun danno al calcestruzzo; anzi, almeno nel caso di calcestruzzi ottenuti con cemento portland, riduce la porosità e porta a una maggiore resistenza meccanica. Ha invece importanti conseguenze nei confronti delle armature; infatti il pH della soluzione nei pori del calcestruzzo si riduce dai valori iniziali, in genere compresi tra 13 e 14, a valori vicini alla neutralità. L'acciaio nel calcestruzzo carbonatato si trova quindi a contatto con acqua praticamente pura, caratterizzata da un valore di pH ben al di sotto di 11,5, minimo valore necessario per assicurare, in assenza di cloruri, le condizioni di passività.

La determinazione sperimentale dello spessore carbonatato si può effettuare in modo molto semplice spruzzando su una superficie di rottura del calcestruzzo una soluzione alcolica di fenoltaleina (UNI 9944). Le zone a pH maggiore di 9 assumono la colorazione rosa tipica della fenoltaleina in ambiente basico, mentre quelle carbonatate non vengono colorate. La prova deve essere effettuata subito dopo la rottura del calcestruzzo, in quanto nel tempo lo strato esterno di calcestruzzo tende a carbonatarsi.

La velocità di penetrazione della carbonatazione varia con l'umidità del calcestruzzo per due motivi. Anzitutto il trasporto dell'anidride carbonica all'interno di questo materiale ha luogo facilmente attraverso i pori riempiti d'aria, cioè in fase gassosa, mentre avviene molto lentamente in quelli riempiti d'acqua. Di conseguenza la velocità di diffusione dell'anidride carbonica diminuisce al crescere dell'umidità relativa (più marcatamente al di sopra dell'80%) fino praticamente ad annullarsi in calcestruzzo saturo. Questo significa che quando il calcestruzzo è bagnato, la penetrazione della CO₂ cessa. D'altra parte la reazione di carbonatazione vera e propria si produce soltanto in presenza d'acqua per cui, di fatto, per umidità inferiori al 40% non avviene con velocità apprezzabile. Per questi due opposti motivi, l'intervallo di umidità relativa

più pericoloso per la carbonatazione è compreso tra 50 e 80%. Il valore di K , quindi, può cambiare nel tempo (ad esempio perché la struttura è soggetta a bagnamenti e asciugamenti), da una zona all'altra della costruzione (ad esempio, passando da una zona riparata dalla pioggia a una esposta o da una zona in corrispondenza alle riprese di getto a una più lontana, la velocità di penetrazione può risultare notevolmente inferiore), passando dagli strati più esterni a quelli più interni del calcestruzzo (gli strati più esterni risultano più secchi di quelli interni nelle fasi di asciugamento, mentre il contrario succede nella fase di bagnamento; pertanto la pelle del calcestruzzo ha caratteristiche diverse dalla zona più interna) oppure passando da una regione piovosa o ad alta umidità a una secca. Si sottolinea l'estrema importanza, nelle situazioni concrete, del microclima, cioè delle condizioni di umidità e temperatura che si creano nelle diverse parti della struttura, per effetto anche della geometria della struttura stessa. Ad esempio, nel caso di una parete esterna di un edificio, in una zona schermata dalla pioggia la velocità di penetrazione è sempre molto più elevata che non nella zona schermata. Analogamente, la velocità di penetrazione della carbonatazione all'esterno di un edificio in una zona non schermata dalla pioggia risulta inferiore che non all'interno. I parametri importanti sono il tempo in cui la struttura resta bagnata, ma anche la frequenza e la durata dei cicli di bagnamento-asciugamento. Nel cemento portland circa il 64% del peso di cemento è costituito da ossido di calcio (CaO , solo in piccola parte in soluzione e per il resto presente all'interno dei prodotti di idratazione) e circa 0,5-1,5% da Na_2O e da K_2O (prevalentemente in soluzione come NaOH e KOH). Nel caso di cementi d'alto forno con il 70% di loppa, il contenuto di CaO scende a circa il 44%. Per cementi con aggiunte pozzolaniche, la quantità di CaO è intermedia tra questi due valori. Rapporto a/c , stagionatura. La porosità del calcestruzzo ha una notevole influenza sulla velocità di penetrazione della carbonatazione. La diminuzione del rapporto a/c , determinando una diminuzione della porosità capillare della pasta cementizia idrata, consente di rallentare la penetrazione della carbonatazione. Per ottenere questi vantaggi, tuttavia, il calcestruzzo deve essere stagionato adeguatamente.

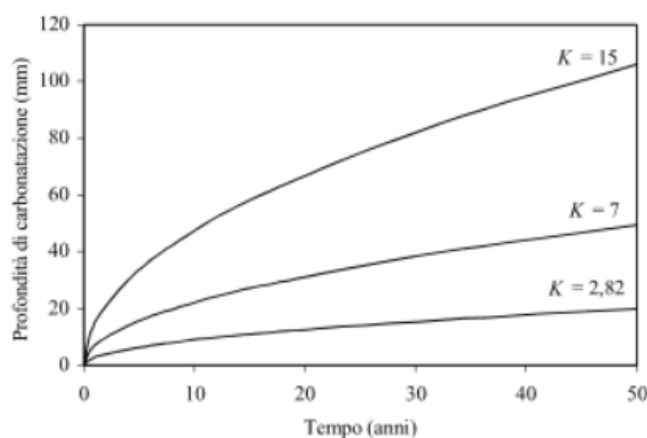


Figura 2.31: profondità del fronte carbonato dato dalla formula $s=K \cdot t^{1/2}$ in funzione del tempo e di K

Dalla Figura 2.31, che riporta l'andamento nel tempo dello spessore carbonatato per diversi valori di K , si può vedere come il fronte carbonatato risulti inferiore a 20 mm (spessore minimo di copriferro in molte strutture) dopo 50 anni, solo se K è inferiore a 2,82. Questo significa che, in zone riparate dalla pioggia, 2 cm di copriferro portano a un periodo di innesco superiore a 50 anni solo con calcestruzzi molto compatti.

Quando il fronte carbonatato ha raggiunto le armature, depassivandole, la corrosione può aver luogo se sono presenti acqua e ossigeno. Se si escludono solo le condizioni di completa e permanente saturazione del calcestruzzo, l'ossigeno è in grado di raggiungere la superficie delle armature in quantità sufficienti per permettere lo svolgimento del processo corrosivo.

2.4.8.2.2 La corrosione da cloruri

I cloruri rappresentano una causa molto frequente di corrosione delle armature. Infatti, nonostante le normative attuali per il progetto delle strutture in calcestruzzo armato vietino l'impiego di materie prime che ne contengano una significativa concentrazione, i sali a base di cloruri possono penetrare dall'ambiente esterno. Questo si verifica ad esempio nelle strutture marine o in molte opere stradali su cui si spargono sali disgelanti. È importante osservare che, quando si interviene per il recupero di strutture realizzate in passato, è invece necessario verificare la presenza di cloruri che possono essere stati aggiunti nel getto tramite l'acqua d'impasto o gli aggregati (ad esempio impiegando sabbia di mare non lavata) oppure tramite gli additivi (il cloruro di calcio, ora vietato, era l'additivo accelerante di indurimento più impiegato in passato). L'attacco corrosivo può aver luogo solo quando la concentrazione dei cloruri raggiunge un valore sufficientemente elevato nel calcestruzzo a contatto con le armature. Il contenuto di cloruri necessario per danneggiare il film che protegge le armature dipende dal potenziale delle armature, che a sua volta è legato alla quantità di ossigeno che raggiunge la loro superficie.

Per le strutture esposte all'atmosfera l'ingresso dell'ossigeno verso le armature non è ostacolato e il potenziale delle armature è prossimo a 0 V. In queste condizioni l'innesco della corrosione ha luogo quando la quantità di cloruri nella soluzione dei pori del calcestruzzo è tale da portare a valore critico del rapporto $[Cl]/[OH]$. Noto il pH del calcestruzzo (e quindi la concentrazione degli ioni OH^-) pari a 9 quindi, è possibile determinare il contenuto critico di cloruri. Questo viene in genere espresso in percentuale rispetto alla massa di cemento nel calcestruzzo. In pratica, con calcestruzzi non carbonatati ottenuti con normali cementi portland (e quindi con $pH > 13$), il rischio di corrosione è basso per un contenuto di cloruri inferiore a 0,4% (in massa rispetto al contenuto di cemento) ed elevato per tenori superiori a 1%. Il limite critico tende verso valori più elevati nel caso di calcestruzzi poco permeabili e con aggiunte pozzolaniche o di scoria d'altoforno. In realtà, sono pericolosi solo i cloruri disciolti nell'acqua presente nei pori, ma non quelli legati ai costituenti della matrice cementizia, come ad esempio i cloruri adsorbiti al gel C-S-H o quelli che si legano all'alluminato tricalcico per dare cloroalluminati.

La capacità di legare i cloruri dipende soprattutto dal contenuto di alluminato tricalcico nel cemento. Ad esempio, i cementi solfato-resistenti sono caratterizzati da un basso tenore di alluminato tricalcico e quindi il rischio di corrosione nei calcestruzzi realizzati con questi cementi, a pari contenuto totale di cloruri, è più elevato rispetto ai comuni calcestruzzi di cementi portland. Anche la composizione dell'ambiente aggressivo influisce sulla percentuale di cloruri bloccati.

Nella grande maggioranza dei casi i cloruri provengono dall'esterno. La corrosione può iniziare solo quando alla superficie delle armature il loro tenore raggiunge il valore critico. Il tempo necessario perché ciò avvenga (tempo di innesco della corrosione), dipende dal tenore di cloruri sulla superficie esterna del calcestruzzo, dalle caratteristiche della matrice cementizia, dallo spessore di copriferro e dal contenuto critico di cloruri.

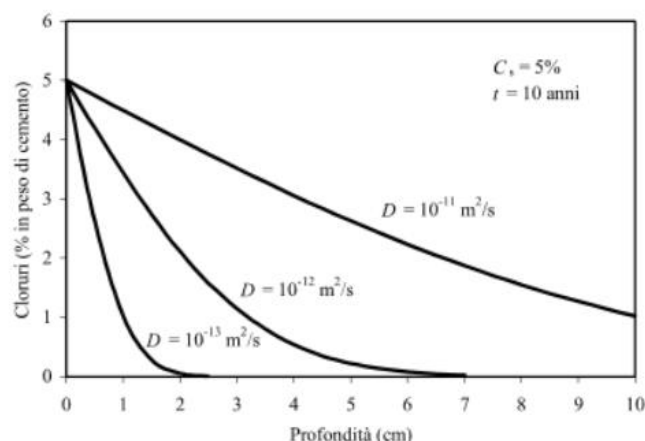


Figura 2.32: Profili di diffusione dei cloruri nel calcestruzzo, dopo 10 anni di esposizione con una concentrazione superficiale del 5%

I profili di concentrazione che descrivono la penetrazione nel tempo dei cloruri all'interno del calcestruzzo (Figura 1.38) si possono ottenere applicando la seconda legge di Fick che descrive i processi diffusivi non stazionari. In realtà, solo nel calcestruzzo completamente saturo d'acqua la penetrazione dei cloruri avviene con un meccanismo di pura diffusione. Nella maggior parte delle situazioni, oltre a quello diffusivo, operano anche altri meccanismi di trasporto. Ad esempio, quando un calcestruzzo asciutto viene a contatto con un liquido contenente cloruri, inizialmente si produce un assorbimento capillare del liquido; in seguito, almeno, negli strati esterni del calcestruzzo, si possono alternare periodi di bagnamento e processi di evaporazione dell'acqua che rendono questi strati ricchi di cloruri.

Pertanto:

- 1) la corrosione da carbonatazione si presenta uniformemente distribuita sulla superficie dell'armatura;
- 2) la corrosione da cloruri risulta in generale di tipo localizzato con attacchi penetranti, che si configurano come crateri (pit), circondati da zone non corrose (a questo tipo di corrosione si dà il nome di pitting,); solo nel caso di elevati tenori di cloruri (soprattutto al diminuire del pH) il film può essere distrutto su ampie zone delle armature per cui la corrosione appare di tipo generalizzato;
- 3) la corrosione da correnti disperse si localizza nelle zone dove la corrente lascia le armature.

2.4.8.3 La prevenzione

La prevenzione della corrosione delle armature e delle altre forme di degrado interessa tutte le fasi che portano alla realizzazione di un'opera in calcestruzzo. Inizia in sede di progetto dell'opera, nel momento della concezione e del calcolo della struttura, del disegno dei suoi particolari costruttivi, della scelta dei materiali da utilizzare e delle loro proporzioni ottimali. Si sviluppa poi nella fase della sua realizzazione con la preparazione, la messa in opera, la costipazione e la maturazione del calcestruzzo e con l'eventuale applicazione di misure speciali di prevenzione aggiuntiva. Continua inoltre per tutta la sua vita di servizio con interventi programmati di ispezione e manutenzione. Per quanto riguarda le misure di prevenzione riguardanti specificamente la progettazione e la messa in opera e la manutenzione delle strutture, ci si limita a richiamare alcune regole pratiche:

- la tipologia dell'opera deve consentire l'accessibilità all'ispezione e alla manutenzione;
- lo schema strutturale deve essere tale da limitare al minimo la fessurazione del calcestruzzo;
- il progetto dei dettagli costruttivi deve, con riferimento anche a quelle che saranno le modalità esecutive, evitare geometrie complesse, spigoli vivi, addensamenti di armature; in merito occorre ricordare che giunti di dilatazione, appoggi e ogni zona di possibile ristagno d'acqua costituiscono punti deboli della struttura dal punto di vista della durabilità;
- in sede di messa in opera occorre adottare tutte le precauzioni necessarie affinché: l'impasto non subisca segregazione durante il trasporto e la posa in opera; la vibrazione porti alla massima compattazione possibile; gli effettivi spessori di copriferro corrispondano a quelli di progetto; le condizioni di temperatura e di umidità siano mantenute ottimali per un periodo sufficientemente lungo, al fine di consentire l'idratazione del cemento.

Nel 1984 è stato realizzato uno studio in cui sono stati esaminati 10000 casi di armature soggette a corrosione, al fine di identificare quali erano le cause più frequenti di tale fenomeno. Nel diagramma sono stati riportati i risultati di tale analisi.

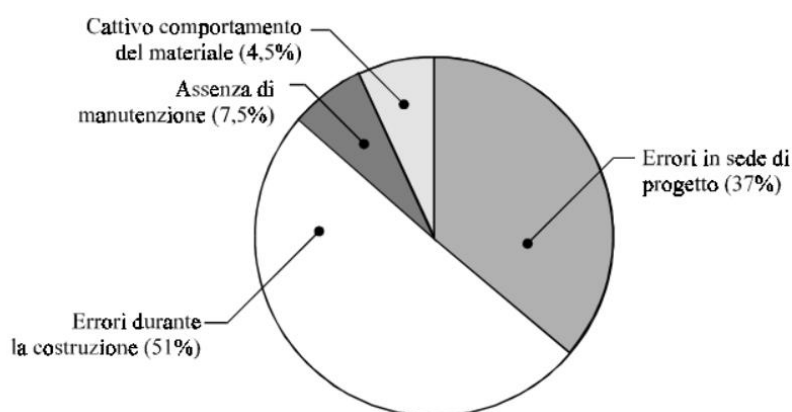


Figura 2.33: Cause di corrosione su 10000 casi esaminati (fonte: Patterson, 2004)

Dai risultati è evidente come la metà dei privini analizzati riguardi solamente una delle possibili cause di degrado, ovvero l'errata progettazione durante la costruzione. Le soluzioni progettuali inadeguate riguardano:

- l'adozione di una tipologia costruttiva che favorisce l'instaurarsi di condizioni locali molto aggressive (ad esempio perché prevede un numero eccessivo di giunti o una geometria inutilmente complessa);
- lo schema strutturale che non consente una corretta distribuzione degli sforzi e porta quindi a un'eccessiva fessurazione del calcestruzzo;
- il mix design che prevede l'impiego di un tipo di cemento, di una quantità di cemento, di un rapporto acqua/cemento e di un tipo di aggregato inadeguati rispetto all'aggressività ambientale;
- i dettagli costruttivi non adeguati.

Gli errori compiuti durante la costruzione portano a una scadente qualità del calcestruzzo che risulta troppo poroso (perché è prodotto, messo in opera, costipato e maturato senza indicazioni e controlli precisi), non ricopre interamente le armature (perché è non costipato in modo corretto, è segregato o è poco lavorabile), presenta spessori di copriferro ridotti rispetto a quelli prescritti (ad esempio perché si sono impiegati distanziatori inadatti o in numero insufficiente). Nella figura 2.34 si riportano alcune soluzioni progettuali errate e le corrispettive procedure per evitare tali conseguenze.

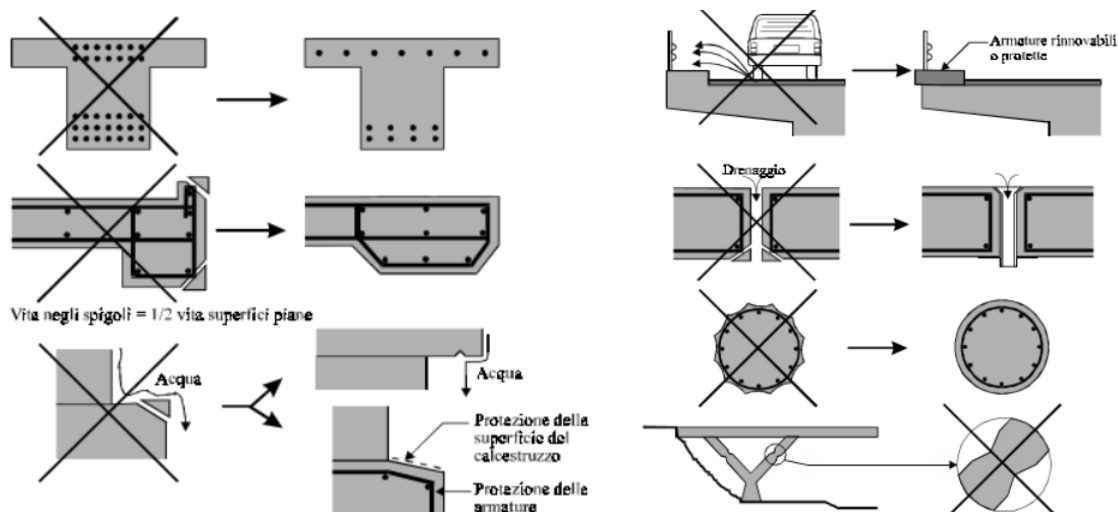


Figura 2.34: Principali errori progettuali per strutture in c.a. e possibili soluzioni

L'aumento dello spessore di copriferro consente di allungare il tempo necessario per l'innescare dei fenomeni corrosivi, aumentando la profondità che carbonatazione o penetrazione dei cloruri devono raggiungere per depassivare le armature. Quando si progetta una struttura in c.a., note le caratteristiche del calcestruzzo, e quindi la velocità con cui possono penetrare la carbonatazione o i cloruri, è possibile determinare lo spessore di copriferro necessario per garantire un tempo di innesco sufficientemente lungo. Va inoltre osservato che l'aumento dello spessore di copriferro ritarda anche la fessurazione del calcestruzzo causata da sforzi indotti dai prodotti di corrosione delle armature e, nel caso di strutture immerse in acqua di mare, aumenta la resistenza elettrica attorno alle armature, riducendo l'attività di eventuali macrocoppie. Al crescere dell'aggressività ambientale è in teoria possibile attraverso un aumento dello spessore di copriferro, mantenere costante il grado di affidabilità delle strutture. In pratica, però, gli spessori non possono superare certi limiti per motivi economici e tecnici (ad esempio per spessori di copriferro elevati aumenta notevolmente il rischio di fessurazione a causa del ritiro igrometrico del calcestruzzo). È necessario osservare che lo spessore di copriferro deve essere garantito in tutti i punti della struttura.

Il legame tra tempo di innesco della corrosione e spessore di copriferro dipende, oltre che dalle caratteristiche del calcestruzzo, anche dai meccanismi che portano alla penetrazione della carbonatazione o dei cloruri. Ad esempio, si ricorda che l'avanzamento s della carbonatazione nel tempo t è espresso dalla relazione (4.2): $s = k \cdot t$ (su tempi lunghi si possono avere valori di penetrazione anche inferiori). Pertanto una riduzione dello spessore di copriferro porta a una diminuzione del tempo d'innescare della corrosione molto più che proporzionale. Se in alcune zone di una struttura il copriferro è dimezzato rispetto a quello nominale, il tempo di innesco si riduce a circa un quarto di quello previsto (Figura 2.35). Considerazioni analoghe valgono anche nel caso la corrosione sia dovuta alla penetrazione dei cloruri.

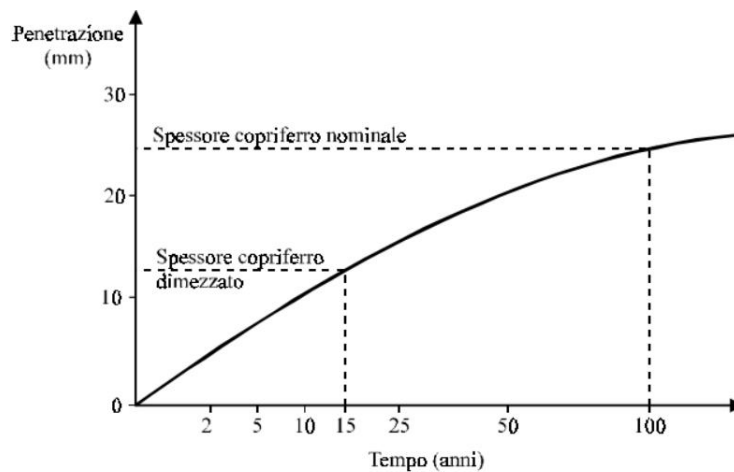


Figura 2.35: Riduzione dei tempi di innesco della corrosione per riduzioni locali dello spessore di copriferro

2.6.8.4 Misure di protezione aggiuntive

In pratica se la progettazione della struttura, in particolare lo spessore di copriferro, la scelta dei materiali, il proporzionamento dell'impasto, la sua messa in opera, compattazione e successiva maturazione vengono effettuati secondo quanto oggi prevedono le normative, il calcestruzzo armato, nella maggioranza delle condizioni ambientali, non presenta problemi di corrosione per tempi dell'ordine dei 50-75 anni, tipici della vita di servizio richiesta a molte costruzioni. Nel caso di assenza di cloruri e in climi temperati, si possono costruire strutture con vita di servizio anche di 100-120 anni. (I casi di corrosione che si manifestano in un gran numero di strutture operanti in ambienti anche non particolarmente aggressivi ben prima dei tempi appena indicati, sono dovuti al fatto che queste normative non sono state seguite). È chiaro che queste vite di servizio possono risultare comunque troppo brevi per molte costruzioni importanti, come monumenti, chiese, edifici di rappresentanza, che dovrebbero durare senza dover ricorrere a continui interventi di ripristino o di manutenzione straordinaria per tempi più lunghi. D'altra parte esistono situazioni in cui non si è in grado di garantire nemmeno i 50-75 anni sopra indicati.

A volte le misure di prevenzione sono applicate solo a parti critiche della struttura (giunti, appoggi, ancoraggi o, comunque, zone in cui l'aggressività è più elevata) oppure solo alle armature più esterne (armature "di pelle"). Le misure preventive, spesso dette di protezione aggiuntiva in quanto si affiancano alla protezione garantita dal copriferro, impedendo che le specie aggressive raggiungano le armature oppure controllando il processo corrosivo attraverso il blocco del processo anodico o della circolazione di corrente nel calcestruzzo. Non è invece possibile impedire la reazione catodica (nessuna tecnica oggi disponibile riesce ad annullare l'apporto di ossigeno alle armature, a meno che la struttura non sia completamente e permanentemente satura d'acqua).

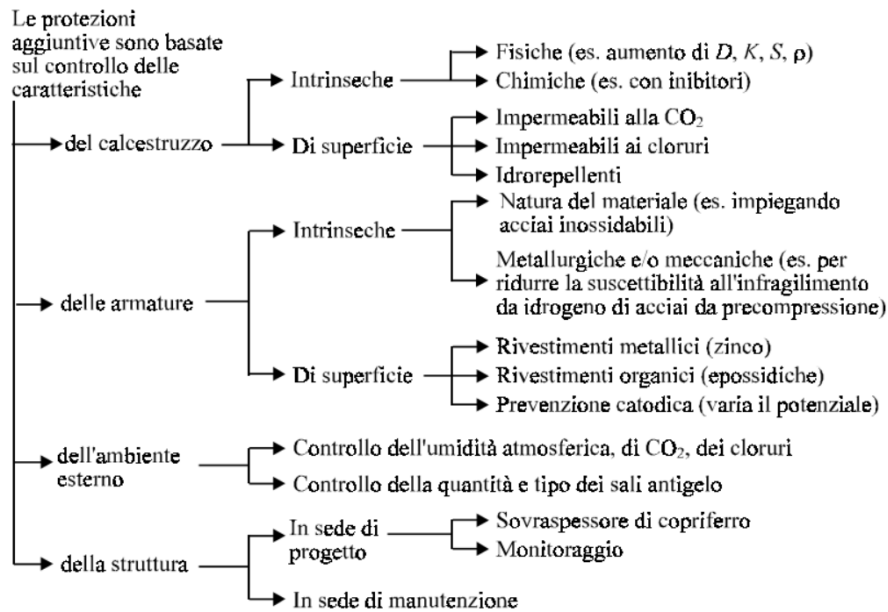


Figura 2.36: Schema delle protezioni aggiuntive da applicare alle strutture in c.a.

Ciò premesso, rispetto alle normali armature di acciaio al carbonio, le armature zincate e quelle rivestite con resine epossidiche hanno un costo circa doppio, mentre le armature in acciaio inossidabile circa 6-9 volte maggiore. L'impiego degli inibitori nei dosaggi più elevati raddoppia circa il costo del calcestruzzo. Il costo dei rivestimenti superficiali può variare indicativamente da 7000 a 25000 euro/m². Quello della prevenzione catodica varia da 50.000 a 100.000 euro/m².

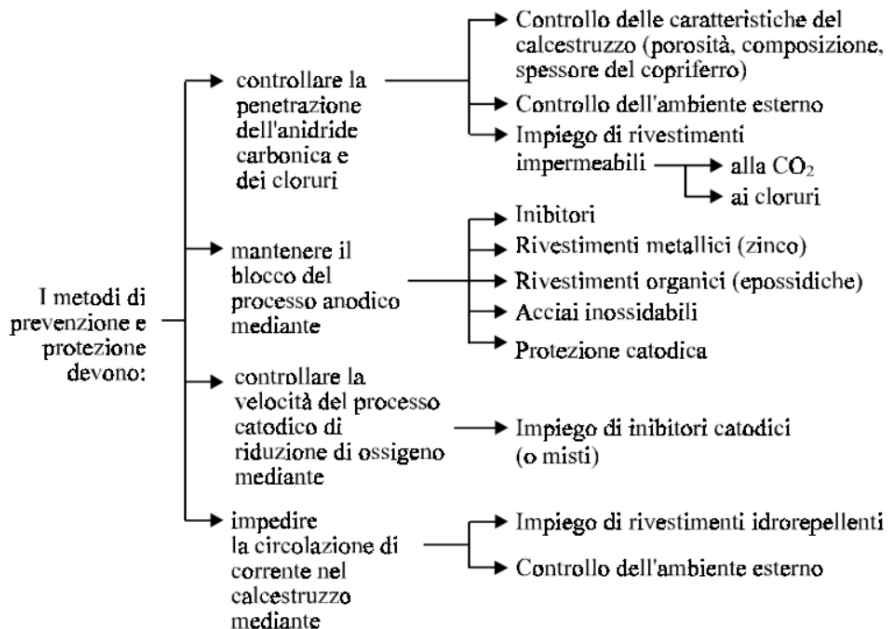


Figura 2.37: Schema dei meccanismi con cui operano i metodi di protezione aggiuntiva

CAPITOLO 3. STORIA DEL CALCESTRUZZO ARMATO DAL 1960 AI GIORNI NOSTRI

3.1. L'evoluzione del cls armato dagli anni '60

Le vicende del Movimento Moderno corrono parallele all'evoluzione tecnica del cemento armato. Sulla modernità di questo nuovo materiale si fonda la continuità di un'immagine che attraversa l'intero secolo, partendo dalle esperienze e dagli sperimentalismi dei Pionieri del Movimento Moderno, alle grandi opere dei brutalismi inglesi e americani del secondo dopoguerra: di Paul Rudolph, di James Stirling, di Bertrand Goldberg.

Ma al di là di questi singoli nomi, possiamo certamente affermare che tutte le più significative realizzazioni architettoniche del Novecento sono state segnate dalla centralità espressiva e tecnica del nuovo materiale. Con la fine del XX secolo, ma già negli ultimi due decenni, la poetica del calcestruzzo armato viene affiancata dall'uso di materiali sempre più leggeri: la strada verso la leggerezza è certo legata anche a fattori produttivi, economici, di trasporto e di inserimento di tecniche di una componentistica prefabbricata e predisposta in officina, piuttosto che in cantiere. Prendono spazio metodi di costruzione "a secco", dove il calcestruzzo armato viene contenuto in utilizzi marginali come massa inerziale e di completamento, spesso limitato alle fondazioni degli edifici e al core dell'edificio costituito da vano ascensore-scale. Un esempio storicamente importante di questa ricerca di leggerezza nelle strutture a discapito di un minor utilizzo del calcestruzzo armato è dato dalle Twin Towers di New York. Si tratta di un enorme progetto costituito da due torri di 110 piani per oltre 415 metri d'altezza che accoglievano quotidianamente migliaia di persone tra lavoratori, turisti e persone impazienti di ammirare la Grande Mela dall'alto. Un primato di altezza che, tuttavia, solo per pochi mesi fu in mano alle Twin Towers: superato il record di 381 m proprio dell'Empire State Building, le due torri furono infatti presto 'adombrate' dalla Sears Towers di Chicago, alta ben 443 m. Per la costruzione delle torri fu utilizzato il sistema di struttura tubolare, oggi giorno molto diffuso.

L'integrità strutturale del World Trade Center dipendeva da due sistemi di pilastri verticali collegati fra di loro. Un nucleo interno di cemento armato trasmetteva soltanto carichi verticali, mentre, pilastri d'acciaio, con sezione rettangolare cava, erano disposti lungo il perimetro. Insieme a travi reticolari orizzontali, i pilastri d'acciaio creavano un sistema che assorbiva i carichi orizzontali soprattutto del vento. Le travi orizzontali sopportavano le lastre di cemento di ogni piano e collegavano i due sistemi verticali evitando che i pilastri perimetrali cascassero esternamente.

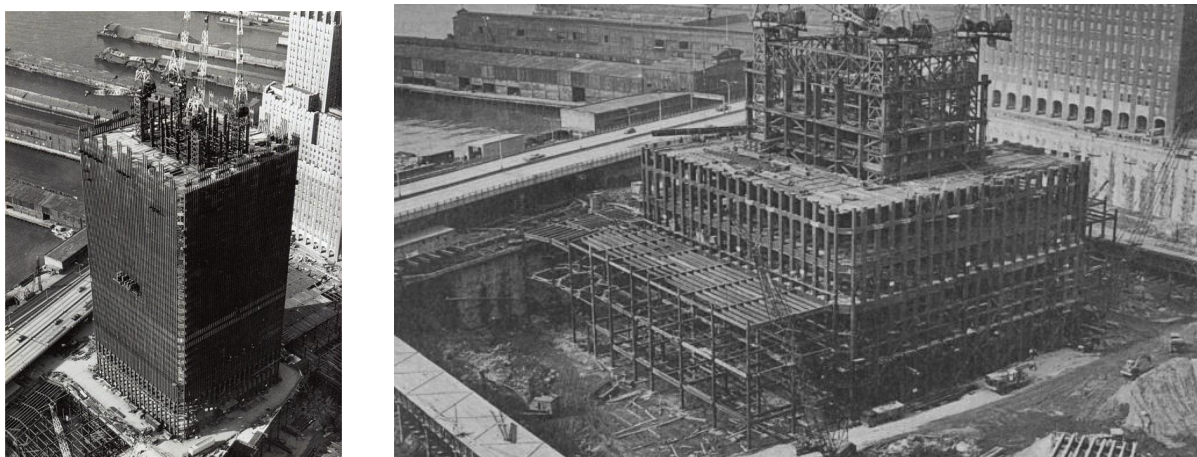


Figure 3.1 e 3.2: Scatti fotografici del cantiere delle Twin Towers di New York

Parallelamente allo sviluppo della tecnica delle costruzioni che ha portato a raggiungere traguardi incredibili nella storia del calcestruzzo armato, si ha lo sviluppo di nuove forme di provini di acciaio per le armature. Dagli anni '60 infatti sono state fatte numerose sperimentazioni, in America e successivamente anche in Europa, che hanno portato alla formazione di nuovi tipi di barre, denominate “ad aderenza migliorata” con particolari lavorazioni sulla superficie esterne atte a migliorarne le prestazioni. Fra le principali tipologie si riportano le seguenti:

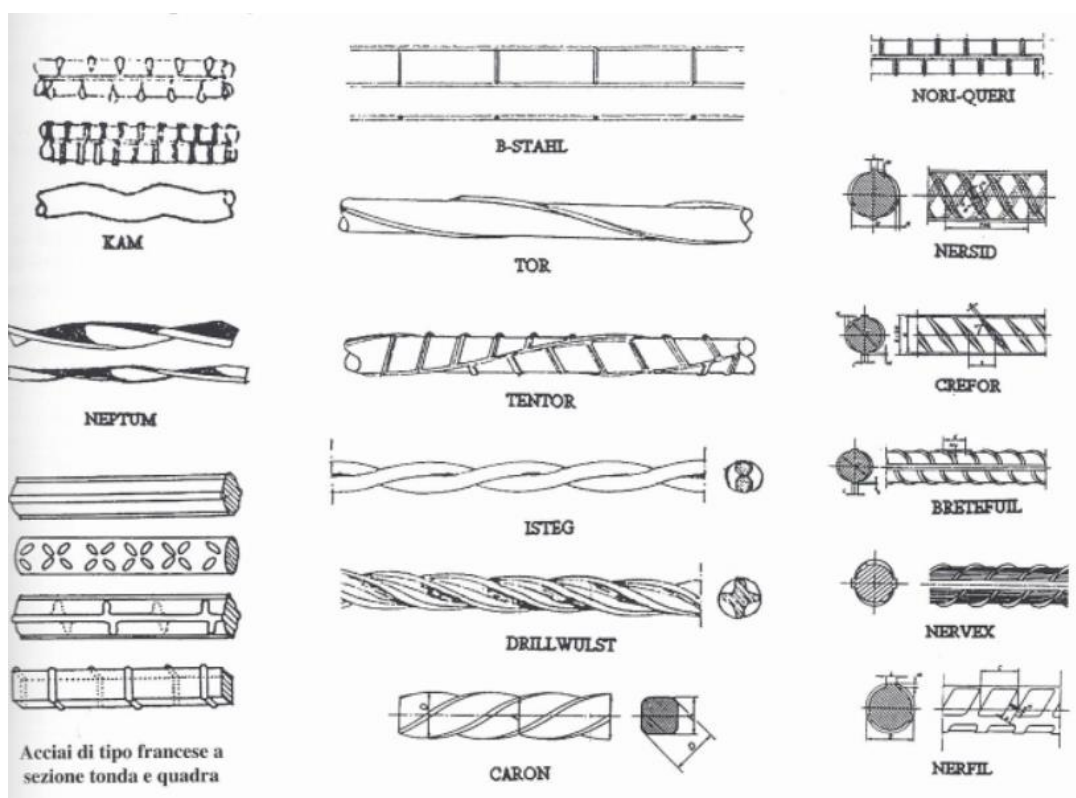


Figura 3.3: Principali tipologie di acciaio negli anni '60

Per la realizzazione dei ponti invece sono stati studiati i seguenti tipi di barre ad aderenza migliorata:

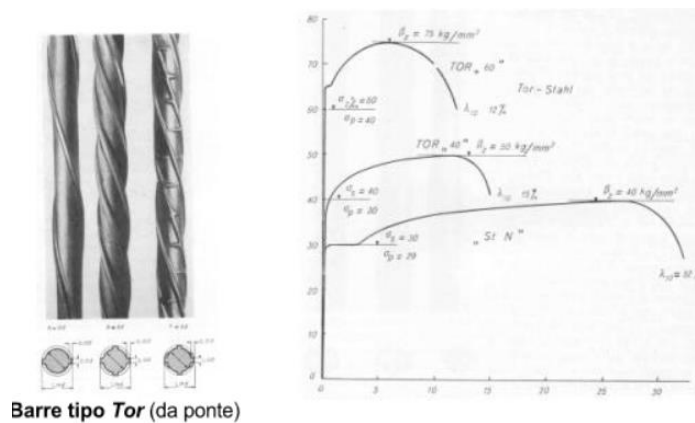


Figura 3.4: Barre d'acciaio di tipo Tor

Contemporaneamente, la ricerca scientifica ha messo a punto composizioni del conglomerato sempre più raffinate, ad alte e altissime prestazioni, migliorate enormemente rispetto a quelle di un tempo, sia dal punto di vista della resistenza come della esilità o della fluidità di getto o della duttilità del prodotto.

Ma al di là di questa competizione, ancora in atto di un'alternativa se sia più o meno efficiente il calcestruzzo rispetto all'acciaio, c'è un fatto nuovo che emerge con forza negli anni 80 del 900 che ha fatto avanzare profondamente gli studi sul cemento armato e sulla messa a punto delle sue qualità e caratteristiche. Negli ultimi due decenni del secolo ventesimo e in questo inizio del nuovo secolo è emersa la consapevolezza scientifica che il cemento armato, questo materiale tanto celebrato dalla modernità per le sue eccezionali qualità, al pari di ogni altro oggetto o manufatto umano, presentava i segni inevitabili del suo ciclo di vita e, quindi, della necessità di una sua manutenzione. In questi ultimi decenni sempre più numerosi monumenti dell'architettura moderna del 900 hanno mostrato i segni di un degrado che ne pregiudica l'utilizzo la sicurezza, prima ancora di comprometterne e la qualità estetica. Spesso sono proprio i monumenti più celebrati della modernità che richiedono i più difficili interventi di recupero di restauro conservativo, anche perché nel loro restauro non vada perduta la ricerca plastica di una ideologia modernista che si era fidata fosse troppo facilmente alla incorruttibilità di un materiale ritenuto tale.

Si apre così un'altra nuova stagione, emergono problemi di conservazione che l'euforia modernista aveva sottovalutato; il calcestruzzo armato non sembra più essere quel materiale eterno e come tale enfatizzato dal ottimistica visione del Progresso tecnologico. Emerge di conseguenza il grande problema della conservazione e del ripristino di una funzionalità e di un'estetica, che pure diventano uno dei temi centrali dello studio dell'intervento di manutenzione. A più di cent'anni dalla sua invenzione, accanto ai vantaggi che tale materiale comporta (quali facilità di esecuzione, costo ridotto dei componenti, versatilità di utilizzo), si riscontrano diversi svantaggi sia dal punto di vista prestazionale sia della sostenibilità ambientale, che spesso fanno preferire al suo utilizzo quello dell'acciaio, maggiormente eco-compatibile e con migliore resistenza.

Al fine di far fronte a tali problemi, a partire dagli anni '70 lo sviluppo di nuovi additivi e di aggiunte, minerali e non, accanto allo studio attento dei processi di stagionatura e del mix-design, hanno iniziato a trasformare il calcestruzzo in un materiale "high-tech" in grado di esprimere prestazioni sempre più avanzate; anche le armature hanno visto uno sviluppo notevole dal punto di vista prestazionale, che ha portato in quegli anni alla realizzazione di tipologie di barre sempre più prestanti.

3.1.1 Le barre per c.a. ad elevate prestazioni

3.1.1.1 Le barre tipo Tempcore

Le barre tipo Tempcore sono frutto di un procedimento messo a punto dal CRM di Liegi nei primi anni '70 e completato poi nel 1974 in vista di una produzione di tipo industriale. Il processo Tempcore consiste in un particolare trattamento termico che sfrutta il calore emesso dalle barre durante la laminazione. Lo strato superficiale temprato della barra è sottoposto a rinvenimento tempered sfruttando il calore del cuore (core) della barra stessa, da cui deriva appunto il nome Tempcore.

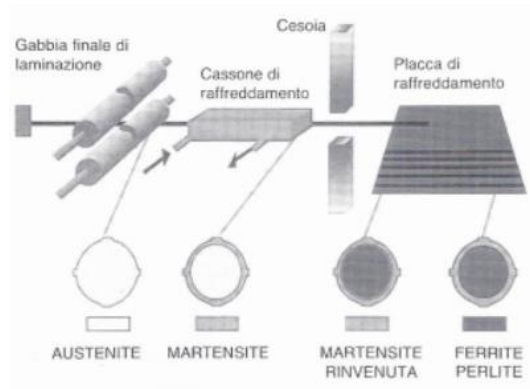


Figura 3.5: Processo di produzione delle barre Tempcore

La prima fase del processo inizia quando la barra, in uscita dall'ultima gabbia del laminatoio, attraversa un impianto speciale di raffreddamento ad acqua; la capacità di raffreddamento dell'impianto è talmente elevata da determinare sulla superficie della barra una tempra martensitica, mentre il nucleo resta austenitico. Il trattamento di tempra termina quando sotto la crosta superficiale si forma lo spessore di martensite richiesto. Quando la barra lascia la zona di raffreddamento intensivo, il gradiente di temperatura determinatosi sulla sua sezione produce un flusso di calore dal centro verso la sua superficie. L'aumento di temperatura della crosta produce l'autoinvenimento della martensite. Infine, durante il raffreddamento il nucleo austenitico si trasforma in banite-ferrite o nell'insieme banite-ferrite-perlite. La proprietà che più caratterizza le barre Tempcore rispetto agli acciai comuni è che a parità di valori di tensione presentano un tratto plastico più ampio; ciò dipende non solo dall'incidenza del processo produttivo precedentemente descritto ma anche dalle microstrutture che si formano nella barra per effetto della tempra e dell'autoinvenimento. Il diagramma σ - ϵ per un acciaio così trattato assume l'andamento riportato nella figura seguente:

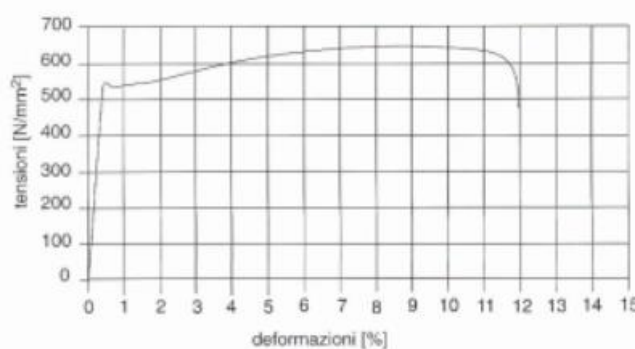


Figura 3.6: Diagramma tensione-deformazione di un acciaio di tipo Tempcore

Ottime sono inoltre le caratteristiche di piega: per diametri compresi fra i 12 e i 36 mm è possibile effettuare la piega a 180° senza evidenziare difetti su mandrini pari a 1 o 2 volte il diametro della barra.

3.1.1.2 Le barre in acciaio inossidabile austenitico

L'acciaio inossidabile trova molteplici possibilità di impiego grazie alla elevata resistenza alla corrosione e all'ampio intervallo di plasticità che ne caratterizza le curve σ - ϵ . La coesistenza di queste proprietà ne ha suggerito l'impiego anche in forma di tondo nervato nelle costruzioni in calcestruzzo armato.

La pellicola superficiale che ha il compito di proteggere la struttura dagli agenti aggressivi, ha una composizione chimica variabile in funzione del tipo di acciaio impiegato e della percentuale degli elementi di lega. La barra oppone dunque una barriera di tipo termodinamico in grado di rigenerarsi in caso di locali abrasioni. Essa è costituita essenzialmente da ossidi/idrossidi di ferro-cromo-nichel.

Il tenore minimo di cromo affinché si possa parlare di acciaio inossidabile è dell'11% ed è chiaro quindi che incrementando il suo contenuto aumentano anche le proprietà autoprotettive.

Le caratteristiche meccaniche degli acciai inossidabili austenitici sono in primo luogo condizionate dal tipo di struttura metallografica. Il modulo elastico dell'acciaio al carbonio varia da 160000 N/mm² a 210000 N/mm².

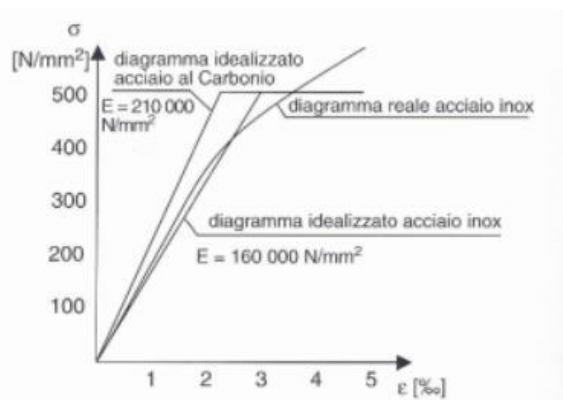


Figura 3.7: Legge costitutiva di un acciaio inossidabile austenitico

Altro aspetto importante è l'entità dell'allungamento uniforme ξ_u che, risentendo fortemente di eventuali incrudimenti e delle microstruttura, risulta variabile in funzione del diametro delle barre. Si ottengono così per le barre di produzione italiana valori compresi tra 2,5 e 5% per gruppi di diametri da 5 a 12 mm e valori superiori a 10% per gruppi di diametri da 16 a 25 mm. Il valore della tensione di snervamento risulta superiore rispetto a quello delle barre tradizionali; in via generale appare comunque evidente che la barra inox possiede elevate potenzialità in termini di applicazioni per cui si può pensare di volta in volta alla realizzazione di barre "ad hoc", confezionate cioè con prestazioni meccaniche di volta in volta individuate dal progettista strutturale.

3.1.1.3 Le barre zincate

La zincatura costituisce un'ideale soluzione all'incremento della durabilità dell'armatura, riducendo la possibilità di innesco del fenomeno della corrosione. Il processo di zincatura a è dato sostanzialmente da tre fasi di lavoro:

1. preparazione delle superfici da zincare
2. zincatura
3. operazioni di controllo e finitura.

Nella figura 3.8 sono indicate le fasi del processo di zincatura a umido impiegata per le armature da c.a.



Figura 3.8: Processo di zincatura a umido

Preliminarmente le barre devono essere liberate da tutti gli ossidi, dalla ruggine e dalla calamina residua dai processi di trafilatura e laminazione. L'operazione avviene per immersione in acido cloridrico a temperatura ambiente. L'eliminazione delle tracce di acido cloridrico attraverso un semplice lavaggio predispone ad un trattamento di immersione in una soluzione composta da Sali di zinco e di ammonio. Durante questa fase si forma una pellicola uniforme che evita ossidazioni fino al momento di immersione nello zinco fuso ed inoltre migliora la reazione zinco-ferro. Le barre possono quindi essere immerse in un bagno di zinco fuso a una temperatura che va dai 440 ai 460°.

Parallelamente all'effetto barriera così ottenuto si ha anche una protezione di tipo elettrochimico o galvanico. Questa consiste fondamentalmente nel passaggio di corrente che si verifica quando due metalli, in tal caso ferro e zinco, vengono immersi in un elettrolita come nel caso del calcestruzzo in presenza di acqua. Lo zinco poi si scarica e si comporta da anodo a protezione del ferro.

Per le barre zincate si parla di ruggine bianca in quanto a differenza degli acciai ordinari l'ossidazione non crea sulla superficie di calcestruzzo i tradizionali aloni color marrone.

I primi studi sulle barre zincate sono stati effettuati negli Stati Uniti e solo in seguito in Europa. A tutt'oggi non vi è una posizione univoca nel definire di quanto si incrementi la durata dell'armatura o sotto quali condizioni l'aggressione possa o meno avere inizio. Particolare importanza rivestono a tal proposito i risultati di un programma di indagine svolto negli anni '70 negli Stati Uniti per determinare il comportamento dell'armatura zincata in solette e strutture portanti di ponti e moli esposte all'azione aggressiva dell'acqua marina delle Bermude. Tra i risultati di maggior rilievo risultò che a 23 anni di distanza dall'ultimo controllo lo spessore medio del rivestimento zincato era presente per più del 90% rispetto allo stato iniziale; questo portò a ipotizzare una durata del rivestimento pari a circa 80 anni.

3.1.1.4 Le barre rivestite di resina epossidica

Il rivestimento dei ferri d'armatura con resine epossidiche è stato per la prima volta realizzato in Pennsylvania nel 1973 e da allora questa tecnologia si è diffusa particolarmente negli Stati Uniti e in Canada. Lo strato di resina epossidica che avvolge la barra metallica svolge un ruolo fondamentale di isolamento. Il trattamento dei tondini viene solitamente realizzato secondo la norma ASTM D 3963-86 e nella UNI 9747-90.

A una prima fase di sabbiatura per eliminare eventuali presenze di ossidi e per favorire l'ancoraggio, segue il riscaldamento del tondo fino a circa 240°, quindi subentra la fase di applicazione del rivestimento che può essere realizzato con due tecniche:

1. processo per via elettrostatica a spruzzo: è il sistema più diffuso, prevede l'applicazione della polvere sui ferri con una pistola caricata elettrostaticamente; la polvere fonde direttamente sull'acciaio caldo e quasi istantaneamente indurisce al punto da prevenire i danni al rivestimento.
2. Tecnica dell'immersione: prevede l'immersione dei pezzi sabbiati e preriscaldati in un bagno con polvere fluida; è una tecnica utilizzata per il rivestimento di gabbie d'armatura presaldate.

Per garantire una buona protezione dei ferri, lo spessore del rivestimento deve essere compreso fra 130 e 300 micron; l'esperienza dimostra inoltre che il valore ottimale da adottare nella prevenzione contro la corrosione è di circa 200 micron. La protezione offerta dal rivestimento epossidico è sostanzialmente costituita da una barriera meccanica non essendovi alcuna interazione chimica della pellicola protettiva con l'interfaccia del metallo e del conglomerato. La durabilità della protezione epossidica dipende dall'integrità del rivestimento. In tali condizioni, l'innesco e la propagazione della corrosione dipendono dai fattori che controllano la distribuzione del film di passività, dalla possibilità di passaggio dell'ossigeno e dalla conducibilità del calcestruzzo.

In Germania è stato poi brevettato un particolare processo di rivestimento rugoso in grado di incrementare l'aderenza. A una prima fase in cui viene applicato il rivestimento, segue prima della solidificazione, un'ulteriore aggiunta di polvere epossidica che aderisce al substrato senza fondere completamente, mantenendo così una notevole rugosità di superficie. Le applicazioni più vantaggiose di armature così rivestite hanno in parte trovato spazio nell'ambito della precompressione.

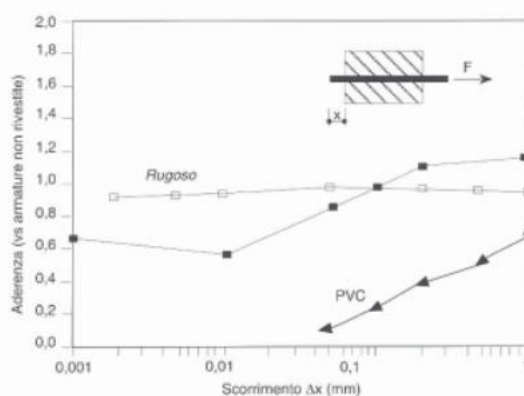


Figura 3.9: Grafico aderenza-scorrimento di un acciaio rivestito in resina epossidica

In controtendenza a quanto detto fino a questo punto, negli Stati Uniti (Florida) è stata emessa una direttiva che sconsiglia l'uso di barre d'armatura protette con resine epossidiche nelle strutture di ponti a contatto con ambienti a elevato tenore di cloruri. Tale decisione proviene da una pubblicazione di alcuni recenti studi

eseguiti presso istituti di ricerca in relazione a un fallimentare impiego di dette barre in strutture realizzate in aree tropicali.

3.1.1.5 Le barre rivestite in PVC

Il principio generale del rivestimento in PVC, polivinilcloruro, è quello di fornire alle armature metalliche una barriera impermeabile ai gas, all'acqua e agli agenti chimici. Il processo di applicazione è simile alla spruzzatura di tipo elettrostatico impiegata per le polveri epossidiche, in questo caso il PVC viene trasformato in uno strato aderente attraverso il processo di sinterizzazione a temperatura di 240°C. Lo spessore ottimale da ottenere è tra i 130 e 300 micrometri, preferibilmente intorno ai 240 micrometri.

Il PVC risulta più duttile rispetto al rivestimento epossidico a causa della sua costituzione molecolare; ciò determina una maggiore riduzione di aderenza armatura-cls ma contemporaneamente rende il rivestimento più resistente alla piegatura.

Il rivestimento in PVC non influenza le caratteristiche meccaniche dell'acciaio base. Più sensibili risultano invece le tenisoni di aderenza con una forte riduzione delle τ tra barre ordinarie e barre rivestite.

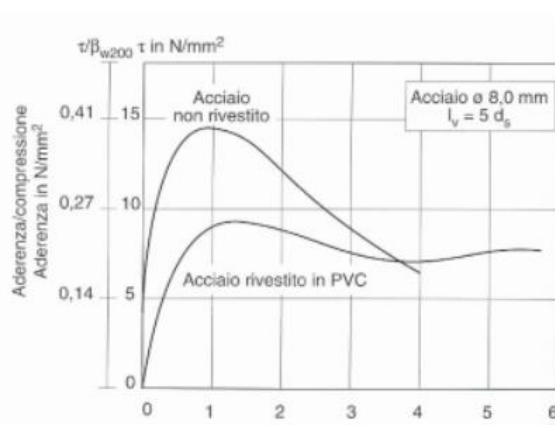


Figura 3.10: Grafico aderenza-scorrimento di un acciaio rivestito in PVC

La notevole elasticità ma anche plasticità del rivestimento in PVC lo rendono resistente alle deformazioni e in tal caso più idoneo rispetto al rivestimento epossidico.

L'applicazione di barre rivestite in PVC per calcestruzzo rimane per il momento limitata alle sole reti elettrosaldate.

3.1.2 Le principali innovazioni dei calcestruzzi e delle tecniche di cantiere

In tale periodo si assiste alla nascita dei cosiddetti calcestruzzi DSP (Densified with Small Particle) ovvero calcestruzzi in cui viene sperimentato il binomio fumo di silice - superfluidificante. I fumi di silice ("SilicaFume") vengono impiegati per aumentare la densità del calcestruzzo in quanto le sferette di silice tendono a disporsi nei vuoti interstiziali tra i granuli di cemento. Tale addensamento conferisce una maggiore resistenza meccanica rispetto ai calcestruzzi ordinari e una migliore resistenza agli agenti corrosivi ma comporta un notevole aumento dell'acqua necessaria al confezionamento del conglomerato. Tale

inconveniente viene aggirato grazie all'utilizzo dei superfluidificanti che favoriscono un basso rapporto a/c in favore di un migliore comportamento micro-strutturale. In altre parole, la pasta cementizia diviene più resistente degli aggregati che diventano il punto debole del materiale assieme ad un piccolissimo volume posto a confine tra aggregato e matrice cementizia detto "zona di transizione". Per sfruttare al meglio le caratteristiche dovute alla densificazione del materiale diviene necessario utilizzare aggregati densi e compatti in grado di stabilire un miglior legame con la pasta cementizia.

Tuttavia anche il calcestruzzo DSP presenta alcuni limiti prestazionali nel comportamento deformativo dovuti per lo più alla natura estremamente fragile del materiale e "strettamente connessi con la microstruttura densa del materiale DSP e non già con la composizione chimica". Per ovviare a tali limiti di comportamento dei materiali DSP, all'inizio degli anni '90 si è assistito alla nascita e allo sviluppo dei cosiddetti RPC (Reactive Powder Concrete): al materiale DSP sono aggiunte fibre d'acciaio, che aumentano la duttilità contribuendo alla riduzione dei fenomeni di rottura, o fibre in materiali polimerici che consentendo di mitigare sensibilmente il fenomeno dello spalling durante gli incendi. Sulla scorta degli studi effettuati soprattutto in ambito francese, negli anni sono state sviluppate e brevettate varie tipologie di RPC, che si configurano per loro natura come veri e propri materiali compositi, anche per la presenza di fibre all'interno della miscela, contraddistinti con svariate sigle (HSC, HPC, FRC, UHPC, UHPRC), che migliorano la resistenza meccanica rispetto ai calcestruzzi ordinari.



Figura 3.11: Esempi di fibre sintetiche utilizzate come rinforzo del calcestruzzo

Attinente anche con la maggior parte degli studi presenti in letteratura, risulta essere la definizione data nelle "Recommandations provisoires" del SETRA-AFGC (2002) che individua con il termine "Ultra-High Performance Fiber-Reinforced Concrete" (UHPFRC) un materiale a matrice cementizia con resistenza a compressione maggiore di 150 MPa (che abbia la possibilità di attingere ai 250 MPa) e che contenga fibre d'acciaio in grado di garantire un comportamento duttile sotto carichi e, se possibile, fare a meno delle armature di rinforzo passive.

Gli UHPFRC, che è anche sinonimo di UHPC, differiscono dalla prima generazione di calcestruzzi ad alte prestazioni detti High Performance Concrete o HPC per:

- la resistenza a compressione che è sistematicamente maggiore di 150 MPa;

- l'uso sistematico delle fibre che garantiscono che il materiale non sia fragile e che modificano la normale richiesta di rinforzi attivi e/o passivi;
- l'alta presenza di legante e per la particolare composizione della miscela.

Tale materiale è quindi in grado di attingere resistenze a trazione relativamente alte attraverso la compartecipazione delle fibre che intervengono nelle distribuzioni dei carichi in seguito alla rottura della matrice cementizia, eliminando l'uso dei rinforzi convenzionali o al massimo sostituendoli con cavi pre e/o post-tesi che assorbono gli sforzi principali mentre le fibre contribuiscono ad assorbire quelli secondari di trazione.

Di pari passo con l'evoluzione scientifica del mix design del calcestruzzo, si è osservata anche una incredibile evoluzione nelle tecniche di cantiere utilizzate per la realizzazione di edifici sempre più difficili dal punto di vista strutturale, sia per le dimensioni che per le forme. Una fra le più importanti innovazioni riguardanti il calcestruzzo armato è senza dubbio legata alla tecnica del getto in elevazione continua mediante casseforme rampanti, un complesso di strutture metalliche scorrevoli dal basso all'alto, in cui staffe in acciaio collegano le strutture e trascinano le casseforme mediante l'azione di martinetti idraulici, comandati da un impianto oleodinamico o ad alta pressione e a ripresa autoportanti consente di realizzare file di oltre 200m per viadotti di grande impegno statico.



Figure 3.12 e 3.13: Scatti fotografici del cantiere del grattacielo Burj Khalifa di Dubai

3.2 L'evoluzione del cls armato in Italia dagli anni '60

Una delle figure più importanti nel panorama italiano delle costruzioni in cemento armato fin dai primi anni del 900 è senza dubbio Pier Luigi Nervi. In occasione del centenario dell'Unità d'Italia, Nervi progettò a Torino il Palazzo del lavoro (con Giò Ponti): un ampio padiglione modulare quadrangolare di 156 m per lato, costituito da 16 elementi quadrati di 40 m. Il pilastro centrale rastremato sorregge l'ombrello strutturale realizzato con travi metalliche.



Figura 3.14: Palazzo del Lavoro di Torino (1961)

Un'altra grande opera realizzata verso la fine degli anni '60 è la Cattedrale di St. Mary a San Francisco; il progetto si caratterizza per la cupola a paraboloidi iperbolici, che ricordano quelli della cattedrale di Kenzo Tange a Tokyo ma anche quelli studiati da Eduardo Catalano, amico e collega di Belluschi al MIT. Disposti a croce greca, i paraboloidi, alti 42 metri, poggiano su archi a profilo e sezioni triangolari che riportano il carico su quattro scultorei pilastri inclinati. Rinforzati da nervature a vista sulla faccia interna, i paraboloidi sono realizzati mediante l'usuale sistema adottato da Nervi di tegoli prefabbricati in ferrocemento, qui sagomati a triangolo, e getti di completamento in opera. Ne deriva, all'interno, un'elegante trama a maglia triangolare ordita secondo le rette sghembe orizzontali di una delle due famiglie di generatrici dei paraboloidi, e linee curve spaziali per le nervature che ne sposano la configurazione a doppia curvatura.

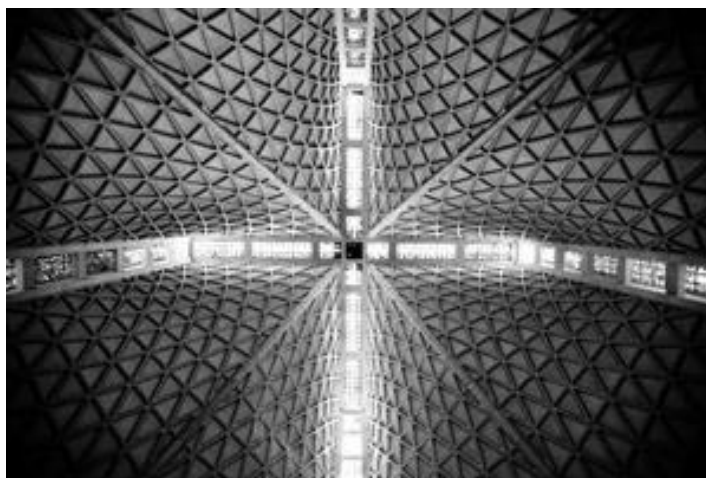
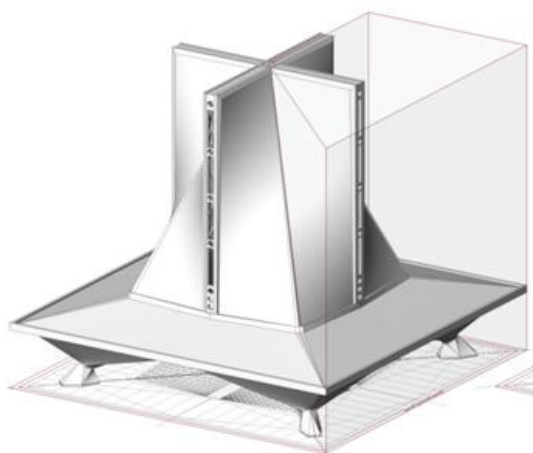


Figure 3.15 e 3.16: Cattedrale di St. Mary a San Francisco (1968)

Il mito delle strutture in cemento armato raggiunge il suo apice negli anni Sessanta del secolo scorso; come appare chiaramente dalla grande quantità di manufatti e infrastrutture che si stavano producendo con questo materiale, "il calcestruzzo vinse la competizione con la pietra per la bellezza della sua superficie assorbente, la sua grana e il suo colore vennero preferiti a quelli di marmo e granito, gli architetti scelsero il calcestruzzo con il vetro per le superfici esposte delle loro opere".

Anche l'architettura degli edifici sacri viene travolta come precedentemente osservato da questo materiale la cui tecnica si sta sempre di più affinando nel tempo, raggiungendo traguardi di plasticità e dinamicità del tutto inarrivabili fino a qualche decennio prima.

Uno degli esempi di come questo materiale viene utilizzato alla perfezione e con un saggio uso della luce naturale è senza dubbio la chiesa di Riola di Alvar Aalto. L'edificio è costituito per l'80% da elementi prefabbricati in cemento armato e sorge a ridosso del fiume Reno, ben visibile dalla vetrata del Battistero. La sagoma della facciata esterna riproduce il profilo dei tre monti che circondano la zona (Montovolo, Monte Vigese e Monte Vigo). La chiesa ha una pianta asimmetrica, con un'unica grande navata, e utilizza sei archi di cemento armato quale soluzione per reggere la volta. Durante la sua visita a Riola, Aalto rimase impressionato dalla bellezza del luogo e dalla possibilità di orientare l'edificio in modo da sfruttare il più possibile l'illuminazione naturale: abolite le finestre tradizionali a favore di lucernari sul tetto, la luce penetra da diverse angolazioni e si riflette sulle superfici bianche esaltandone forme e volumi.



Figura 3.17: Vista dell'interno della chiesa di Riola di Alvar Aalto (1978)

Un altro maestoso esempio di come il calcestruzzo armato può essere modellato e sagomato nella maniera più espressiva lo si può osservare dalle incredibili decorazioni delle facciate perimetrali della chiesa della Beata Maria Vergine realizzata su progetto di Michelucci a Larderello; si presenta sullo sfondo della collina come un volume chiaro e leggermente rialzato, dal quale emergono la massa traforata del tamburo, la piramide della copertura, il graticcio del campanile e lo pseudopronao che segnala l'ingresso frontale. L'impianto presenta un'interessante compenetrazione tra l'impostazione centrale dell'aula ottagonale, del deambulatorio e del sovrastante tamburo, e la disposizione longitudinale del sistema ingresso-presbiterio-campanile-sagrestia, alle quali si aggiungono le appendici laterali del battistero ellittico e della canonica. L'aspetto che caratterizza maggiormente l'opera è però sicuramente l'elaborazione decorativa del piano delle pareti perimetrali, dove il telaio strutturale in cemento armato è variamente intessuto al rivestimento e alle griglie marmoree e alla sottile trama dei vetri colorati o translucidi, che all'interno danno luogo ad una illuminazione vibrante e diffusa. Nell'opera, che ha destato l'immediato interesse nella critica, è stato generalmente riconosciuto un rapporto con l'estetica strutturale indagata da Auguste Perret.



Figura 3.18: Vista dell'interno della Chiesa della Beata Maria Vergine (1954)

Un grande passo in avanti nella tecnica del calcestruzzo armato è stato raggiunto grazie all'ingegno e alla conoscenza dell'ingegnere Sergio Musmeci. Fra le opere più importanti di questa figura che ha radicalmente cambiato il metodo di progettare e costruire con questo materiale in Italia si ha il viadotto dell'industria sul fiume Basento, conosciuto anche come ponte sul Basento o ponte Musmeci. Il ponte, accolto a suo tempo con giudizi contrastanti, ora con entusiasmo, ora con perplessità, segna una discontinuità nello sviluppo dell'ingegneria italiana della seconda metà del novecento. Mentre sembra preludere a nuove estetiche strutturali, si pone invece come esemplare punto di arrivo di quella linea di ricerca italiana sui gusci di calcestruzzo che aveva già prodotto alcuni isolati ma significativi risultati. Sul piano del calcolo chiude l'epoca dell'approccio empirico sperimentale analitico su modello e annuncia l'avvio di quell'approccio per modelli discreti che, con il supporto insostituibile del calcolatore elettronico, segna il definitivo superamento del regno calcolatore. Il ponte è l'esito del tentativo di Musmeci di rovesciare il problema strutturale per come è stato impostato storicamente dalla Scienza delle costruzioni. Resta invece un altro compito: quello di mettere in condizioni chi progetta di decidere sull'utilizzazione strutturale della materia. Per assolverlo è necessario sviluppare una vera e propria teoria delle forme, interamente basata sull'enorme potenzialità di trattamento delle informazioni offerte dai calcolatori elettronici. Il ponte, unico nel suo genere tra quelli costruiti, è composto da una successione di quattro arcate continue di cemento armato che sostengono un impalcato discontinuo a cassone, sempre di cemento armato. Le Arcate di luce netta abbastanza modesta, di 58 metri, sono concepite come volte a doppia curvatura anticlastica di spessore non sottilissimo pari a 29 cm, ma comunque tale da poterle considerare strutture a comportamento prevalentemente membranale. Per Musmeci la forma strutturale ottimale non è da individuare pragmaticamente all'interno delle condizioni contingenti operative del singolo progetto, ma è da inscrivere in una concezione totalitaria della struttura. Su tale struttura, Musmeci effettuerà negli anni successivi alla costruzione altre prove, utilizzando anche un calcolatore elettronico: questo tentativo è il segnale che un nuovo processo si stava avviando nel calcolo strutturale, un processo inarrestabile che avrebbe visto il definitivo, sostanziale superamento dell'approccio analitico sperimentale a favore del calcolo automatico e della contestuale restituzione grafica.



Figura 3.19: Ponte sul Basento (1976)

È doveroso porre l'attenzione anche sulle opere di noti progettisti italiani, impegnati nel comune sforzo di affrontare il tema del ponte con particolare riguardo all'impatto espressivo-architettonico nell'ambiente circostante. Ci si riferisce in particolare a Riccardo Morandi, ideatore di oltre 200 ponti in varie parti del mondo, a Sergio Musmeci, progettista di numerosi viadotti, tra cui quello che collega la città di Potenza la superstrada Basentana, a Silvano Zorzi, che sperimenta con grande passione l'impiego del calcestruzzo armato precompresso in opere di dimensioni davvero elevate, a Carlo Guidi e a Mario Paolo Petrangeli.

Il viadotto Italia realizzato sul fiume Lao nel 1968 rappresenta un maestoso esempio di soluzione a travata in cemento armato precompresso, realizzata con macchinari importati dall'estero. Pile altissime, a cassone cavo, gettata in casseforme rampanti e impalcanti snelli, confezionati a sbalzo facendo avanzare carrelli scorrevoli e completati poi dal varo di travi prefabbricate fuori opera. L'impalcato di acciaio è sostenuto da poderosi piloni cavi in cemento armato mentre di cemento armato precompresso sono le strutture dei viadotti di accesso.



Figura 3.20: Viadotto Italia (1968)

Per ciò che concerne ponti e viadotti, il futuro guarda i nuovi materiali compositi dotati di eccezionali capacità strutturali e di durabilità, unitamente allo sviluppo di attrezzature ottimizzate per la messa in opera degli elementi. la precompressione esterna, rivelatasi molto efficace perché in grado di assicurare una minore duttilità della struttura, costituisce certamente una possibilità di ulteriore sviluppo per tale comparto.

Agli inizi del 1970, grazie alle numerose ricerche svolte da Carlo Scarpa, comincia un processo di rinnovamento del cemento armato che cessa di essere materiale grigio opaco e povero delle strutture portanti delle sperimentazioni neorealiste del dopoguerra per divenire un materiale ricco di potenzialità figurative, capace di esaltare lavorazioni ricercate di assumere un aspetto pregiato. Tuttavia questa sarà l'unica sperimentazione in Italia, in quanto la sua ricerca verrà recuperata solo alcuni decenni dopo, peraltro dalle archistar straniere che dominano la scena nel nuovo millennio. La crisi economica del 1973, avviata dagli eventi internazionali, porterà alla nostra ricerca architettonica in altri campi allontanandola per sempre da quei temi identitari che hanno caratterizzato il dopoguerra.

La parabola dell'industrializzazione dell'edilizia, che in tutti i paesi europei si svolge all'interno della ricostruzione post bellica, in Italia è sfasata di 2 decenni. A parte qualche episodio sporadico, Infatti è solo alla conclusione del Piano Ina casa, quando sta finendo anche la breve stagione del miracolo economico, che decolla improvvisamente la prefabbricazione industriale.

Negli anni seguenti, una cospicua parte dell'edilizia residenziale pubblica, soprattutto nelle grandi città, viene realizzata con tali sistemi di prefabbricazione industriale e si delinea un settore specialistico in cui il cantiere subisce una profonda trasformazione e nel modo di impiegare il cemento si aprono nuovi orizzonti. Il procedimento infatti prevede la prefabbricazione seriale, in stabilimento in officina foranea, di grandi pannelli in cemento armato confezionati in tempi rapidissimi utilizzando attrezzature sofisticate.

Nel secondo dopoguerra, con la ripresa del settore edilizio, vi è una forte spinta verso l'industrializzazione del cantiere, la meccanizzazione e la razionalizzazione dei sistemi costruttivi. Sono le regioni del Nord, e in particolare l'area lombarda, ad imprimere una forte accelerazione in questo senso. Studi, ricerche, analisi dei fattori produttivi si sviluppano proprio con l'obiettivo di migliorare la produttività del settore dell'edilizia e consentire maggiori rapidità costruttive e di conseguenza maggiori economie di scala. Molti nuovi sistemi vengono importati dalla Francia, dall'Inghilterra e saranno applicati nel nostro Paese. Nonostante queste spinte verso l'industrializzazione, che si protrarranno fino agli anni ottanta, e la contenuta applicazione di sistemi costruttivi avanzati, continua a prevalere in Italia un'edilizia di stampo tradizionale. Successivamente si evidenzia un calo di interesse verso i processi industrializzati che rimarranno essenzialmente impiegati nelle opere civili e nell'edilizia per il terziario.

Dunque, dal secondo dopoguerra ad oggi, il calcestruzzo è stato il materiale da costruzione più impiegato nel nostro Paese. Negli anni la tecnologia del calcestruzzo ha avuto importanti progressi che hanno consentito di realizzare conglomerati cementizi sempre più performanti, sia dal punto di vista della resistenza che della durabilità. L'impiego degli additivi super-riduttori di acqua e delle aggiunte minerali come la cenere volante consentono oggi di realizzare in maniera piuttosto agevole calcestruzzi con bassi rapporti acqua/cemento e quindi con porosità estremamente ridotte. Inoltre, è stata compresa la fondamentale importanza delle operazioni di ordinaria manutenzione, senza le quali anche il più durabile dei materiali è destinato al degrado. Per questo oggi giorno ogni struttura deve prevedere obbligatoriamente un manuale di manutenzione nel quale vengono descritti dettagliatamente tutti gli interventi necessari a garantire la quotidiana funzionalità. In definitiva, grazie ai progressi Tecnici e Normativi, è oggi possibile realizzare strutture estremamente durabili e capaci

di garantire, con buoni margini di tolleranza, i valori di Vita Utile richiesti. Diverso è il discorso per le strutture realizzate fino a poco tempo fa, ovvero fino all'entrata in vigore del D.M. 14 Gennaio 2008. Purtroppo, sia per negligenza che per ignoranza tecnica, queste strutture sono state progettate e realizzate senza considerare l'aspetto della durabilità. Il calcestruzzo messo in opera aveva solo funzione strutturale mentre per quanto riguarda la durabilità, per lo più si confidava sull'antica credenza che il calcestruzzo fosse eterno.

L'evoluzione che in poco più di un secolo ha vissuto il calcestruzzo armato nel mondo delle costruzioni va di pari passo con l'evoluzione del nostro paese e del progresso scientifico-tecnologico. Sono state fatte sperimentazioni in molti campi, provando a perfezionare le caratteristiche di questo materiale e le sue prestazioni in ambito di resistenza alle sollecitazioni, sicurezza contro il fuoco, durabilità e sostenibilità sia in termini ambientali che economici.

Con la fine del XX secolo, ma già negli ultimi due decenni, la poetica del cemento armato viene affiancata dall'uso di materiali più leggeri, specialmente nella realizzazione degli edifici residenziali, commerciali e dei grattacieli: la strada verso la leggerezza è certo legata anche da fattori produttivi, economici, legati al trasporto e all'inserimento di tecniche di una componentistica prefabbricata e predisposta in officina, piuttosto che in cantiere. Prendono spazio metodi di costruzione "a secco", dove il calcestruzzo armato viene contenuto in utilizzi marginali come massa inerziale e di completamento, spesso limitato alle fondazioni degli edifici e a limitati getti integrativi.

Negli ultimi due decenni del secolo ventesimo e in questo inizio del nuovo secolo è emersa la consapevolezza scientifica che il cemento armato, questo materiale tanto celebrato dalla modernità per le sue eccezionali qualità, al pari di ogni altro oggetto o manufatto umano, presentava i segni inevitabili del suo ciclo di vita e, quindi, della necessità di una sua manutenzione.

Si apre così, in particolare per l'edilizia popolare e industriale in calcestruzzo armato, un'altra nuova stagione. Emergono problemi di conservazione che l'euforia modernista aveva sottovalutato. Il calcestruzzo armato non sembra più essere quel "materiale eterno" e come tale enfatizzato dall'ottimistica visione del progresso tecnologico. Emerge di conseguenza il grande problema del restauro del moderno, della conservazione e del ripristino di una funzionalità e di un'estetica, che pure diventano uno dei temi centrali dello studio dell'intervento di manutenzione.

Inoltre, è sempre attuale il dibattito sull'inquinamento prodotto dalle principali acciaierie del nostro paese, le quali producono ogni anno una enorme quantità di sostanze tossiche nell'ambiente con conseguenze importanti soprattutto per la salute dell'uomo. L'industria siderurgica è concentrata in un limitato numero di regioni all'interno delle quali l'impatto ambientale rappresenta un serio problema, anche quando si adottano le migliori tecnologie. Gli effetti negativi sull'ambiente sono particolarmente evidenti nella produzione di acciaio con impianti a ciclo unico (Taranto e Piombino); risulta infatti difficile tenere sotto controllo gli effetti inquinanti di stabilimenti di tale imponenza, caratterizzati da un processo che richiede il mantenimento continuo in attività degli altiforni al fine di evitare il loro raffreddamento, anche in situazioni di mancato utilizzo degli stessi: questo perché portare alla temperatura ottimale un altoforno richiede costi elevati e tempi di attesa particolarmente lunghi.

Le principali cause di inquinamento atmosferico prodotto da una azienda siderurgica sono:

- le polveri;
- i prodotti della combustione;

- i vapori acidi, ovvero i principi gas emessi sono monossido di carbonio CO e anidride solforosa SO₂ monossido e diossido di azoto NO_x.

Le polveri contengono inquinanti metallici: cromo, nichel piombo, zinco. L'industria siderurgica richiede grandi quantità di acqua e le acque reflue sono inquinate da solidi sospesi, solfato ferroso e ferrico, oli.

Sicuramente il prossimo futuro sarà ricco di molte altre innovazioni riguardo a questo materiale, poichè il suo utilizzo continuerà a far parte della tradizione edilizia ancora per molto tempo, affiancato però da altri nuovi materiali che stanno prendendo lentamente piede anche nel nostro paese.

Fra le suggestioni per il futuro di un materiale così importante come il calcestruzzo armato, sicuramente si può ricordare la stampa 3D: mattoni e travi diventano dei giganteschi Lego hi-tech e si preparano a cambiare volto all'edilizia. Dopo le prime esperienze fatte in Cina, l'Italia ha messo a punto le tecnologie per le case del futuro, ma anche per 'stampare' strutture complesse come i ponti.

Le prime sperimentazioni sono frutto dell'attività di ricerca condotta presso il centro di servizi CeSMA dell'università di Napoli Federico II. Il gruppo è coordinato da Domenico Asprone, della Federico II, da Marco Iorio, del Distretto Tecnologico Stress e da Ferdinando Auricchio, dell'università di Pavia. "La nuova tecnologia - rileva Asprone - promette di ottimizzare le forme e risparmiare materiale, alleggerendo quindi gli elementi in cemento armato e riducendo i costi e gli impatti ambientali. La possibilità di ottenere forme complesse, poi, apre la strada a nuovi utilizzi del cemento armato, con proprietà estetiche e di design". La tecnologia della stampa in 3D, spiega Iorio, consente di realizzare elementi curvi, cavi o con caratteristiche particolari che normalmente richiederebbero complicati sistemi di forme in legno (casseri) per il getto di calcestruzzo fresco, con notevole incremento dei costi di realizzazione.

Utilizzando una mega-stampante 3D, prototipo dell'azienda italiana Wasp, i ricercatori hanno sviluppato un sistema per stampare elementi di calcestruzzo che possono essere assemblati con barre d'acciaio e comporre travi o pilastri in cemento armato. La prima trave al mondo ottenuta con questa tecnologia ha la lunghezza di circa 3,5 metri, e sarà testata a breve nei laboratori del Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura della Federico II. In Italia e all'estero, osserva Iorio, "sono in atto molti processi di innovazione alimentati dal proliferare di start-up e altre iniziative, intercettando quest'energia e mutuandone alcuni aspetti si può puntare ad innovare anche un processo tradizionale come quello del costruire in calcestruzzo grazie alle tecnologie della stampa 3D"



Figura 3.21: Esempio di struttura in c.a. realizzata con stampante 3d

3.3 Il panorama delle infrastrutture in calcestruzzo armato nel mondo

La versatilità e la flessibilità nelle proprietà e nelle prestazioni ottenibili dal calcestruzzo per soddisfare le più diverse richieste hanno consentito nel tempo la realizzazione di svariate strutture dell'Industria delle costruzioni. Ne sono testimonianza le numerose opere infrastrutturali quali ponti, viadotti e tunnel, opere marittime, pavimentazioni stradali e aeroporti, gli elementi prefabbricati per numerosi utilizzi, nonché le costruzioni edili, gli elementi di arredo urbano e di interni, per giungere fino agli oggetti di design che hanno come comune denominatore l'impiego dello stesso materiale.

Al fine di comprendere al meglio gli stimoli introdotti nella contemporaneità è bene prendere in considerazione le tipologie strutturali impiegate nella produzione di Hennebique: a travata e ad arco.

La supremazia per millenni del Ponte ad Arco è immediatamente comprensibile: si trattava dell'unica figura strutturale conosciuta, in grado di incanalare secondo una traiettoria curvilinea lo sforzo di compressione, facendola riflettere sul rapporto tra pila e impalcato. anche dopo l'affermarsi della tecnologia dell'acciaio e del calcestruzzo armato l'arco continua a essere una figura di grande importanza, Nonostante la “febbre della gran luce” inizi a risultare illogica e antieconomica dagli anni '30. Soltanto alcuni episodi singolari, in cui l'inserimento paesaggistico risulta particolarmente suggestivo, ne prevedono ancora l'impiego: è il caso del recente ponte di collegamento tra l'isola di San Marco e la Costa dalmata, realizzato in conci prefabbricati con sezione a cassone completati con la post- sollecitazione indotta da martinetti in chiave che copre una tratta record di 390 m.



Figura 3.22: Ponte di collegamento tra l'isola di San Marco e la Costa dalmata

Nel panorama delle infrastrutture che stavano sorgendo verso la fine della prima metà del '900, acquistano sempre più importanza i ponti a travata, che negli anni 50-60 vengono realizzati non più in acciaio ma in calcestruzzo armato, con luce medio grande grazie all'adozione della tecnica della precompressione. La grande maturità tecnica acquisita è attribuibile alla realizzazione di getti continui, all'impiego di casseforme-cantiere mobili che consentono di trafilare il getto sia in verticale che in orizzontale. Per luci medio-piccole vengono utilizzati invece gli impalcati a graticcio, che possono essere costruiti assemblando elementi prefabbricati di peso limitato.

La tecnologia del c.a.p. ha offerto possibilità competitive anche nella configurazione del ponte strallato, dal cui schema inizialmente era stato escluso in favore dell'acciaio, considerato più adatto a rispondere adeguatamente alle tensioni di trazione presenti. Questo aspetto ha propiziato espressioni formali autonome del materiale, di cui costituiscono riferimento emblematico a livello internazionale le recenti creazioni di

Santiago Calatrava. Tuttavia, in anticipo ai tempi europei, sono stati i cinesi a guadagnarsi il primato di realizzare un ponte in calcestruzzo armato, ovvero il Sutong Bridge, che collega la città di Sunzhou a Nantong ed è lungo 32,4 km, con una campata record di 1088 m.



Figura 3.23: Sutong Bridge (2008)

Tra le opere recentemente realizzate risulta di grande interesse il viadotto Millau, che costituisce il tratto conclusivo dell'autostrada A75 tra Clermont e Bèzier in Francia. Posta a oltre 240 m sopra la vallata, rappresenta un capolavoro di ingegneria, in cui l'acciaio e il calcestruzzo collaborano per la risoluzione dei problemi statici, sismici e atmosferici. A trave continua su 8 campate per uno sviluppo totale di 2460m, il ponte presenta le pile più alte che siano mai state erette al mondo; queste ultime, realizzate in c.a. messo in opera con un sistema idraulico con mensole rampanti per la cassera esterna e con avanzamento mediante gru in quella interna, sono divise in due parti nei 90m sotto l'impalcato in modo da snellire la struttura.



Figura 3.24: Viadotto Millau (2001)

Un esempio ancor più recente di un incredibile capolavoro in cemento armato che non ha eguali per bellezza architettonica e per le tecnologie messe in gioco nella sua realizzazione è senza dubbio il Mike O'Callaghan-

Pat Tillman Memorial Bridge: si tratta del più grande ponte ad arco negli Stati Uniti, e attraversa il fiume Colorado tra gli stati dell'Arizona e del Nevada. Il ponte si trova all'interno del Lake Mead National Recreation Area a circa 30 miglia (48 km) a sud-est di Las Vegas, in Nevada, e porta la US Route 93 sul fiume Colorado. Durante la costruzione sono stati utilizzati 243 milioni di tonnellate di calcestruzzo e 8.000 tonnellate di acciaio. La lunghezza complessiva del ponte è di 580 m (1.900 piedi) con una luce di 320 m (1.060 piedi). Il ponte sale 274m (900 piedi) sopra il fiume. L'arco è stato costruito da entrambi i lati contemporaneamente. Quando le due parti si incontrarono finalmente al centro, il divario tra loro era meno di un centimetro, un'impresa notevole considerando le difficoltà presentate lavorando a 900 piedi sopra il fiume. La costruzione iniziò nel 2005 e fu completata cinque anni dopo, nonostante un ritardo di due anni. A causa del crollo del sistema di cavi della gru di costruzione in forte vento nel corso del 2006. La costruzione costò \$ 114 milioni.



Figura 3.25: Mike O'Callaghan-Pat Tillman Memorial Bridge(2010)



Figure 3.26 e 3.27: Scatti fotografici delle fasi di cantiere del ponte

L'evoluzione del calcestruzzo armato e i suoi utilizzi sempre più straordinari in opere dalle forme uniche e dalle incredibili dimensioni è destinato ad offrire ancora tante novità nel prossimo futuro, grazie anche alle innovazioni tecnologiche nel campo delle macchine da cantiere e nelle attrezzature utilizzate per realizzare getti continui di imponenti quantità di materiale e cassetture di qualunque forma. Grazie a questi fattori, e ad una progettazione che coinvolge sempre di più il calcolatore elettronico ed i numerosi software che al giorno d'oggi sono ormai indispensabili nel mondo dell'ingegneria, si è riusciti a creare opere uniche e

impensabili fino a qualche anno fa, e il cemento armato ha fatto passi da gigante anche nelle tipologie di opere in cui viene utilizzato.

Se in principio questo materiale veniva utilizzato in piccoli progetti di edilizia residenziale e per alcune opere infrastrutturali, oggi esso viene applicato in qualunque ambito edile, dalle torri all'edilizia residenziale, dai ponti ai viadotti, dai tunnel alle dighe, e così via. Per mostrare l'avanzamento tecnologico e i risultati che è possibile raggiungere al giorno d'oggi con questo materiale si riportano di seguito alcuni esempi significativi di questo incredibile progresso che l'uomo ha compiuto nel tempo.



Figure 3.28 e 3.29: Cantiere Stazione Metro, Algeria, Cantiere Sheikh Khalifa Bridge, particolare della costruzione dei piloni a "v"

CAPITOLO 4. EVOLUZIONE DELLE NORME DAL 1960 AD OGGI

L'evoluzione che la normativa ha subito con il passare dei secoli è inevitabilmente correlata al progredire della scienza del costruire, alla crescente sperimentazione e all'esperienza sul campo accumulata nel tempo; la loro consultazione è divenuta sempre più importante per studiare e comprendere al meglio le trasformazioni del sistema costruttivo basato sull'utilizzo del cemento armato.

Le origini della normativa legata a questo materiale risalgono ai primi anni del '900, periodo durante il quale vennero emessi numerosi regi decreti che descrivevano le caratteristiche che dovevano possedere i materiali da costruzione, le prove da svolgere per controllare la loro qualità ed altri temi; questa prima fase dell'evoluzione normativa italiana può essere compresa fra il 1907 ed il 1939.

Successivamente, dal 1957 fino al 2004, è stato definito un insieme di norme tecniche e di leggi mirate a stabilire i principi e le procedure da mettere in atto per le zone sismiche del nostro paese, ponendo particolare attenzione proprio alla natura sismica del nostro paese: negli anni, sono state fatte numerose classificazioni del territorio italiano sulla base del rischi sismico e parallelamente a queste, sono diventate sempre più specifiche le norme in materia di costruzioni edili emanate in questo periodo.

Infine, si può evidenziare un ultimo periodo normativo che assume grande importanza perché arriva fino ai giorni nostri e che sarà oggetto di importanti novità nel prossimo futuro. Tale fase evolutiva parte dal 2005, anno in cui è entrato in vigore il primo testo unico delle norme tecniche per le costruzioni che raccoglie tutti i D.M. emanati fino a quel momento; successivamente si ha un altro grande passo in avanti con l'uscita nel 2008 delle NTC. L'ultimo aggiornamento di tale norma è previsto proprio in questo anno con l'uscita delle NTC del 2018.

In questo lavoro, verranno analizzate le principali normative che sono state emanate dal 1960 ai giorni nostri, con particolare riferimento alle linee guida stabilite per le barre d'armatura.

4.1 Fine secondo periodo normativo

4.1.1 Legge n. 1684 del 25 Novembre 1962 (G.U. n. 326 del 22/12/1962)

Tale normativa mantiene due categorie sismiche (categoria 1/A e 2/A) ma, a differenza delle precedenti, prescrive l'applicazione delle norme non più solo ai Comuni già colpiti dai terremoti. Inoltre vengono definiti:

1. la riduzione dell'azione sismica per condizioni geologiche favorevoli;
2. nuovi limiti per le altezze massime ed il numero di piani;
3. l'obbligo di introdurre le norme del buon costruire nei piani regolatori comunali;
4. la ridefinizione dei coefficienti di proporzionalità e di distribuzione delle forze sismiche e nuovi coefficienti di riduzione dei sovraccarichi;
5. consente le strutture in muratura, in c.a., in acciaio e legno;
6. vieta le strutture spingenti;
7. elimina gli effetti sismici verticali tranne che per le strutture a sbalzo (+40%).

4.1.2. Legge n. 1086 del 5 Novembre 1971 (G.U. n. 321 del 21/12/1971)

Per rispondere alle nuove aspettative del mondo del lavoro, all'evoluzione tecnico-scientifica e tecnologica e porre fine all'incertezza normativa, la Legge n.1086 del 5 novembre 1971 diede origine alla nuova normativa tecnica che si estrinsecò nel D.M. 30 maggio 1972 che conteneva a sua volta la nuova norma tecnica sulle opere in cemento armato, cemento armato precompresso ed acciaio. Questa norma, nella prima stesura, essenziale e prestazionale come quelle che l'avevano preceduta, conteneva aspetti fortemente innovativi: l'analisi probabilistica della sicurezza strutturale e la derivazione statistica delle caratteristiche meccaniche. Per verificare la sicurezza viene introdotta, oltre ai metodi elastici, la possibilità di utilizzare il calcolo a rottura. La Legge viene definita "legge quadro", con validità estesa ai nostri giorni, e comporta l'obbligo di redigere norme tecniche aggiornate periodicamente per evitare che esse restino fisse ed immutabili per un tempo troppo prolungato. Si richiede che le prescrizioni siano adeguate agli studi e alle innovazioni compiute in materia e che vengano conseguentemente migliorate. Rispetto alle normative precedenti, questa prescrive la denuncia delle opere, prima dell'inizio lavori, all'Ufficio del Genio Civile competente per il territorio, cui si allega il progetto ed una relazione descrittiva contenente le caratteristiche e le dosature dei materiali da utilizzare.

4.2 Terzo periodo normativo

4.2.1 D.M. 30 maggio 1972

Sempre con riferimento alle barre lisce un sostanziale cambiamento si ha con il Decreto Ministeriale del 30/5/1972 che divide gli acciai lisci in sole due categorie denominate FeB22 ed FeB32, mentre quelli ad aderenza migliorata vengono suddivisi in tre categorie quali A38, A41 e FeB44 le cui caratteristiche meccaniche sono così descritte:

- Barre lisce:
 1. FeB 22 : tensione di snervamento $\geq 22 \text{ kg/mm}^2$
tensione di rottura $\geq 34 \text{ kg/mm}^2$
allungamento percentuale $\geq 24 \%$;
 2. FeB 32 : tensione di snervamento $\geq 32 \text{ kg/mm}^2$
tensione di rottura $\geq 50 \text{ kg/mm}^2$
allungamento percentuale $\geq 23 \%$.
- Barre ad aderenza migliorata:
 1. A 38 : tensione di snervamento $\geq 38 \text{ kg/mm}^2$
tensione di rottura $\geq 46 \text{ kg/mm}^2$
allungamento percentuale $\geq 14 \%$;

A 41 : tensione di snervamento $\geq 41 \text{ kg/mm}^2$
tensione di rottura $\geq 50 \text{ kg/mm}^2$
allungamento percentuale $\geq 14 \%$;
 2. FeB 44 : tensione di snervamento $\geq 44 \text{ kg/mm}^2$
tensione di rottura $\geq 55 \text{ kg/mm}^2$
allungamento percentuale $\geq 12 \%$.

Uno degli aspetti più importanti di tale norma del 1972 è che essa getta le basi per quello che diventerà il calcolo agli stati limite, passando da un sistema di tipo deterministico a quello statistico attraverso l'introduzione del valore caratteristico, per cui la tensione di snervamento, così come quella ultima, non va intesa come valore medio ma la tensione che ha solo il 5% di probabilità di essere minorata dalla resistenza effettiva. I valori riportati dalla norma vanno quindi intesi come valori caratteristici. Vengono introdotte le definizioni degli stati limite ultimi e di esercizio, con riferimento, per questi ultimi, agli stati limite "per fessurazione e deformazione".

Inoltre, è presente per la prima volta un richiamo alle norme internazionali FIP – CEB ai fini di impiegare metodi e ipotesi non più necessariamente fondati sull'elasticità lineare.

4.2.2 D.M. 30/05/1974

Un'altra legge fondamentale in materia di costruzioni è la n. 64 del 2 Febbraio 1974 che tratta di Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche. Anche essa è una "legge quadro", in cui si inseriscono norme specifiche, quali le prescrizioni per opere speciali che si intrecciano con quelle sul cemento armato, integrandole in maniera opportuna. Tale legge ha integralmente sostituito la legge 25 novembre 1962, n. 1684, e tramite il D.M. 03/03/75 n.40 ha definito il grado di sismicità della prima e seconda categoria, attribuendo, rispettivamente i gradi S=12 e S=9.

Inoltre, questa legge ha parzialmente modificato la classificazione degli acciai da armatura, definendo le seguenti classi:

- Barre lisce:
 1. FeB 22 : tensione di snervamento $\geq 22 \text{ kg/mm}^2$
tensione di rottura $\geq 34 \text{ kg/mm}^2$
allungamento percentuale $\geq 24 \%$;
 2. FeB 32 : tensione di snervamento $\geq 32 \text{ kg/mm}^2$
tensione di rottura $\geq 50 \text{ kg/mm}^2$
allungamento percentuale $\geq 23 \%$.
- Barre ad aderenza migliorata:
 1. FeB 38 : tensione di snervamento $\geq 38 \text{ kg/mm}^2$
tensione di rottura $\geq 46 \text{ kg/mm}^2$
allungamento percentuale $\geq 14 \%$;
 2. FeB 44 : tensione di snervamento $\geq 44 \text{ kg/mm}^2$
tensione di rottura $\geq 55 \text{ kg/mm}^2$
allungamento percentuale $\geq 12 \%$.

4.2.3 D.M. 26 Marzo 1980 (G.U. 28 Giugno 1980 n. 176)

La novità più importante introdotta da questa norma è rappresentata dall'introduzione del metodo semiprobabilistico agli stati limite cui venne data la stessa importanza del metodo delle tensioni ammissibili. Il nuovo metodo di verifica, derivante dal "calcolo agli stati limite" già ammesso dalle norme precedenti, stabilisce che vengano assunti valori caratteristici solo per le resistenze dei materiali e per le entità delle

azioni: le prime vengono prese come i frattili di ordine 0,05 delle rispettive distribuzioni statistiche, mentre le seconde, se riferite alle azioni permanenti, sono i frattili di ordine 0,95 ovvero quelli di ordine 0,05 a seconda che i valori rilevanti ai fini della sicurezza siano quelli più elevati o quelli più bassi. I valori caratteristici vengono poi trasformati in valori di calcolo mediante l'applicazione di opportuni coefficienti.

Il metodo in questione prevede le verifiche sia agli stati limite ultimi che di esercizio e aderisce in parte alla teoria probabilistica, che viene adottata solo per valutare alcune grandezze fondamentali del calcolo, mentre le altre continuano ad essere valutate con approccio deterministico. Esse sono un valore di resistenza R , definita tramite un parametro collegato allo stato limite cui ci riferisce, e l'azione di calcolo S , espressa mediante un parametro che sintetizza la situazione di esercizio. La verifica avviene dal confronto tra una probabilità P che la struttura non resista e un valore P^* fissato da normativa a priori, imponendo che questa superi la prima. Come si intuisce dalla definizione stessa del metodo, esso è un metodo semplificato nel quale si fa riferimento alla combinazione di azione che agisce in modo più gravoso sulla struttura, ma riducendo la probabilità che si verifichi una simultanea presenza delle azioni che presentano il valore più sfavorevole, fissando le combinazioni da considerare rispettivamente per gli stati limite ultimi e di esercizio. Tra gli stati limite di esercizio compare quello di deformazione sia istantanea, sia a lungo termine: essa deve assicurare la funzionalità dell'opera ed evitare danni alle sovrastrutture adiacenti.

Negli anni successivi, si susseguirono altri decreti ministeriali, fra cui quelli del 1985, 1984, 1985, 1992 che tuttavia non apportarono innovazioni rilevanti rispetto a quanto era già stato approvato nella normativa precedente.

4.2.4 UNI 9535:1989

Si tratta di una normativa europea che sancisce le modalità e le attrezzature da utilizzare per effettuare la misura del potenziale di corrosione delle armature. La mappatura di potenziale è un metodo elettrochimico utilizzato per valutare lo stato di corrosione delle armature. La tecnica prevede la misura del potenziale di riferimento (Cu/CuSO_4), appoggiato sulla superficie del calcestruzzo mediante una spugna umida per garantire il contatto elettrolitico. Questa caratteristica consente di definire estensione e intensità del fenomeno corrosivo sulle barre dell'armatura causato da diminuzione dell'alcalinità del calcestruzzo dovuta a fenomeni di carbonatazione o attacchi di sostanze aggressive. Si rimanda la descrizione completa della prova al capitolo riguardanti le prove su materiale.

4.2.5 UNI 9944:1992 e UNI 9747:1990

Queste due norme introdotte come nel caso precedente dall'UNI, Ente Nazionale Italiano di Unificazione che rappresenta l'Italia nel CEN e cura la traduzione ufficiale delle Norme Europee, riguardano la protezione dei ferri di armatura ad aderenza migliorata e non, e hanno lo scopo di determinare le caratteristiche in sede di indagine sullo stato di conservazione delle armature mediante il prelievo e l'analisi di campioni di calcestruzzo. In particolare, la norma si riferisce alla determinazione della profondità di carbonatazione ed al rilevamento del profilo di penetrazione degli ioni cloruro. Le determinazioni possono essere eseguite sia per indagare sulle cause di un fenomeno di corrosione già avvenuto sia per ricavare elementi di giudizio sul comportamento nel tempo dell'armatura.

4.2.6 UNI 10322:1994

Riguarda il metodo per la determinazione del grado di protezione del calcestruzzo nei riguardi dell'armatura, mediante dispositivi per la rilevazione della resistenza di polarizzazione. Il metodo è applicabile alle opere di nuova costruzione, per le quali si richiede l'inserimento di sonde all'atto della realizzazione.

4.2.7 D. M. 09/01/1996

Dal 1996 in poi viene stabilito come unico metodo di calcolo per le strutture in cemento armato il metodo agli stati limite, in linea con le direttive emanate a livello europeo.

Il decreto è composto da quattro parti, riguardanti:

1. i materiali e prodotti (prescrizioni e procedure di controllo e qualificazione);
2. strutture in cemento armato normale e precompresso (norme di calcolo e regole pratiche di progettazione ed esecuzione);
3. strutture in acciaio;
4. strutture composte acciaio-calcestruzzo.

Per quanto riguarda gli acciai da armatura, essi devono essere caratterizzati da valori nominali di tensione caratteristica di snervamento e di rottura pari, rispettivamente, a 450 N/mm² e 540 N/mm², e devono essere tutti ad aderenza migliorata.

Inoltre, per l'acciaio si deve adottare una tensione ammissibile pari a 260 N/mm². Per calcestruzzi con resistenza caratteristica inferiore a 25 N/mm² la tensione ammissibile dell'armatura è ridotta a 180 N/mm². Nella Seconda Parte della norma sono riportate anche prescrizioni di armatura longitudinale e staffe relative a travi e pilastri in cemento armato in presenza di soli carichi gravitazionali.

Fra le altre novità introdotte da tale norma, vanno ricordate le seguenti:

- non si fa più riferimento al numero di piani di un edificio, ma alla sua altezza massima;
- anche nelle zone sismiche è possibile adottare il metodo di verifica agli stati limite oltre a quello alle tensioni ammissibili;
- vengono limitati i danni alle parti non strutturali ed agli impianti attraverso il controllo degli spostamenti;
- si introduce un coefficiente di risposta R dipendente dal periodo della struttura per la definizione delle forze sismiche.

4.2.8 UNI 10622:1997

Definisce le caratteristiche geometriche, meccaniche e tecnologiche delle barre e dei rotoli di acciaio, per cemento armato, lisce o ad aderenza migliorata protette con un rivestimento di zinco, applicato a caldo, ed i metodi di verifica delle predette caratteristiche comprese quelle del rivestimento di zinco.

L'acciaio ad aderenza migliorata zincato può trovare applicazione quando risulti necessario conferire durabilità ed integrità a strutture:

- prestigiose;
- caratterizzate da particolari soluzioni tecnologiche e progettuali, come ad esempio strutture sottili dove lo spessore del copriferro non può essere elevato;
- inserite in ambienti aggressivi di particolare entità (urbani, marini, industriali) e in tutti quegli ambienti ritenuti a rischio, come i componenti esterni di facciate, gallerie stradali etc., dove il degrado e il successivo progredire dei fenomeni di corrosione comportano interventi di ripristino estesi a tutta la struttura, con conseguente e progressivo abbattimento del livello di sicurezza della stessa.

In Italia, la maggior parte delle costruzioni lungo le coste, realizzate negli anni '60-'70, hanno già subito interventi di manutenzione o ripristino strutturale. L'esperienza indica che gli interventi si rendono necessari tra i 15 e i 25 anni dalla costruzione. Considerando che la percentuale di cloruri necessaria a stimolare la corrosione nelle armature zincate è circa 3 volte quella necessaria per indurre corrosione sul comune acciaio, l'utilizzo di armature zincate in ambiente costiero, dove la corrosione è imputabile all'azione combinata dei cloruri e dell'anidride carbonica, probabilmente farebbe ritardare gli interventi di manutenzione di oltre 3 volte i valori indicati.

4.2.9 UNI 10080:1997

La norma contiene le prescrizioni riguardanti la composizione chimica e le caratteristiche meccaniche e geometriche dei prodotti d'acciaio saldabile del tipo B500 per cemento armato, nervati, utilizzati per le armature delle strutture in calcestruzzo, fornite sotto forma di barre o rotoli o come elementi per la fabbricazione di reti saldate. La norma non si applica all'acciaio non saldabile per cemento armato.

La norma sostituisce la UNI 6407, che divideva gli acciai in due tipi (FeB 400 e FeB 500), e parzialmente le UNI 8926:1986 e 8927:1986 che restano in vigore solo per la parte relativa ai tralicci.

In questa norma vengono indicati: I riferimenti normativi, il processo di produzione, le prescrizioni chimiche meccaniche, le condizioni di prova per la determinazione delle caratteristiche, la valutazione della conformità alle prescrizioni stabilite, il controllo e l'identificazione dei prodotti.

Gli acciai che si riferiscono alla ENV 10080 devono essere sottoposti a controllo di qualità continuo, secondo le indicazioni contenute nell'appendice A della stessa norma e devono essere forniti di documento di accompagnamento fornitura secondo quanto indicato al punto 7 e con una marcatura conforme a quanto indicato al punto 9. I metodi di prova delle caratteristiche dell'acciaio per cemento armato consistono in: prova di trazione, determinazione dell'allungamento totale sotto carico massimo, prova di piegamento e raddrizzamento, prove di fatica, misurazione delle caratteristiche geometriche delle nervature, calcolo dell'area delle nervature in proiezione, determinazione dello scostamento rispetto alla massa nominale, determinazione della resistenza dei giunti nelle reti saldate.

4.2.10 Ordinanza del Consiglio dei Ministri OPCM n. 3274 del 20 Marzo 2003

Dal 2003 in poi, si apre la terza ed ultima fase del processo normativo italiano che ancora oggi è in via di evoluzione; tale fase, grazie a questa norma, segna il passaggio tra le normative di vecchia e nuova concezione, cioè tra le normative puramente prescrittive e la nuova impostazione prestazionale, nella quale

gli obiettivi della progettazione che la norma si prefigge vengono dichiarati ed i metodi utilizzati allo scopo vengono singolarmente giustificati.

Grazie a questa ordinanza, per la prima volta in Italia vengono recepiti i contenuti degli Eurocodici, rendendo obbligatorio il calcolo semiprobabilistico agli stati limite e le analisi dinamiche con spettro di risposta. Essa venne adottata dalla Protezione Civile a seguito del terremoto del Molise del 31 Ottobre 2002.

A differenza della precedente, tale normativa ha classificato tutto il territorio nazionale come sismico ed è stato suddiviso in 4 zone caratterizzate da pericolosità sismica decrescente. La precedente legge n. 64 del 1974 considerava solamente 3 zone con sismicità alta, media e bassa. Attraverso l'OPCM 3274 viene introdotta la zona 4 e viene data la facoltà alle regioni di imporre l'obbligo della progettazione antisismica.

Oltre a tali criteri per l'individuazione delle zone sismiche, gli allegati 2, 3 e 4 dell'ordinanza contengono le norme tecniche che per la prima volta racchiudono la quasi totalità delle tipologie di costruzione (edifici, ponti ed opere di fondazione e di sostegno dei terreni). L'articolo 3 di tale normativa prevede inoltre l'obbligo di verifica entro 5 anni di edifici di interesse strategico e delle opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità della protezione civile.

La norma definisce inoltre quattro analisi di calcolo delle azioni sismiche previste: l'analisi statica lineare, l'analisi statica non lineare, l'analisi dinamica modale e dinamica non lineare.

4.2.11 UNI 10080:2005

La presente norma è la versione ufficiale della norma europea EN 10080 (edizione maggio 2005). La norma specifica i requisiti generali e le definizioni delle caratteristiche prestazionali dell'acciaio d'armatura saldabile per strutture in calcestruzzo armato, fornito come prodotti finiti in forma di:

- barre, rotoli (vergella, filo) e prodotti srotolati;
- fogli di rete elettrosaldata a macchina realizzati in fabbrica;
- tralicci.

La norma non si applica a:

- acciaio d'armatura non saldabile;
- acciaio d'armatura galvanizzato;
- acciaio d'armatura con rivestimento epossidico;
- acciaio d'armatura resistente alla corrosione;
- acciaio d'armatura da precompressione;
- nastro dentellato;
- ulteriori processi di lavorazione, per esempio taglio o taglio e piegatura.

4.2.12 D.M. 14 Settembre 2005 (G.U. 23 settembre 2005 n.222)

Definita come "Testo Unico", la NTC del 2005 ha sostituito tutti i DM emanati fino a questo punto raccogliendo tutte le informazioni relative alle varie tipologie di costruzione. Il Decreto prevedeva 18 mesi di

validità contemporanea delle vecchie e delle nuove norme; tuttavia questa norma venne successivamente sostituita in quanto non risultava essere troppo in linea con gli Eurocodici, infatti venne definita “legge transitoria”.

Con l'entrata in vigore del decreto ministeriale 14 settembre 2005, venne introdotto l'utilizzo delle sole seguenti tipologie di acciaio nervato classificato in base alla loro resistenza e alla loro duttilità:

1. B 450 C (acciaio laminato a caldo): caratterizzato da una tensione di rottura non inferiore a 540 N/mm^2 ; da una tensione di snervamento non inferiore a 450 N/mm^2 e da un allungamento totale a carico massimo (A_{gt}) non inferiore al 7%;
2. B 450 A (acciaio trafilato a freddo): caratterizzato da una tensione di rottura non inferiore a 540 N/mm^2 ; da una tensione di snervamento non inferiore a 450 N/mm^2 e da un allungamento totale a carico massimo (A_{gt}) non inferiore al 3% (minore duttilità rispetto al precedente).

Al fine di garantire un comportamento duttile delle strutture in calcestruzzo armato durante gli eventi sismici, il decreto ministeriale introduce dei limiti a 2 parametri che misura della duttilità dell'acciaio:

- il rapporto di incrudimento, ottenuto da rapporto tra la tensione massima e quella di snervamento dell'acciaio, deve risultare $(f_t/f_y)_{medio} \geq 1,13$. Il rapporto di incrudimento è uno dei parametri fondamentali per definire la duttilità. Il valore di 1,13 è conseguente ad un insieme di prove sperimentali effettuate su manufatti in c.a. che hanno permesso di determinare una soglia limite, per cui solo al disopra di quel valore si hanno strutture in cemento armato duttili.
- rapporto tra il valore effettivo di snervamento e quello teorico $(f_y/f_{ynom}) \leq 1,3$. È noto che negli acciai tanto più lo snervamento è basso tanto più la duttilità è elevata. Pertanto tale verifica consente di controllare che l'acciaio effettivamente utilizzato in cantiere non presenti una tensione di snervamento molto superiore da quella di progetto; utilizzando armature aventi caratteristiche rispondenti a quelle progettate, si garantisce infatti che il collasso della struttura avvenga nelle sezioni ipotizzate.

Fino al DM del 9 gennaio 1996 la normativa valutava l'allungamento dell'acciaio con riferimento allungamento percentuale specifico a rottura A5. Tale valore rappresenta l'allungamento permanente residuo dopo la rottura del provino di acciaio. Fino al raggiungimento del carico massimo (f_t) la deformazione del provino è uniforme lungo tutto il provino. Raggiunto il carico massimo la deformazione aumenta notevolmente in una zona limitata dando luogo ad un restringimento della sezione evidente anche a occhio nudo, detta zona di strizione.

L'allungamento A5 pertanto tiene conto della strizione che avviene dopo il carico massimo ed è riferito ad una lunghezza convenzionale di riferimento L_0 , che per i provini di sezione circolare, di diametro d , è pari a $5d$. Sul provino, prima della prova di trazione vengono segnate 2 tacche a distanza $5d$; successivamente si porta a rottura il tondino di ferro, si riaccostando i lembi della provetta e si misura la nuova lunghezza L_u tra le tacche riferimento:

$$A5 = 100 \cdot (L_u - L_0) / L_0 \quad (4.1)$$

Con il DM 14 settembre 2005, in sostituzione di A_5 , viene introdotto l'allungamento percentuale totale a carico massimo definito A_{gt} . Tale valore rappresenta la massima deformazione del provino prima che si manifestino i fenomeni di strizione e di rottura dell'acciaio.

Sul provino vengono segnate due tacche a distanza $L_0 = 100$ mm.

Durante la prova di trazione, raggiunto il carico massimo (f_t) si determina la nuova distanza L_u tra le tacche dopo lo scarico del provino:

$$A_{gt} = 100 \cdot (L_u - L_0) / L_0 + f_t / E \quad (4.2)$$

dove:

$(L_u - L_0) / L_0 = A_g$ rappresenta l'allungamento permanente residuo del provino a carico massimo

f_t / E è invece l'allungamento elastico.

Pertanto $A_5 > A_{gt}$

4.2.13 D.M. del 14 Gennaio 2008 (G.U. n. 29 del 4/02/2008)

La normativa attualmente vigente in materia di costruzioni è il D.M. 14/01/2008 'Norme Tecniche per le Costruzioni'. Come nel caso precedente, si tratta di un Testo Unico in materia di strutture e prevede norme progettuali per l'impiego di cemento armato, acciaio, acciaio-calcestruzzo, muratura e legno. Essa recepisce e unifica le prescrizioni degli Eurocodici 2, 3, 5, 6 e 8, definendo azioni gravitazionali, azioni sismiche e i criteri di progettazione per entrambe le tipologie di carichi.

Per quanto riguarda i metodi di calcolo da utilizzare, il D.M. rende obbligatorio l'impiego del Metodo agli Stati Limite; solo per determinati tipi di costruzioni e di classe d'uso, limitatamente a siti ricadenti in aree a bassissima sismicità viene ancora ammesso il Metodo di Verifica alle Tensioni Ammissibili.

Con riferimento all'acciaio da calcestruzzo armato, la norma introduce le seguenti novità:

- il controllo della qualità dell'acciaio per c.a. e c.a.p. si articola in tre fasi:
 1. Controllo di produzione di fabbrica e relativa procedura di qualifica, da parte del Servizio Tecnico Centrale: le prove di qualifica sono condotte sia internamente all'impianto di produzione sotto il controllo di un laboratorio ufficiale, sia presso il laboratorio ufficiale stesso e sono soggette ad una procedura di qualificazione con revisione semestrale da parte del Servizio Tecnico Centrale. La qualifica comporta l'emissione di un attestato di qualificazione in cui vengono dichiarati i valori caratteristici dei vari requisiti geometrici e prestazionali richiesti dalle NTC per le diverse tipologie di prodotto;
 2. Controllo di accettazione: da effettuare, entro 30 gg dalla data di consegna del materiale, a cura del Direttore di Stabilimento nel caso di forniture ad un impianto di prefabbricazione (paragr. 1.3.3.5.4 NTC) o del Responsabile di un Centro di trasformazione o assemblaggio (paragr. NTC 11.3.2.6, e 11.3.2.10.3 per c.a. e 11.3.3.5.3 per c.a.p.) o del Direttore Lavori per forniture direttamente in cantiere

(paragr. NTC 11.3.2.10.4 per c.a. e 11.2.3.5.4 per c.a.p.) presso unLaboratorio Ufficiale;

3. Prove complementari: possono essere richieste dal Direttore Lavori in aggiunta a quelle già eseguite dal centro di trasformazione o dall'impianto di prefabbricazione nel caso di fornitura indiretta.

- La nuova normativa tecnica, al contrario dei precedenti D.M fino a quello del 1996, classifica gli acciai da utilizzare nelle opere in calcestruzzo armato ordinario secondo la classe di resistenza e la classe di duttilità, essendo d'altra parte questi requisiti finali ad influenzare il comportamento della struttura in cui il tondino è inserito e non certo il processo di produzione. Le NTC 2008 prevedono le seguenti classi:
 1. una sola classe di resistenza - 450 N/mm²;
 2. due classi di duttilità indicate con le lettere A (acciaio trafilato a freddo) e C (acciaio laminato a caldo) le quali corrispondono esattamente a quelle definite nella UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2), la quale individua anche un'ulteriore classe di duttilità indicata con la lettera B che non viene però prevista nel decreto ministeriale 14 gennaio 2008 (NTC 2008). L'acciaio B 450 C è più duttile del B 450 A.

Un'ultima importante questione introdotta dalla norma è riportata nel capitolo 8, dove si affronta il delicato problema della costruzioni esistenti, definendo i tre diversi tipi di intervento che possono essere effettuati:

1. interventi di adeguamento, atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle NTC;
2. interventi di miglioramento, atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle NTC;
3. riparazioni o interventi locali, che interessino elementi isolati e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

Dal 2008 fino ad oggi non sono più state emanate norme tecniche a livello nazionale, ma si prevede imminente l'uscita proprio quest'anno dell'ultimo testo normativo in materia di costruzioni e progettazione, che prenderà il posto dell'attuale D.M. del 2008 e si chiamerà NTC 2018.

CAPITOLO 5. IL DATABASE

5.1 L'idea generale

Quando si effettua un'indagine su vasta scala riguardante edifici di epoche diverse, in molti casi si riescono a conoscere solo poche informazioni, soprattutto in merito alla struttura e ai materiali. Questa grande difficoltà nel reperire i dati relativi alle strutture assume grande importanza specialmente nei casi in cui, a seguito di una calamità naturale o per esempio in uno studio atto a definire la vulnerabilità sismica di un edificio. In queste circostanze, può essere di grande aiuto la creazione di un database contenente una serie di informazioni riguardo ai materiali strutturali degli edifici del nostro paese che, coprendo un arco temporale relativamente ampio, possa comprendere la maggior parte dei manufatti nel nostro paese e possa servire come fonte di informazioni riguardo ai materiali e alle loro caratteristiche di resistenza.

Con questa logica, nasce l'idea di creare un contenitore di dati riguardanti le caratteristiche principali degli acciai da armatura, attraverso un metodo empirico basato sull'analisi statistica di una grande mole di dati che consenta di stimare, in relazione all'anno di costruzione dell'edificio, i valori di resistenza a snervamento, a rottura e l'allungamento percentuale delle barre d'acciaio. Questi valori potranno essere ricavati da tre grafici, in cui sull'asse delle ascisse si ha il tempo, mentre su quelle delle ordinate si avrà rispettivamente la resistenza a rottura, quella di snervamento e l'allungamento percentuale. Questi grafici possono essere equiparati nella sostanza alle curve di crescita che l'Organizzazione Mondiale della Sanità ha diffuso nel 2006: infatti, nella medicina pediatrica, difatti, la salute dei bambini è valutata con riferimento a delle curve di crescita, sulla base dei valori del peso (o delle altezze) misurate nei primi anni di vita dei bambini di una certa area geografica, stabilendo un valore medio di tali grandezze e le relative variazioni caratteristiche. Da questo principio, è plausibile aspettarsi che un andamento simile delle curve si possa riscontrare anche nel caso delle caratteristiche meccaniche degli acciai da armatura.

5.2 Le curve di crescita dei bambini

Il 27 aprile 2006 l'Oms ha lanciato le sue nuove curve di crescita, a conclusione di un percorso iniziato nel 1994, quando era stata riconosciuta l'inadeguatezza delle curve del National Centre for Health Statistics (Nchs) del 1977 basate su un campione di bambini statunitensi prevalentemente alimentati con latte artificiale. Per produrre le nuove curve, l'Oms ha condotto, tra il 1997 e il 2003, uno studio su un campione di 8440 bambini in 6 paesi: Brasile, Ghana, India, Norvegia, Oman e Usa.

Le misure antropometriche erano rilevate longitudinalmente a 1, 2, 4 e 6 settimane, poi ogni mese fino a 12 e ogni 2 mesi fino a 24. In ogni Paese, un campione di bambini tra 18 e 71 mesi di età ha fornito dati antropometrici trasversali con intervalli di età di 3 mesi. In questo modo è stato possibile, usando raffinati metodi statistici, costruire curve molto precise, per maschi e femmine, riguardanti peso e lunghezza/altezza per età, peso per lunghezza/altezza, e indice di massa corporea (Bmi) per età.

Lo studio è stato condotto con criteri molto rigorosi per cercare di capire come i bambini dovrebbero crescere in condizioni ideali. Le altre curve, invece, fotografavano il modo in cui i bambini crescono in una situazione reale, e comprendevano quindi anche quei bambini che, per varie ragioni, crescono male. Le curve sviluppate in passato e usate tutt'ora, sono curve di riferimento che servivano a comparare la crescita di un bambino

con quella della popolazione da cui quel bambino proveniva. Le nuove curve dell'Oms sono proposte invece come curve standard, cioè una norma da seguire, per lo meno idealmente in secondo luogo, questi bambini sono stati alimentati secondo raccomandazioni concordate e, per quell'epoca, inusuali nella pratica clinica della maggioranza dei paesi. A questo proposito, la conclusione forse più importante dello studio è che tutti i bambini, se sono allattati secondo i criteri descritti, se hanno una buona alimentazione complementare e se vivono in un ambiente protetto, crescono bene e con lo stesso pattern, indipendentemente da dove nascono, dal loro patrimonio genetico e dalla loro classe sociale.

Non sono state infatti riscontrate differenze significative nei campioni dei 6 Paesi: ciò vuol dire che le attuali disuguaglianze nutrizionali tra Paesi e nei Paesi sono dovute a fattori modificabili, cioè alle iniquità delle nostre politiche, dei sistemi sanitari e sociali. Infine, le nuove curve mostrano che la crescita "normale" dei bambini, e soprattutto la velocità di crescita, è diversa da quella che giudicavamo normale in precedenza. I grafici prendono in esame diversi aspetti dello sviluppo corporeo fra cui:

- peso e lunghezza / altezza per età;
- peso per lunghezza / altezza;
- indice di massa corporea (BMI) per età - dimensioni di parti del corpo (circonferenza corpo (circonferenza del del cranio, per esempio) per età.

Nelle curve è possibile stabilire un valore medio di queste grandezze e le relative variazioni caratteristiche. Le curve indicano dei percentili calcolati prendendo come popolazione gruppi formati da 1000 bambini della stessa età, e suddivisi a seconda di peso e statura vengono poi inseriti in sottogruppi di 10 bambini ciascuno. Ognuno di questi gruppetti rappresenta un centile, ovvero indica l'un per cento della popolazione infantile dell'età anagrafica considerata. Il valore medio di riferimento del peso, nel range di età considerato, è il 50° percentile. Ciò significa che il 50% dei bambini dell'età considerata sono più grossi e l'altro 50% sono più magri. È auspicabile che la curva di crescita non sia troppo al di sopra o al di sotto la media. In ogni caso i valori compresi tra il 25° e il 75° percentile rientrano nello stato normalità; oltre tali valori, invece, potrebbero essere riscontrati livelli normo – superiori o normo – inferiori (obesità, mancanza di crescita, ecc.).

Di seguito si riportano le curve del 2006 stabilite dall'Oms.

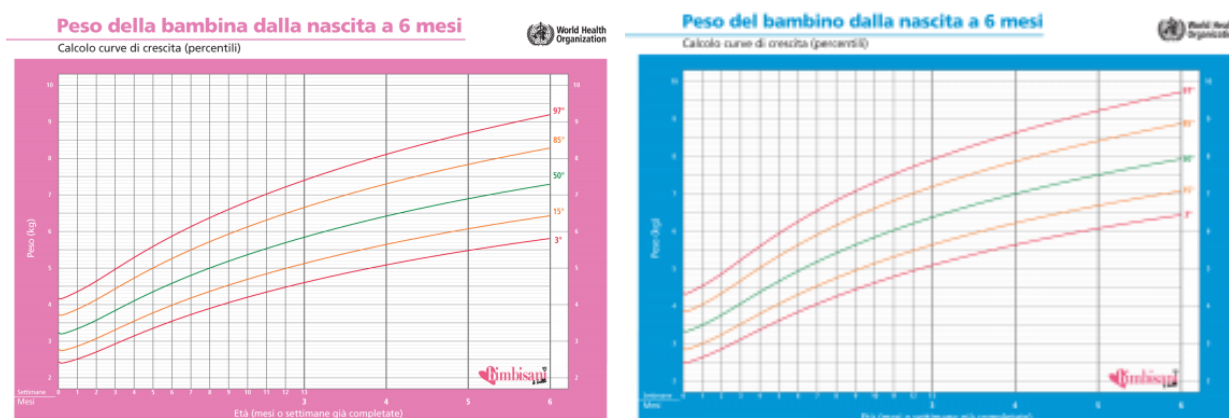


Figure 5.1 e 5.2: Curve di crescita dei bambini dell'Oms

5.3 La definizione del database

Per richiamare la curva realizzata dall'Oms, ma soprattutto per cercare di creare uno strumento utile che potesse veramente diventare un valido aiuto nei casi in cui la valutazione di un edificio può diventare

problematica a causa della mancanza di informazioni, la popolazione di dati analizzata per la creazione del database doveva essere molto ampia.

A tale scopo, di fondamentale importanza è stata la consultazione dell'enorme mole di volumi contenenti i certificati delle prove di laboratorio condotte sui materiali da costruzione e conservate all'interno del Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica (DISEG) del Politecnico di Torino. Si tratta di una corposa raccolta di certificati che, a partire dal 1906, sono stati conservati come memoria storica di un importante laboratorio di sperimentazione, uno dei primi e più importanti d'Italia, in materia di prove sui materiali da costruzione, fra cui il cemento e l'acciaio.

Per questo lavoro, volto a ricercare le caratteristiche prestazionali dell'acciaio da armatura, sono stati analizzati i soli certificati relativi appunto a tale materiale, andando a osservare come si sono evoluti i risultati delle prove effettuate sui provini nel corso del tempo. Ciascun certificato contiene al suo interno numerose informazioni, e nel corso degli anni si è osservato un radicale cambiamento anche nella presentazione e nella mole dei dati stessi; questa evoluzione è andata di pari passo con la normativa del tempo, la quale col passare degli anni è diventata sempre più dettagliata e ha richiesto la definizione di una quantità sempre più ampia di informazioni in merito ai materiali. Nel dettaglio, ogni certificato comprende le seguenti informazioni:

1. Numero di protocollo e numero del certificato;
2. Denominazione della committenza - Luogo di provenienza;
3. Data prelievo dei provini;
4. Estremi della lettera di richiesta;
5. Denominazione dei saggi (non sempre presente);
6. Dimensione dei provini (fra cui diametro in mm);
7. Sezione dei provini (o sezione effettiva) misurata in mm^2 ;
8. Resistenza a rottura, espressa come carico di rottura (in tonnellate) del provino e/o come tensione di rottura (in kg/mm^2);
9. Resistenza a snervamento, espressa come carico di snervamento (in tonnellate) del provino e/o come tensione di rottura (in kg/mm^2);
10. Osservazioni (viene riportato il buono/cattivo esito della prova oppure il tratto in cui avviene la rottura);
11. Data di emissione del certificato;
12. Tipo di acciaio;
13. Firma di chi ha eseguito la prova, del direttore del laboratorio e del rettore.

Di seguito si riportano due esempi di certificati relativi ad anni differenti per evidenziarne le differenze.

VEUI L'UNIVERSITÀ VEUI PAGHIO PAVLO

PROVE DI TRAZIONE E PIEGAMENTO

Impresa NICOLA CASTELLANO

Via Caduti della libertà

10068 - VILLAFRANCA PIEMONTE

4/11/74

Oggetto n° 8 tondini per c.a. dichiarati

Fe B 32, prelevati nel cantiere di Via Provinciale - Villafraanca Piemonte

Proprietà Lucia Fassi -

TRAZIONE						PIEGAMENTO		Osservazioni
Diametro nominale mm	Sezione effettiva mm²	Temperatura ambiente (°C)		Allungamento (%)	Diametro minimo mm	Elasto		
		Snervamento Kg/mm²	Rottura Kg/mm²					
10	84,94	41,67	56,03	34,00	30	POSITIVO		
10	84,13	41,00	57,05	32,00	30	"		
12	114,04	46,47	70,76	28,33	36	"		
12	114,04	46,82	70,32	28,33	36	"		
14	157,25	39,55	60,79	25,71	42	"		
14	156,14	39,96	60,96	27,14	42	"		
16	206,12	35,46	54,91	28,75	48	"		
16	202,32	36,52	56,39	30,00	48	"		

(1) Rottura a snervamento
Se 0,2 mm/mm

(*) Riferito alla sezione effettiva, e da interpretarsi al sensi dell'art. 3.3.4 del DM 30/9/1972.

LO SPERIMENTATORE F. Biasioli

IL DIRETTORE DEL LABORATORIO

9 Gennaio 1975

Figura 5.3: esempio di certificato del 1975

POLITECNICO DI TORINO

Protocollo: 25976

Certificato 2581757/A

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA STRUTTURALE, EDILE E GEOTECNICA

MASTRILAB - LABORATORIO SPERIMENTALE MATERIALI E STRUTTURE

Corso Duca degli Abruzzi, 24 - 10129 TORINO - Tel. 011/3504014 - Fax 011/3504079

email: ingegneria@polito.it - mestrilab@polito.it

ICF S.r.l.

Corso Rosselli, 77

10129 TORINO (TO)

PROVE DI TRAZIONE SU ACCIAI PER CALCESTRUZZO ARMATO D.M. 14/09/2008

1. Dichiarazioni

Richiesta del: 16/09/2015

Materiale: n. 9 spezzoni di barre di acciaio

Committente dei lavori: Conservatorio Statale di Musica "G. Verdi"

Provenienza: Via Mazzini, 11 10123 TORINO TO

Direttore dei lavori: Ing. NAPOLI PAOLO

Verbale di prelievo: VP_002_A 06-07-2015

Ulteriori dichiarazioni:

2. Descrizione campioni

Numero del provino	Diametro nominale dichiarato (mm)	Diametro nominale rilevato (mm)	Tipo di acciaio	Produttore dichiarato	Data di consegna al laboratorio	Contrassegni presenti sullo spezzone
1	8	8	B450C	ALFA Acciai S.p.A.	16/09/2015	1a - Solaio ammezzato
2	8	8	B450C	ALFA Acciai S.p.A.	16/09/2015	1b - Solaio ammezzato
3	8	8	B450C	ALFA Acciai S.p.A.	16/09/2015	1c - Solaio ammezzato
4	10	10	B450C	ALFA Acciai S.p.A.	16/09/2015	2a - Fossa ascensore
5	10	10	B450C	ALFA Acciai S.p.A.	16/09/2015	2b - Fossa ascensore
6	10	10	B450C	ALFA Acciai S.p.A.	16/09/2015	2c - Fossa ascensore
7	22	22	B450C	ALFA Acciai S.p.A.	16/09/2015	3a - Travi rinforzo 1° piano
8	22	22	B450C	ALFA Acciai S.p.A.	16/09/2015	3b - Travi rinforzo 1° piano
9	22	22	B450C	ALFA Acciai S.p.A.	16/09/2015	3c - Travi rinforzo 1° piano

3. Riferimenti normativi

[1] D.M. 14 gennaio 2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", pubblicato sulla G.U. n. 29 del 4/02/2008;

[2] UNI EN ISO 6892-1:2009 "Materiali metallici - Prova di trazione - Parte 1: metodo di prova a temperatura ambiente";

[3] UNI EN ISO 15630-1:2010 "Acciaio per calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso - Metodi di prova - Parte 1: Barre, rotoli e fili per calcestruzzo armato";

[4] UNI EN ISO 7500-1:2005 "Materiali metallici - Verifica delle macchine di prova statiche uniaxiali - Parte 1: Macchine di prova a trazione/compressione - Verifica e taratura del sistema di misurazione delle forze".

Torino, 30/09/2015

Il Direttore del Dipartimento
Giulio Scavia

Il Responsabile di Settore
Francesco Tondello

Il Direttore del Laboratorio
Donato Sapia

Pagina 1 di 2

POLITECNICO DI TORINO

Protocollo: 25976

Certificato 2581757/A

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA STRUTTURALE, EDILE E GEOTECNICA

MASTRILAB - LABORATORIO SPERIMENTALE MATERIALI E STRUTTURE

Corso Duca degli Abruzzi, 24 - 10129 TORINO - Tel. 011/3504014 - Fax 011/3504079

email: ingegneria@polito.it - mestrilab@polito.it

4. Macchina di prova

Costruttore: Walter Bai

Portata: 600 kN

Modello: LFSV

Numero di serie: 734

Ente certificatore: Centro LAT n. 139 - Politecnico di Torino

Certificato di taratura: n. 161/2015 del 14/07/2015

5. Risultati di prova

Numero del provino	A	Tol. sez.	f_y	f_t	f_t	f_t	f_t	A_{gt}	P	Marchio rilevato	Data di prova
(mm)	(%)	(N/mm²)	(N/mm²)	(N/mm²)	(N/mm²)	(N/mm²)	(N/mm²)	(%)			
1	49,8	-0,97	25,12	500(1)	31,89	634	1,27	10,1	P	ALFA Acciai S.p.A.	28/09/2015
2	49,8	-1,01	25,28	503(1)	31,94	635	1,26	11,2	P	ALFA Acciai S.p.A.	28/09/2015
3	49,4	-1,69	25,95	516(1)	32,29	642	1,24	8,3	P	ALFA Acciai S.p.A.	28/09/2015
4	77,8	-0,92	38,47	490(1)	46,28	589	1,20	13,9	P	Ferriere Nord S.p.A.	28/09/2015
5	78,1	-0,56	38,86	495(1)	46,72	595	1,20	11,1	P	Ferriere Nord S.p.A.	28/09/2015
6	77,9	-0,78	38,61	492(1)	46,73	595	1,21	11,0	P	Ferriere Nord S.p.A.	28/09/2015
7	378,1	-0,53	198,82	523	245,65	646	1,24	11,9	P	O.R.I. Martin S.p.A.	28/09/2015
8	380,1	0,00	198,37	517	241,60	636	1,23	9,6	P	O.R.I. Martin S.p.A.	28/09/2015
9	380,3	0,05	197,86	520	241,96	637	1,22	11,6	P	O.R.I. Martin S.p.A.	28/09/2015

La sezione effettiva è stata determinata in base a peso e lunghezza nell'ipotesi che la densità dell'acciaio sia pari a 7,85 g/cm³.

Le tensioni sono state calcolate con riferimento alla sezione nominale del provino.

A Sezione effettiva.

Tol. sez. Scostamento percentuale dell'area della sezione trasversale da area nominale.

f_y Carico di snervamento.

f_t Tensione di snervamento.

f_t Carico massimo.

f_t Tensione al carico massimo.

A_{gt} Allungamento percentuale totale al carico massimo.

P Piegamento: P = Positivo; N = Negativo; NR = Non richiesto.

(*) Snervamento non osservato, tensione di scostamento dalla proporzionalità allo 0,2%.

Il presente certificato di prova può essere riprodotto solo integralmente ed è soggetto all'approvazione di bollo in caso d'uso ai sensi del D.P.R. n. 642/72 Allegato A, parte II, delle tariffe.

Torino, 30/09/2015

Il Responsabile di Settore
Stefano Di Domenico

Il Direttore del Laboratorio
Donato Sapia

Il Direttore del Dipartimento
Giulio Scavia

Pagina 2 di 2

Figura 5.4: esempio di certificato del 2015

Come anticipato precedentemente, la raccolta dei dati è avvenuta per diversi anni, e per ciascuno di essi sono stati analizzati solamente quelli relativi a provini di acciaio per calcestruzzo armato. Di seguito si riportano il numero di certificati analizzati per ciascun anno:

- anno 1960: 460 certificati;
- anno 1975: 685 certificati;
- anno 1990: 285 certificati;
- anno 2005: 200 certificati;
- anno 2015: 300 certificati.

Come si può constatare dalle quantità di certificati analizzati, è presente un netto divario fra la mole di documenti studiati prima degli anni '60 e dopo: ciò è dovuto al fatto che questo periodo segna l'inizio del boom dell'edilizia nel nostro paese, quindi fino a quel momento anche i provini che arrivavano in laboratorio erano relativamente pochi rispetto a quelli che sono stati analizzati da quel momento in poi.

Ed è proprio per questa grande quantità di certificati che, per motivi pratici, è stato deciso di passare da un'indagine fatta anno per anno (così come è stata fatta dal 1908 al 1960) ad una scansione ogni 15 anni dei certificati, passando al 1975, 1990, 2005 e 2015. Inoltre, di questi ultimi quattro anni considerati, è stata presa ed analizzata soltanto una parte dei certificati relativi ai provini d'acciaio, data l'enorme quantità di prove effettuate dal laboratorio in quel periodo.

Per ciascun certificato, sono stati estrapolati ed inseriti nel database le seguenti informazioni:

1. numero della prova di laboratorio per un singolo diametro;
2. numero del file analizzato per un determinato anno;
3. luogo di provenienza dei provini;
4. anno ;
5. numero del certificato;
6. diametro del provino in mm;
7. sezione del provino in cm^2
8. carico a snervamento in t;
9. carico a rottura in t;
10. resistenza a rottura in kg/cm^2 ;
11. resistenza a snervamento in kg/cm^2 ;
12. tensione di rottura in MPa;
13. tensione di snervamento in MPa;
14. allungamento % del provino;
15. tipo di acciaio del provino.

La necessità di uniformare le unità di misura di tutti i dati riportati, ha portato alla conversione di alcuni valori che nei certificati relativi ad anni differenti, sono stati trascritti con unità di misura differenti. Fra queste per esempio sono stati convertiti i valori della tensione di rottura e di snervamento da kg/cm^2 a MPa andando a dividere ogni valore per $9,81 \text{ m/s}^2$. Come riportato in precedenza, il numero dei certificati (e quindi anche dei provini) analizzati è molto elevato, perciò è possibile effettuare su tale popolazione di dati un'analisi di tipo statistico.

A partire dalle misure delle resistenze a rottura e a snervamento dei singoli provini relativi a un determinato anno e ad un preciso diametro, sono stati correlati tali valori ad una distribuzione statistica procedendo alla costruzione di un istogramma di frequenza, che nel seguito è stata approssimata ad una curva denominata “gaussiana”.

Per la realizzazione di tale curva di distribuzione è stata utilizzata una macro elaborata all’interno del foglio di calcolo excel in cui sono stati inseriti tutti i dati dei certificati analizzati dei provini di acciaio.

Nel seguito vengono descritti i passaggi per la definizione del calcolo della resistenza media.

5.4 Istogramma delle frequenze

L’istogramma delle frequenze è stato realizzato determinando innanzitutto i valori massimo e minimo della popolazione considerata, costituita dai soli valori di resistenza a rottura per un determinato anno e per un solo diametro dei provini; successivamente si è proceduto a suddividere questo range di valori in una serie di intervalli separati, denominati “classi” di una ampiezza tale per cui ogni valore riportato possa cadere all’interno di una sola di esse. L’ampiezza delle classi è la medesima per tutte. Nel caso in esame, i valori sono stati suddivisi in classi di ampiezza pari a 5 MPa partendo dal valore di 0 fino a 100 MPa.

Molto importante ai fini della corretta esecuzione dell’istogramma di frequenza è proprio la scelta dell’ampiezza di queste classi: infatti se tale ampiezza è molto ampia si otterrebbe un istogramma molto compatto e di difficile lettura, mentre se al contrario l’ampiezza è eccessivamente piccola si otterrebbe un grafico dove la descrizione dei picchi (positivi e negativi) risulterebbe troppo accentuata. Successivamente è stato calcolato un altro importante valore, ovvero la densità di probabilità f_i : esso rappresenta il rapporto tra il numero di prove totali eseguite per l’anno ed il diametro considerati (n) e il numero di prove che ha fatto registrare un valore di resistenza a rottura R_r contenuto all’interno della i -esima classe di resistenza:

$$f_i = n_i / n \quad (5.1)$$

Una volta calcolate le densità di probabilità relative a ciascuna classe, si è proceduto ad inserire all’interno del grafico i valori ottenuti fino a questo momento: sull’asse delle ascisse sono stati riportati i valori della resistenza a rottura dei provini in MPa, mentre sull’asse delle ordinate sono stati inseriti i valori delle frequenze relative, calcolati come rapporto fra le frequenze assolute per ogni singola classe e la dimensione totale del campione considerato.

Infine, si è proceduto con il calcolo della media dei valori di resistenza a rottura, definita dal rapporto fra la somma di tutti i valori delle resistenze ed il loro numero, determinando così la mediana, ovvero il valore centrale della distribuzione gaussiana corrispondente al cinquantesimo percentile. Il valore medio ottenuto in questo modo rappresenta la resistenza media a rottura R_{rm} dei provini analizzati. La stessa operazione è stata svolta anche con i dati relativi alla tensione di snervamento e all’allungamento percentuale a rottura.

5.5 I frattili

I frattili, noti anche come percentili, sono misure riassuntive che dividono una popolazione di dati ordinata in 100 parti uguali. Ciascuna porzione contiene l’1% delle osservazioni presenti nel set ordinato di dati.

Il j-esimo percentile è indicato con P_j , dove j è un valore intero compreso fra 1 e 99. Esso è tale per cui all'incirca il j % delle osservazioni presenti nell'insieme di dati hanno valore minore del P_j e all'incirca il $(100 - j)$ % delle misure hanno un valore maggiore del valore P_k . In formule può essere definito in questo modo:

$$P_j = \text{valore del } (j \cdot n / 100) \text{ esimo termine in un insieme di dati ordinati} \quad (5.2)$$

dove j è il numero del percentile e n rappresenta il totale della popolazione. I frattili calcolati sono il quinto, il venticinquesimo, il cinquantesimo, il settantacinquesimo ed il novantacinquesimo. Come detto in precedenza, il cinquantesimo frattile rappresenta anche il valore medio della resistenza a rottura dei provini d'acciaio per l'insieme di dati analizzato.

5.6 La curva di distribuzione gaussiana

Nella teoria della probabilità la distribuzione normale, o di Gauss (o gaussiana) dal nome del matematico tedesco Carl Friederich Gauss, è una distribuzione di probabilità continua che è spesso usata come prima approssimazione per descrivere variabili casuali a valori reali che tendono a concentrarsi attorno a un singolo valor medio. Il grafico della funzione di densità di probabilità associata è simmetrico e ha una forma a campana, nota come campana di Gauss (o anche come curva degli errori, curva a campana, ogiva).

La distribuzione normale è considerata il caso base delle distribuzioni di probabilità continue a causa del suo ruolo nel teorema del limite centrale. Più specificamente, assumendo certe condizioni, la somma di n variabili casuali con media e varianza finite tende a una distribuzione normale al tendere di n all'infinito. Grazie a questo teorema, la distribuzione normale si incontra spesso nelle applicazioni pratiche, venendo usata in statistica e nelle scienze naturali e sociali come un semplice modello per fenomeni complessi.

La distribuzione normale dipende da due parametri, la media μ e la varianza σ^2 , ed è scritta come:

$$N(\mu, \sigma^2) \quad (5.3)$$

La curva gaussiana assume il suo massimo in corrispondenza della media, che ne rappresenta il valore centrale ed anche quello più probabile. Al variare della media, varia la posizione della curva sull'asse delle ascisse. La maggiore o minore ripidità del grafico è a sua volta determinata dallo scarto quadratico medio che fornisce una misura di quanto si disperdono i dati rispetto al valore medio. La curva teorica di Gauss è una curva simmetrica con asse di simmetria verticale coincidente con il valore di moda, media e mediana della distribuzione. La simmetria della curva comporta che le osservazioni equidistanti dal massimo centrale abbiano la stessa frequenza.

L'equazione che descrive la curva è definita come:

$$f(R_c) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(R_c - \mu)^2}{2\sigma^2}} \quad (5.4)$$

dove i parametri μ e σ rappresentano rispettivamente la media e lo scarto quadratico medio dei valori di resistenza a rottura presi in considerazione, e possono essere descritti in questo modo:

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^n R_{c,i}}{n} \quad \sigma = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (R_{c,i} - \mu)^2 \quad (5.5)$$

La funzione $f(x)$ descrive, al variare dei valori assunti dai due parametri, una famiglia di curve normali:

- se si varia μ : si sposta orizzontalmente l'asse di simmetria della curva;
- se si varia σ : la curva si allarga e appiattisce al crescere del valore di σ .

Lo scarto quadratico medio, detto anche deviazione standard, rappresenta un indice di variabilità che descrive come avviene la dispersione dei dati e lo scostamento rispetto al valore medio.

Tutti i valori sopra descritti, necessari per la realizzazione della curva di distribuzione gaussiana, sono stati ricavati mediante la macro inserita all'interno del foglio di calcolo excel contenente tutti i valori del database prodotto.

5.6.1 Calcolo dei frattili

Noto il valore medio e lo scarto quadratico medio delle resistenze a rottura e a snervamento e dell'allungamento a rottura, si è proceduto con il calcolo dei frattili mediante l'applicazione della legge di Gauss di cui in precedenza si è riportata l'equazione matematica. I percentili sono stati valutati con riferimento alla distribuzione normale e vengono calcolati direttamente dalla macro di excel mediante la formula di standardizzazione della curva gaussiana, ovvero:

$$z_{\alpha} = \mu - Y\sigma \quad (5.6)$$

dove alle variabili Y e α sono stati assegnati i seguenti valori:

- se $a=95\%$ gamma=1,645;
- se $a=75\%$ gamma=0,674;
- se $a=25\%$ gamma=-0,674;
- se $a=5\%$ gamma=-1,645.

5.7 Analisi dei dati

5.7.1 Analisi generale nel periodo di riferimento

La popolazione dei dati dunque risulta essere composta da 1985 certificati, per un totale di 13845 prove su provini di acciaio da cemento armato, ed è caratterizzato da un andamento crescente nel tempo in quanto, come precedentemente anticipato, la numerosità dei certificati riportati nei volumi del dipartimento aumenta dagli anni '50 in poi in maniera esponenziale a causa del boom del settore edilizio nel nostro paese in quegli anni.

Il diametro effettivo delle barre, di cui si riporta il diagramma delle frequenze, è compreso tra 5 e 40 mm (figura 5.5), mentre il diametro mediamente provato è compreso tra $\phi 10$ e $\phi 16$ per tutto il periodo considerato.

DIAMETRI	FREQ.
2	7,20513E-05
4	0,000432308
5	0,003098206
6	0,055479501
7	0,002954103
8	0,129764392
9	0,000216154
10	0,178687225
11	0,000648462
12	0,208948772
14	0,182145688
15	0,000216154
16	0,13963542
17	0,000360257
18	0,029613085
19	0,000216154
20	0,029324879
21	0,000144103
22	0,00943872
24	0,008718207
26	0,009078464
28	0,00057641
30	0,010015131
40	0,000216154

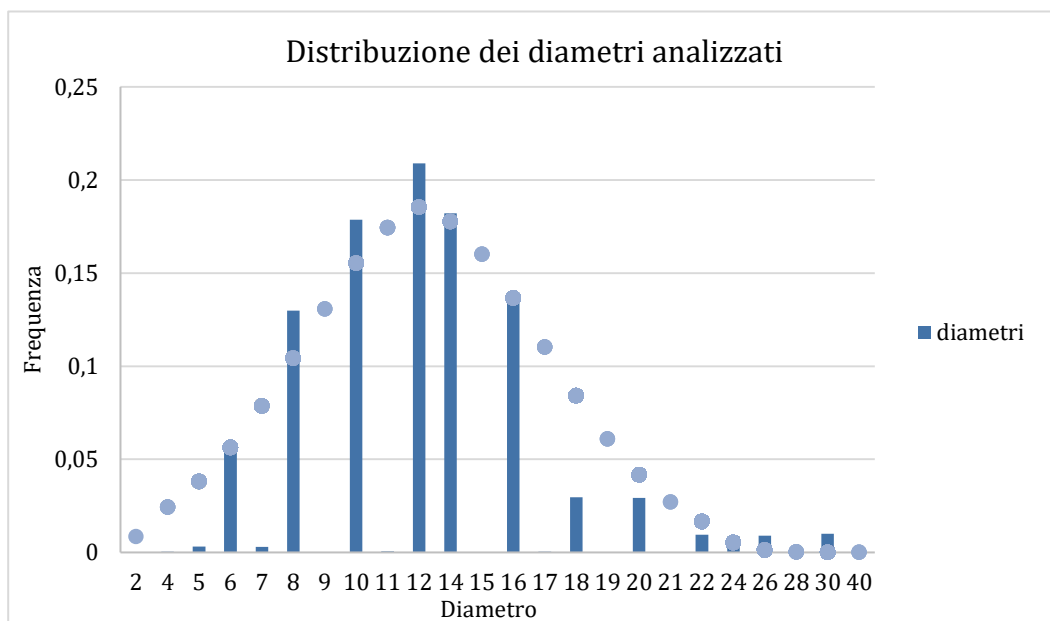


Figura 5.5: Distribuzione dei diametri analizzati e relative frequenze

Per quanto riguarda le tipologie di acciaio analizzate nei certificati studiati, è possibile osservarne quattro diversi tipi, quali:

1. Comune;
2. Aq 42;
3. Aq 50;
4. Aq 60;
5. Fe B 32 K;
6. Fe B 38 K;
7. Fe B 44 K;
8. B 450 C.

ovvero in aggiunta alle tre categorie definite dal R.D.L. del 16/11/1939 n°2229 (riproposte identicamente, per gli acciai lisci, dalla circolare del 23/05/1957 n°1472) sono state considerate le tre categorie introdotte dal D.M.30/05/1972 (poi riproposte identicamente nel D.M. 30/05/1974), vale a dire FeB32, FeB38 e FeB44, e la tipologia B450 C introdotta nel D.M. 14-01-2008. In aggiunta, è stata considerata un'ulteriore categoria di acciaio denominato acciaio comune, utilizzata per tutti i casi in cui nei certificati non è stato descritto il tipo di acciaio analizzato. Per questa categoria, essendo 'fuori norma', non è stato possibile definire delle condizioni sui restanti parametri meccanici; pertanto, queste risultano classificate in funzione della sola tensione di rottura.

Normativa	D.M. 30/05/1972					D.M. 30/05/1974				D.M. 14/01/2008	
Tipologia	liscio		aderenza migliorata			liscio		aderenza migliorata		aderenza migliorata	
Denominazione	Fe B 22	Fe B 32	A 38	A 41	Fe B 44	Fe B 22	Fe B 32	Fe B 38	Fe B 44	B 450 A	B 450 C
Snervamento (kgf/mm)	≥ 22	≥ 32	≥ 38	≥ 41	≥ 44	≥ 22	≥ 32	≥ 38	≥ 44	≥ 45	≥ 45
Rottura (kgf/mm)	≥ 34	≥ 50	≥ 46	≥ 50	≥ 55	≥ 34	≥ 50	≥ 46	≥ 55	≥ 54	≥ 54
Allungamento (%)	≥ 24	≥ 23	≥ 14	≥ 14	≥ 12	≥ 24	≥ 23	≥ 14	≥ 12	≥ 2,5	≥ 7,5

Figura 5.6: Valori limite delle caratteristiche degli acciai stabilite dalle normative nel periodo in esame

Tutte le statistiche sono analizzate sia con riferimento a ciascuna delle categorie precedentemente definite che con riguardo alla popolazione nella sua globalità; quest'ultimo aspetto consente di valutare i parametri meccanici (e della corrispondente variabilità) senza alcuna conoscenza della categoria delle barre di armatura adoperata.

Nella figura 5.7 si riporta l'andamento delle percentuali di utilizzo dell'acciaio per le diverse categorie per ciascun anno esaminato. Come è possibile constatare, l'acciaio maggiormente utilizzato nel 1960 è l'Aq 50, mentre in percentuali ridotte si hanno l'Aq 42 e l'Aq 60; dal 1975 in poi invece si verifica una crescita continua dell'aliquota dell'acciaio di tipo FeB 44 K, che nel 2005 diventa persino l'unico acciaio analizzato nei certificati del database.

Nel 2015, a seguito dell'entrata in vigore del Nuovo Testo Unico del 2008, si riscontra un netto calo del suddetto tipo di acciaio a fronte di un'alta percentuale di acciaio B450C.

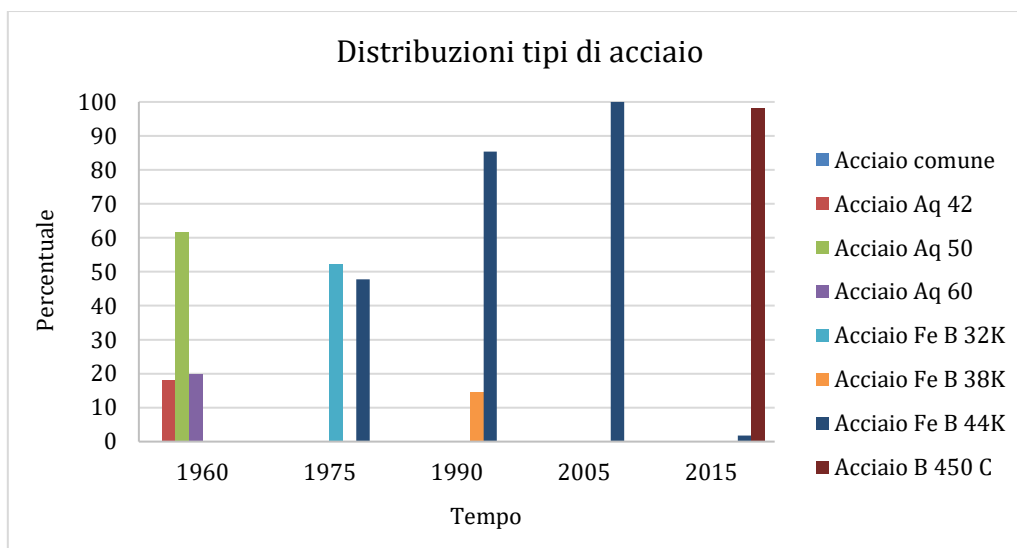


Figura 5.7: Frequenze delle tipologie di acciai analizzati nel periodo in esame

La prima importante informazione che si può ricavare dal database realizzato è l'andamento della tensione di rottura e di snervamento nel corso del tempo. A partire dai dati trascritti, inserendo nell'asse delle ascisse gli anni analizzati e nell'asse delle ordinate i valori di tensione in MPa si ottengono i seguenti diagrammi.

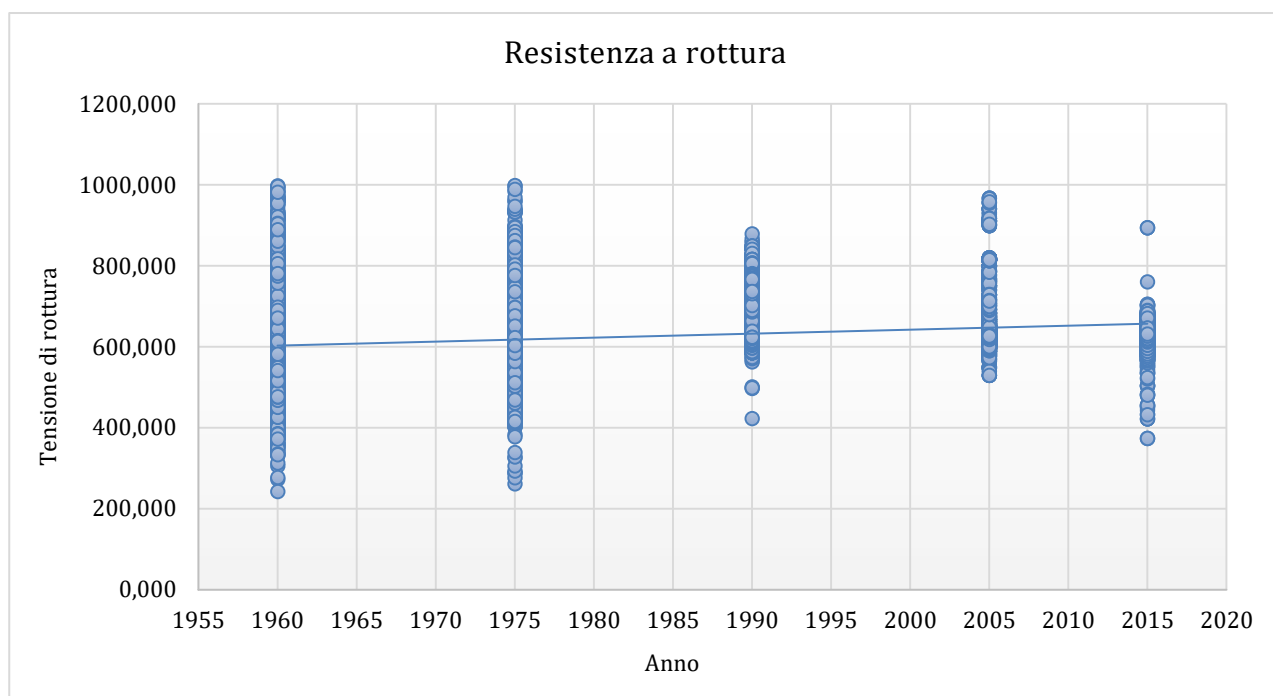


Figura 5.8: Variazione della tensione di rottura nel tempo

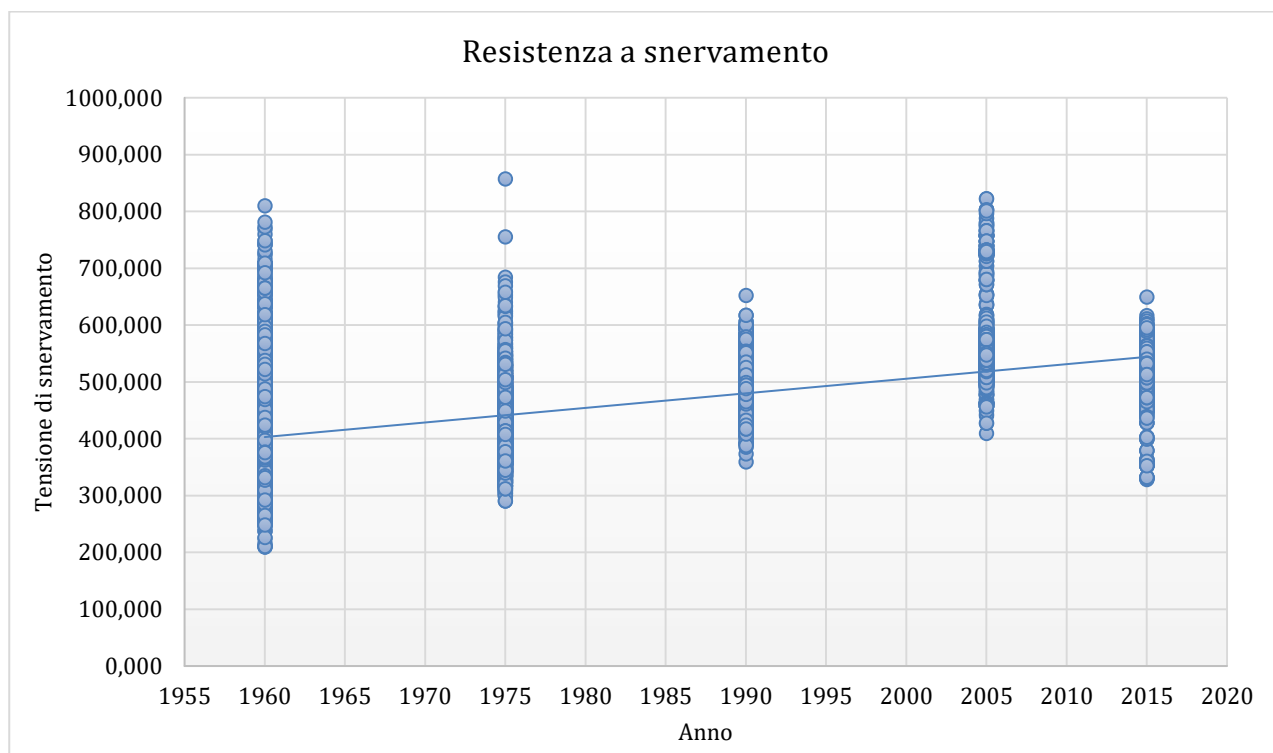


Figura 5.9: Variazione della tensione di snervamento nel tempo

I grafici ottenuti mostrano in entrambi i casi un evidente trend crescente dei valori di tensione con il passare del tempo: ciò può essere facilmente spiegato grazie a diversi fattori che hanno permesso di migliorare sempre di più le caratteristiche prestazionali di questo materiale, quali l'evoluzione delle tecniche di produzione dell'acciaio, collegata inevitabilmente all'evoluzione della tecnologia impiegata in questo settore, la qualità sempre più alta del materiale di partenza e il miglioramento delle tecniche di lavorazione che permettono di ottenere prodotti di elevata qualità.

In particolare, analizzando il diagramma della resistenza a rottura, si può osservare un incremento lento e costante che nel periodo considerato, vale a dire dal 1960 al 2015, ha fatto registrare un innalzamento di circa 80 Mpa, ovvero del 11,8%.

Nel secondo diagramma, dove sono stati riportati i valori relativi alle tensioni di snervamento dei provini, viene mantenuto un trend crescente durante tutto il periodo considerato, con un innalzamento di circa 150 Mpa, ovvero del 27,3%.

Un discorso analogo può essere fatto anche per l'allungamento percentuale: nel database infatti sono stati riportati anche i dati relativi proprio alla percentuale di allungamento per ogni singola prova effettuata. Di seguito si riporta il diagramma ottenuto.

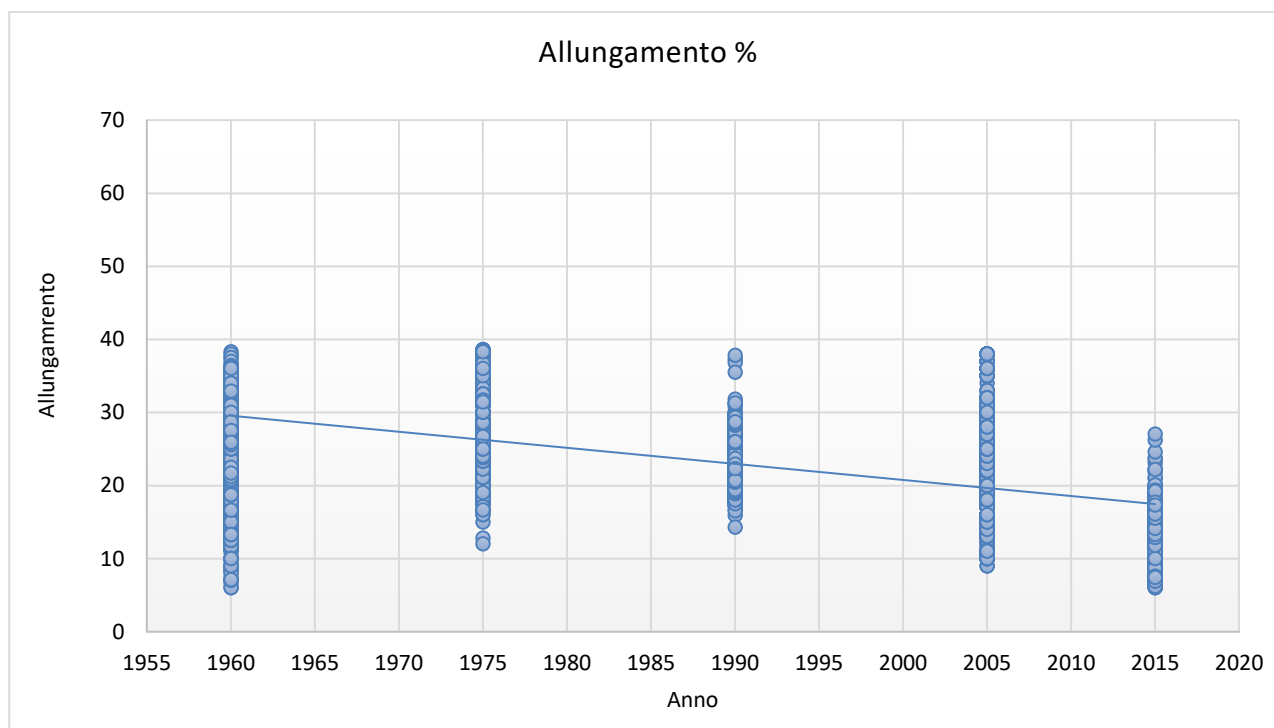


Figura 5.10: Variazione dell'allungamento % a rottura nel tempo

Analizzando il diagramma ottenuto per gli allungamenti, è possibile osservare come, a differenza dei due precedentemente riportati, in questo si ha un andamento decrescente nel tempo: ciò significa che con il passare degli anni si è ridotto leggermente l'allungamento percentuale dei provini sottoposti a trazione, passando da un valore medio di 30% nel 1960 ad un valore medio di 18% nel 2015, dunque registrando un calo del 12% in poco meno di 60 anni.

5.7.2 Analisi per diametri nel periodo di riferimento

Una seconda analisi più approfondita dei dati raccolti nel database è stata effettuata andando a dividere i diversi diametri e valutando l'andamento delle caratteristiche prestazionali per ciascuno di essi. Dai diagrammi ottenuti e riportati nel seguito è possibile osservare come all'aumentare del diametro dei provini di acciaio diminuiscono sia la resistenza a rottura sia quella di snervamento, con variazioni non costanti da un anno all'altro durante il periodo analizzato.

Inoltre, riportando nei grafici i valori massimi e minimi per ogni anno considerato, è possibile anche studiare come varia il range di valori nei quali ricadono i dati raccolti. Di seguito si riportano i diagrammi ottenuti.

Anno 1960:

- Diametro: 8 mm

1) Tensione di rottura

	gauss	reali
n=	361	361
sqm=	127,4515562	
min=		273,190622
fratt_5%=	403,2275856	432,212029
fratt_25%=	526,9830467	515,775837
Media=	612,8853956	612,885396
fratt_75%=	698,7877446	695,20897
fratt_95%=	822,5432057	839,959225
max=		982,670744
mediana=		603,465851

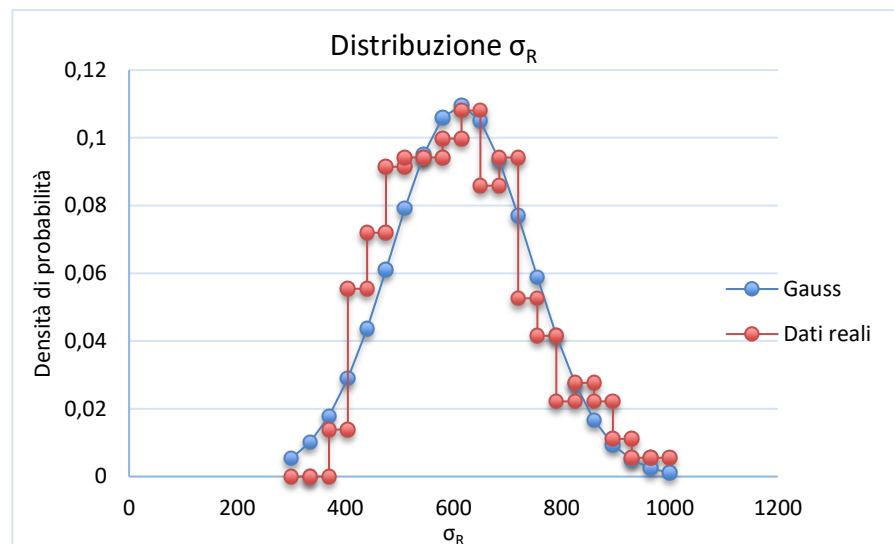


Figura 5.11: Distribuzione gaussiana delle tensioni di rottura

2) Tensione di snervamento

	gauss	reali
n=	361	361
sqm=	101,9123188	
min=		212,028542
fratt_5%=	288,5430961	312,714484
fratt_25%=	387,4999577	391,437309
Media=	456,1888606	456,188861
fratt_75%=	524,8777635	509,683996
fratt_95%=	623,8346251	589,194699
max=		1299,59266
mediana=		446,734977

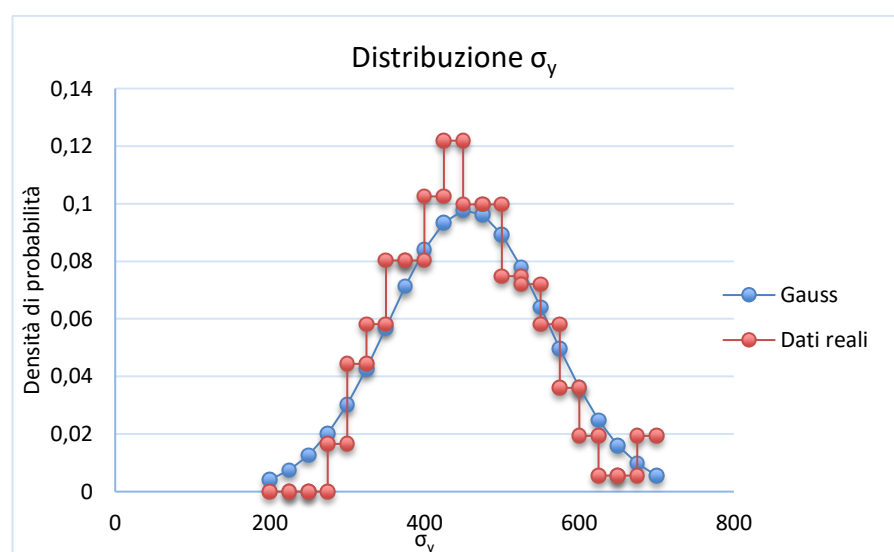


Figura 5.12: Distribuzione gaussiana delle tensioni di snervamento

- Diametro: 10 mm

1) Tensione di rottura

	gauss	reali
n=	488	488
sqm=	112,9111387	
min=		277,891402
fratt_5%=	384,685175	401,254407
fratt_25%=	494,3218907	485,660674
Media=	570,4239982	570,423998
fratt_75%=	646,5261057	633,69628
fratt_95%=	756,1628214	745,372264
max=		1060,92185
mediana=		571,365499

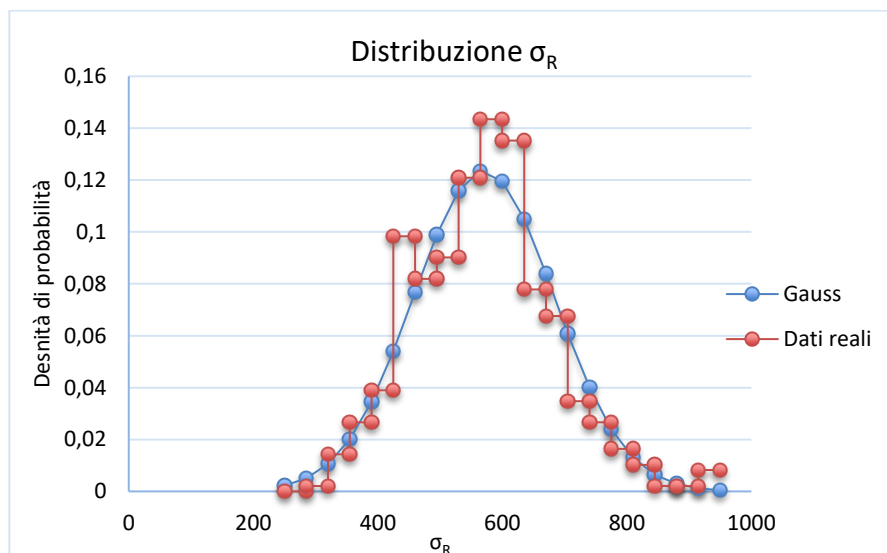


Figura 5.13: Distribuzione gaussiana delle tensioni di rottura

2) Tensione di snervamento

	gauss	reali
n=	488	488
sqm=	72,05464859	
min=		209,06783
fratt_5%=	294,9391751	305,161119
fratt_25%=	364,9042389	366,193342
Media=	413,469072	413,469072
fratt_75%=	462,0339052	455,793841
fratt_95%=	531,998969	532,40876
max=		709,012641
mediana=		411,642871

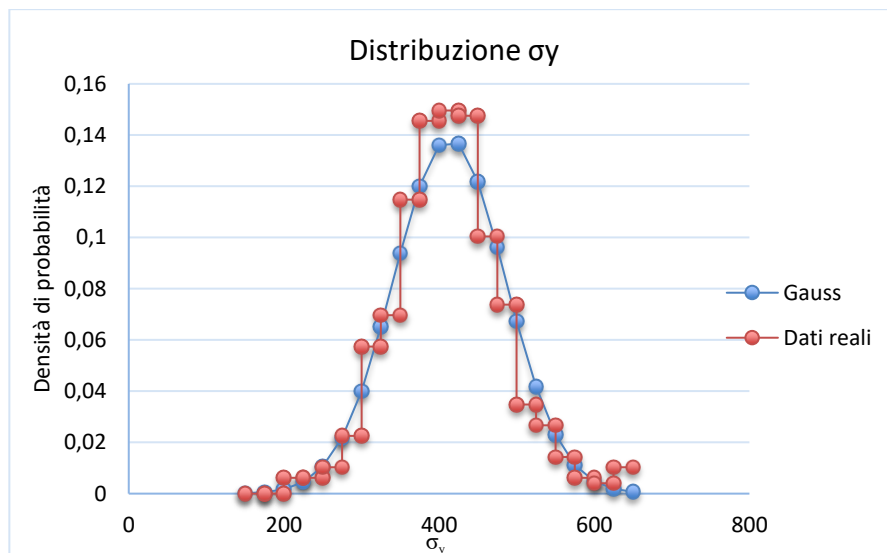


Figura 5.14: Distribuzione gaussiana delle tensioni di snervamento

- Diametro: 12 mm

1) Tensione di rottura

	gauss	reali
n=	542	542
sqm=	89,97234723	
min=		267,685494
fratt_5%=	406,7921598	427,215233
fratt_25%=	494,1553089	492,108686
Media=	554,796671	554,796671
fratt_75%=	615,438033	596,28517
fratt_95%=	702,8011822	725,544857
max=		921,126514
mediana=		551,594351

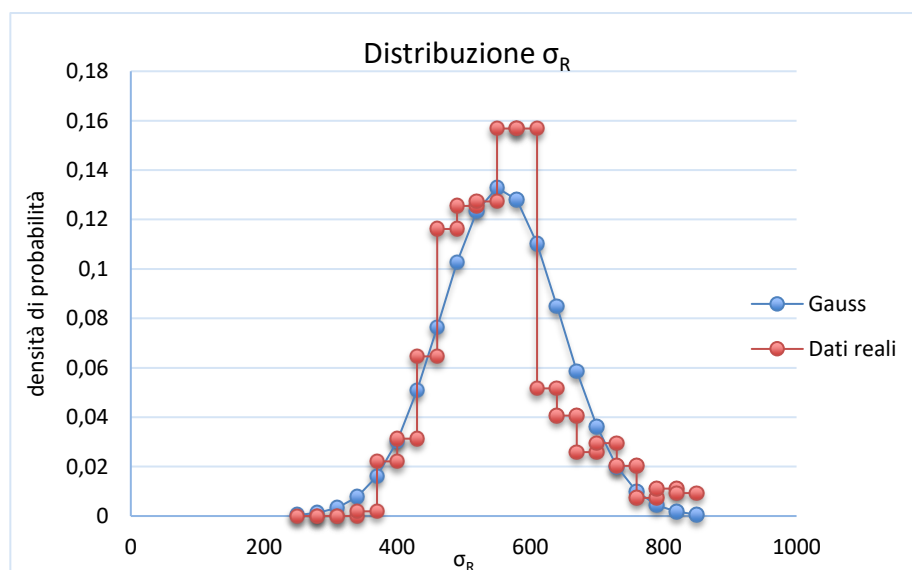


Figura 5.15: Distribuzione gaussiana delle tensioni di rottura

2) Tensione di snervamento

	gauss	reali
n=	542	542
sqm=	89,97234723	
min=		267,685494
fratt_5%=	406,7921598	427,215233
fratt_25%=	494,1553089	492,108686
Media=	554,796671	554,796671
fratt_75%=	615,438033	596,28517
fratt_95%=	702,8011822	725,544857
max=		921,126514
mediana=		551,594351

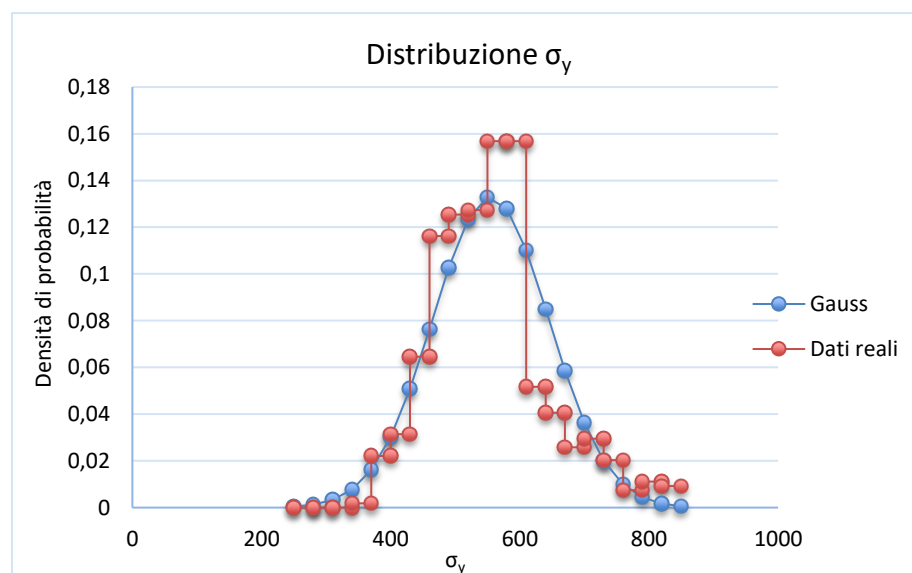


Figura 5.16: Distribuzione gaussiana delle tensioni di snervamento

- Diametro: 14 mm

1) Tensione di rottura

	gauss	reali
n=	499	499
sqm=	93,851797	
min=		352,807234
fratt_5%=	392,8105309	400,726209
fratt_25%=	483,9406258	489,826178
Media=	547,196737	547,196737
fratt_75%=	610,4528482	596,121633
fratt_95%=	701,582943	698,333267
max=		1003,47141
mediana=		538,146868

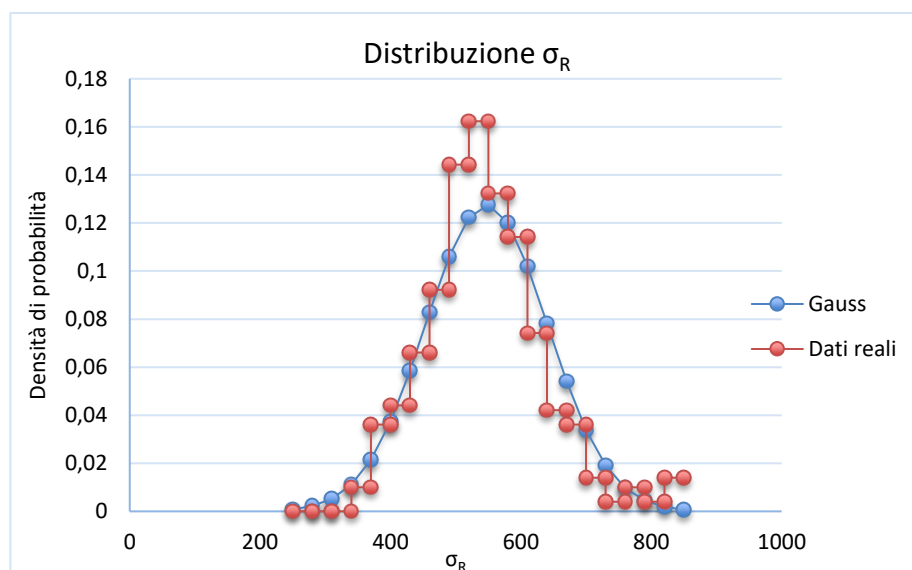


Figura 5.17: Distribuzione gaussiana delle tensioni di rottura

2) Tensione di snervamento

	gauss	reali
n=	499	499
sqm=	56,40098889	
min=		254,180071
fratt_5%=	284,6515514	285,95258
fratt_25%=	339,4169116	341,55447
Media=	377,4311781	377,431178
fratt_75%=	415,4454446	405,761415
fratt_95%=	470,2108048	467,982578
max=		642,486649
mediana=		373,326979

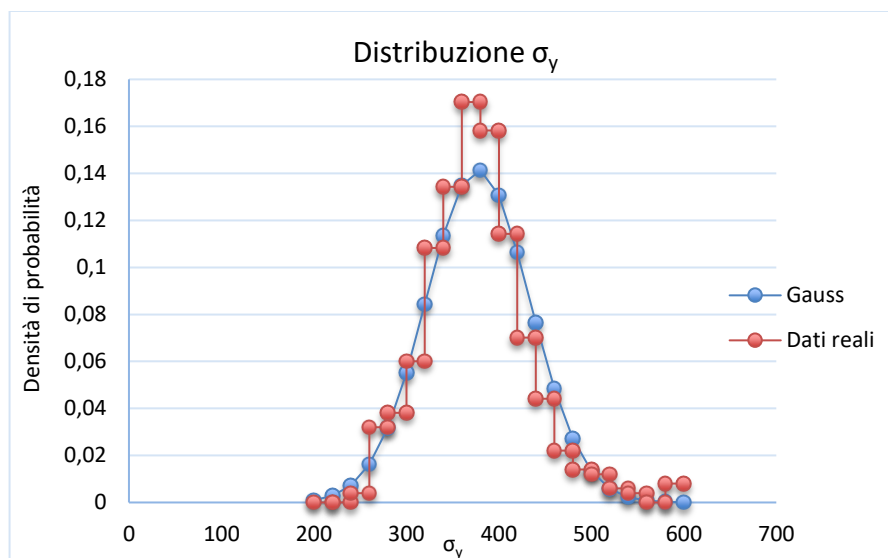


Figura 5.18: Distribuzione gaussiana delle tensioni di snervamento

- Diametro: 16 mm

1) Tensione di rottura

	gauss	reali
n=	423	423
sqm=	90,71569057	
min=		331,674959
fratt_5%=	399,2464595	426,004534
fratt_25%=	487,331395	483,312287
Media=	548,4737705	548,47377
fratt_75%=	609,6161459	592,85631
fratt_95%=	697,7010815	704,428926
max=		895,623818
mediana=		541,127188

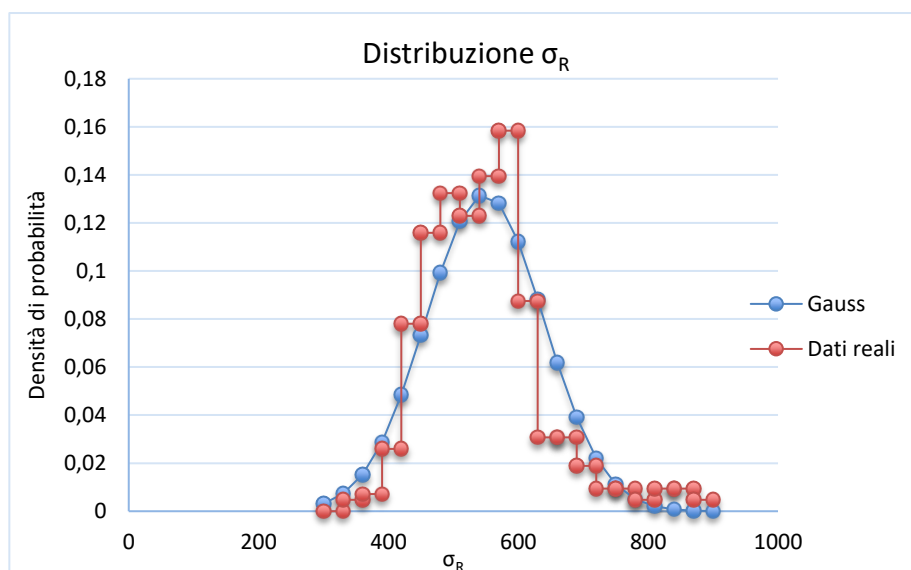


Figura 5.19: Distribuzione gaussiana delle tensioni di rottura

2) Tensione di snervamento

	gauss	reali
n=	422	422
sqm=	63,07919543	
min=		237,345383
fratt_5%=	273,6153991	274,367206
fratt_25%=	334,8652978	335,732145
Media=	377,3806755	377,380676
fratt_75%=	419,8960533	414,340124
fratt_95%=	481,145952	482,805138
max=		692,257368
mediana=		373,768264

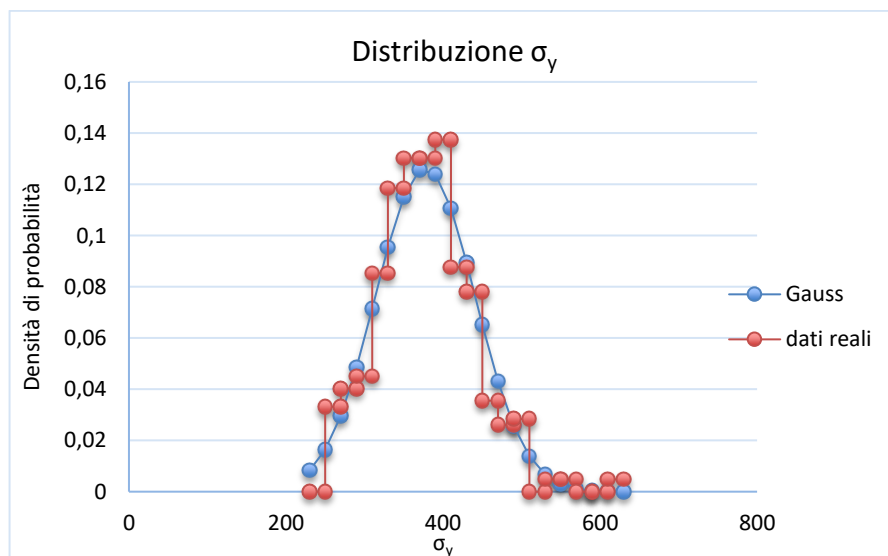


Figura 5.20: Distribuzione gaussiana delle tensioni di snervamento

Anno 1975:

- Diametro: 8 mm

1) Tensione di rottura

	gauss	reali
n=	584	584
sqm=	96,98811907	
min=		451,58002
fratt_5%=	486,0714363	500,509684
fratt_25%=	580,2468999	574,923547
Media=	645,6168922	645,616892
fratt_75%=	710,9868844	702,344546
fratt_95%=	805,162348	821,610601
max=		1025,4842
mediana=		634,352701

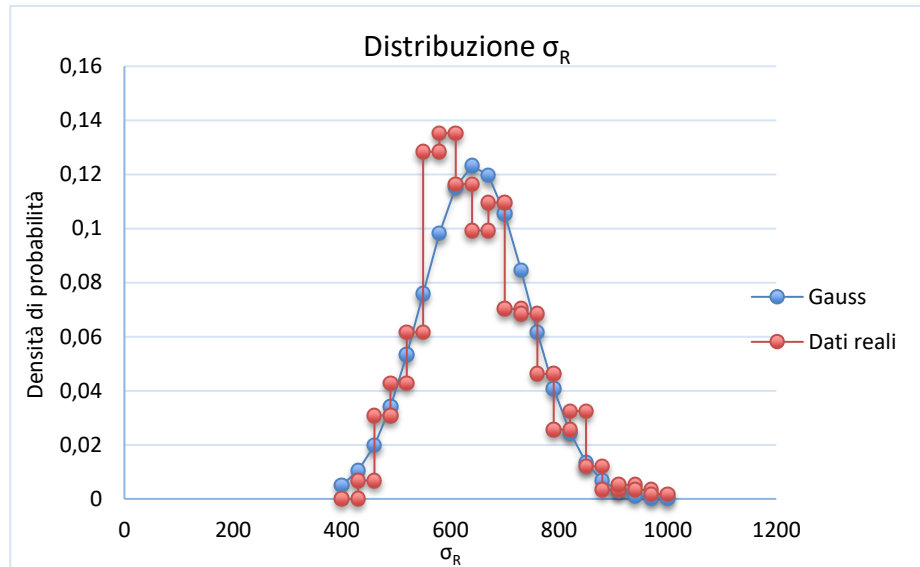


Figura 5.21: Distribuzione gaussiana delle tensioni di rottura

2) Tensione di snervamento

	gauss	reali
n=	584	584
sqm=	58,12779106	
min=		309,989806
fratt_5%=	353,0584454	361,875637
fratt_25%=	409,5005305	407,747197
Media=	448,6786617	448,678662
fratt_75%=	487,8567929	487,2579
fratt_95%=	544,298878	548,41998
max=		668,705403
mediana=		441,590214

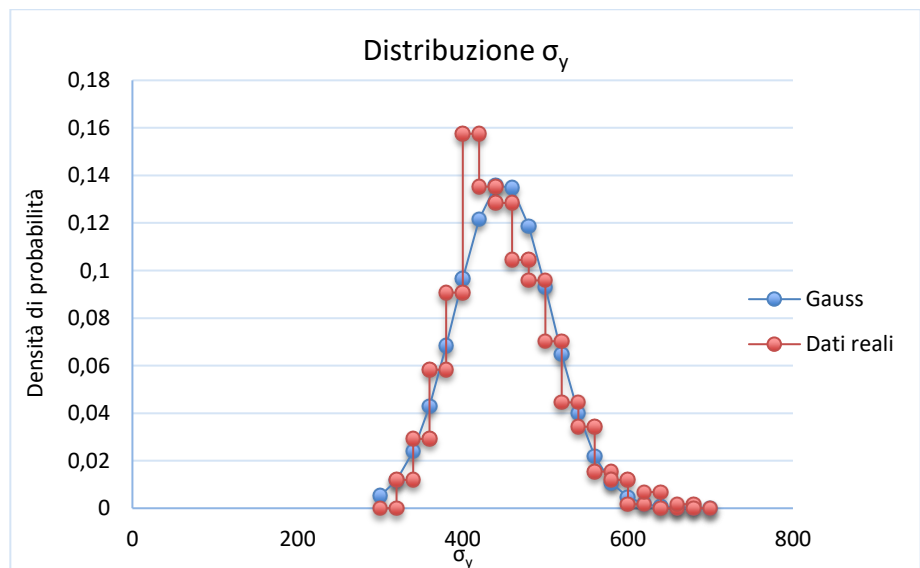


Figura 5.22: Distribuzione gaussiana delle tensioni di snervamento

- Diametro: 10 mm

1) Tensione di rottura

	gauss	reali
n=	847	847
sqm=	85,09920144	
min=		326,197757
fratt_5%=	475,414139	491,641182
fratt_25%=	558,0454636	556,574924
Media=	615,4023254	615,402325
fratt_75%=	672,7591872	664,627931
fratt_95%=	755,3905118	760,448522
max=		1037,71662
mediana=		602,446483

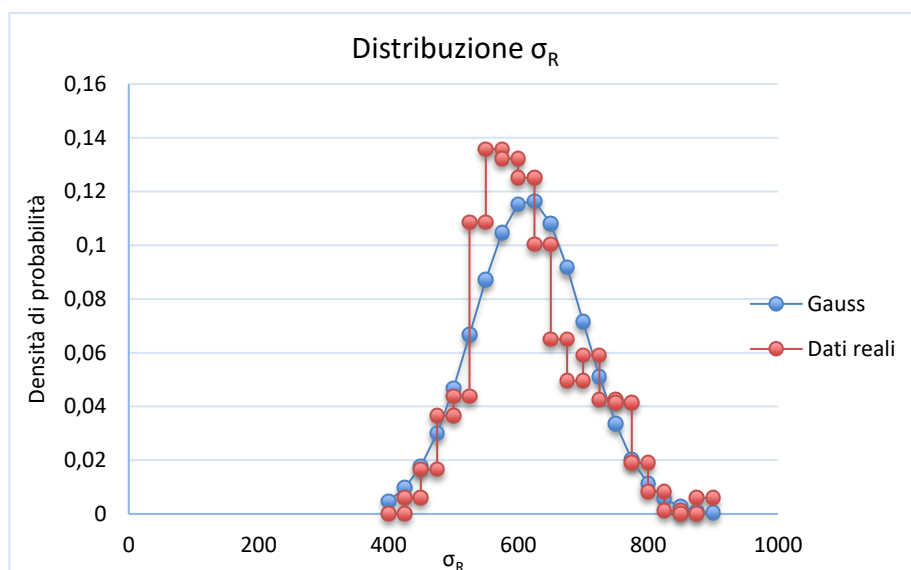


Figura 5.23: Distribuzione gaussiana delle tensioni di rottura

2) Tensione di snervamento

	gauss	reali
n=	847	847
sqm=	52,72523892	
min=		309,88787
fratt_5%=	346,4401024	353,720693
fratt_25%=	397,6363094	395,514781
Media=	433,1731205	433,17312
fratt_75%=	468,7099315	465,851172
fratt_95%=	519,9061385	518,858308
max=		755,351682
mediana=		428,440367

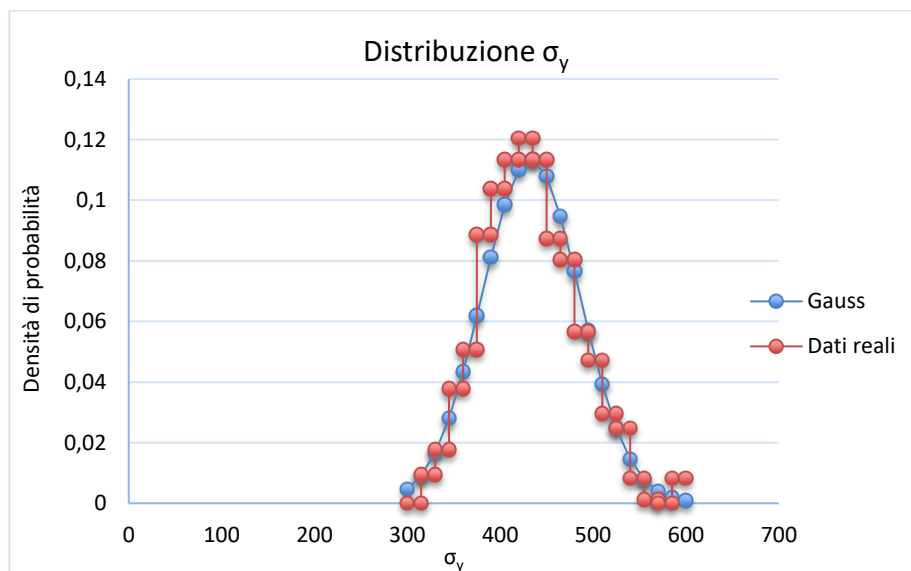


Figura 5.24: Distribuzione gaussiana delle tensioni di snervamento

- Diametro: 12 mm

1) Tensione di rottura

	gauss	reali
n=	835	835
sqm=	86,53107854	
min=		288,786952
fratt_5%=	467,6297392	490,316004
fratt_25%=	551,6514165	551,478084
Media=	609,9733634	609,973363
fratt_75%=	668,2953104	659,531091
fratt_95%=	752,3169876	756,37105
max=		1001,01937
mediana=		595,922528

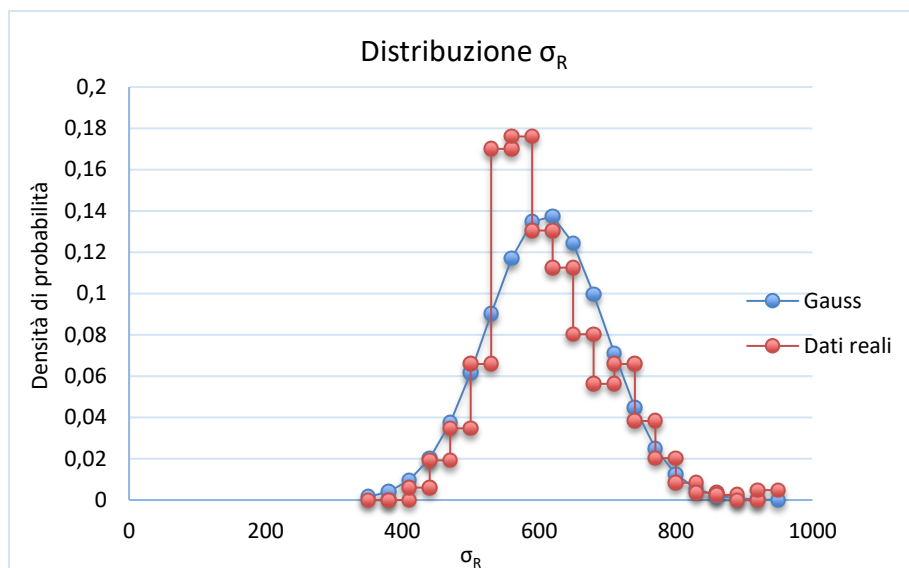


Figura 5.25: Distribuzione gaussiana delle tensioni di rottura

2) Tensione di snervamento

	gauss	reali
n=	835	835
sqm=	57,38894879	
min=		309,88787
fratt_5%=	326,4732538	346,585117
fratt_25%=	382,1979231	385,219164
Media=	420,8780746	420,878075
fratt_75%=	459,5582261	452,599388
fratt_95%=	515,2828953	509,683996
max=		1004,64997
mediana=		412,844037

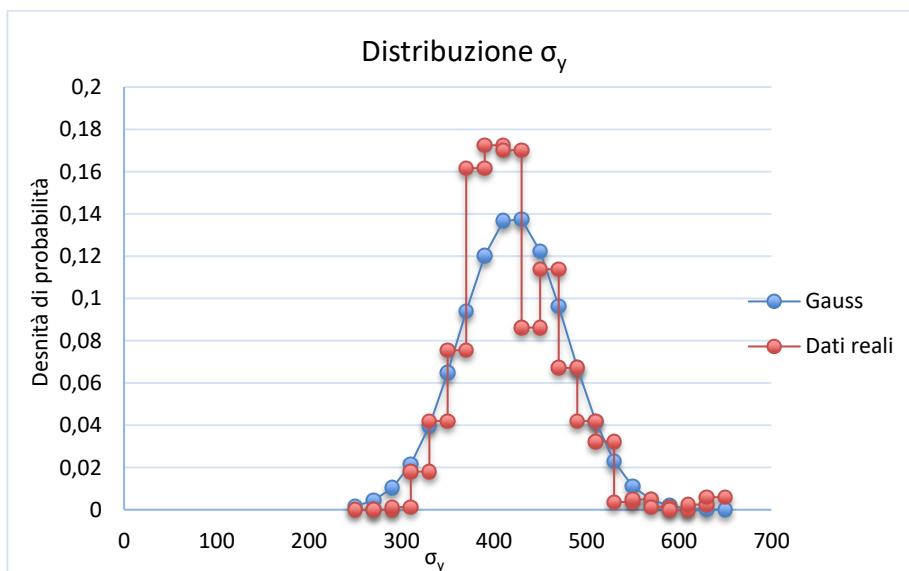


Figura 5.26: Distribuzione gaussiana delle tensioni di snervamento

- Diametro: 14 mm

1) Tensione di rottura

	gauss	reali
n=	826	826
sqm=	81,6718211	
min=		262,079511
fratt_5%=	465,3199789	485,219164
fratt_25%=	544,6233172	546,381244
Media=	599,6701246	599,670125
fratt_75%=	654,716932	643,221203
fratt_95%=	734,0202703	746,17737
max=		886,850153
mediana=		587,2579

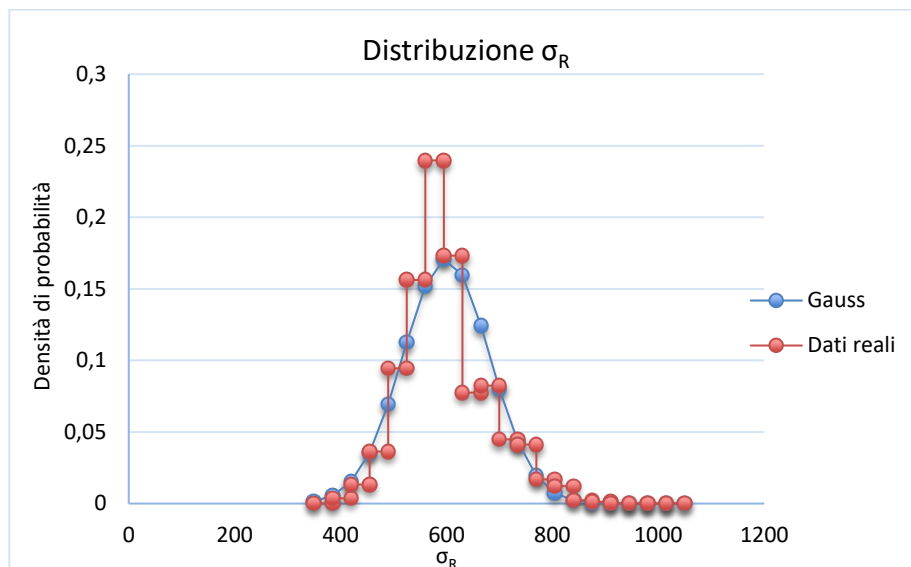


Figura 5.27: Distribuzione gaussiana delle tensioni di rottura

2) Tensione di snervamento

	gauss	reali
n=	826	826
sqm=	52,99661781	
min=		290,519878
fratt_5%=	317,2285857	331,192661
fratt_25%=	368,6883016	371,049949
Media=	404,408022	404,408022
fratt_75%=	440,1277424	433,231397
fratt_95%=	491,5874583	499,286442
max=		857,288481
mediana=		395,514781

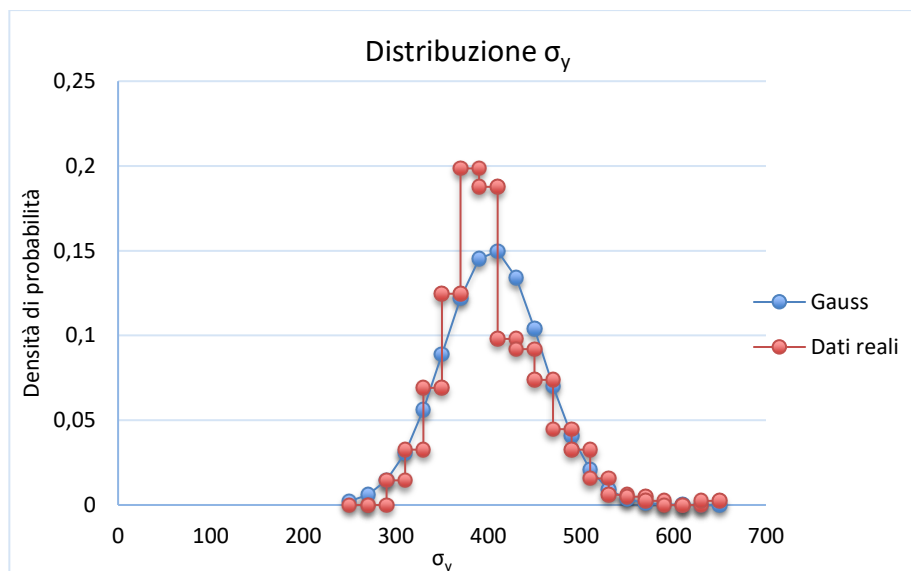


Figura 5.28: Distribuzione gaussiana delle tensioni di snervamento

- Diametro: 16 mm

1) Tensione di rottura

	gauss	reali
n=	637	637
sqm=	88,82087051	
min=		293,068298
fratt_5%=	470,0716601	490,316004
fratt_25%=	556,3167254	553,51682
Media=	616,1819921	616,181992
fratt_75%=	676,0472589	679,918451
fratt_95%=	762,2923241	771,66157
max=		891,946993
mediana=		602,446483

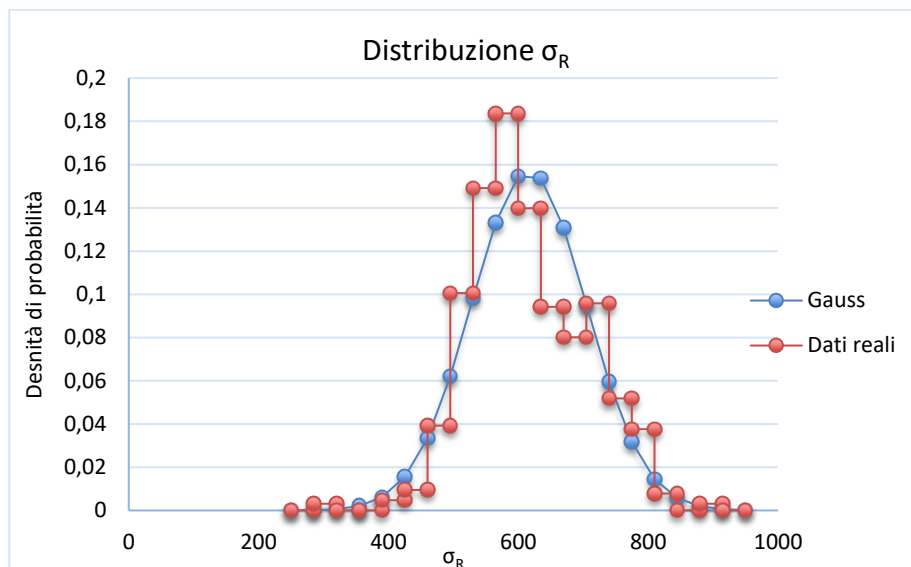


Figura 5.29: Distribuzione gaussiana delle tensioni di rottura

2) Tensione di snervamento

	gauss	reali
n=	637	637
sqm=	54,24994207	
min=		297,655454
fratt_5%=	319,925476	332,313965
fratt_25%=	372,6021697	370,030581
Media=	409,1666307	409,166631
fratt_75%=	445,7310916	445,463812
fratt_95%=	498,4077854	494,393476
max=		675,840979
mediana=		400

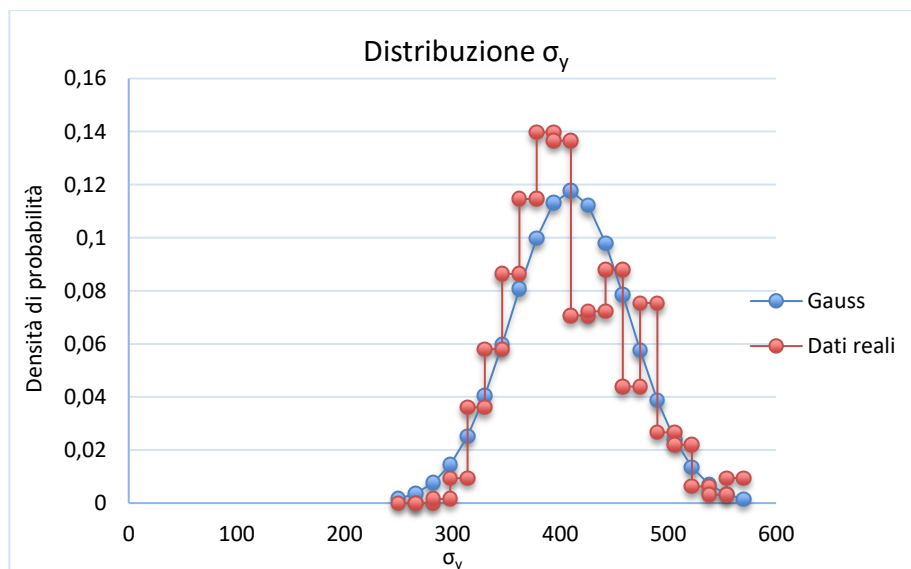


Figura 5.30: Distribuzione gaussiana delle tensioni di snervamento

Anno 1990:

- Diametro: 8 mm

1) Tensione di rottura

	gauss	reali
n=	165	165
sqm=	58,87028157	
min=		497
fratt_5%=	594,7886899	614
fratt_25%=	651,9517333	648
Media=	691,630303	691,630303
fratt_75%=	731,3088728	728
fratt_95%=	788,4719162	787
max=		829
mediana=		686

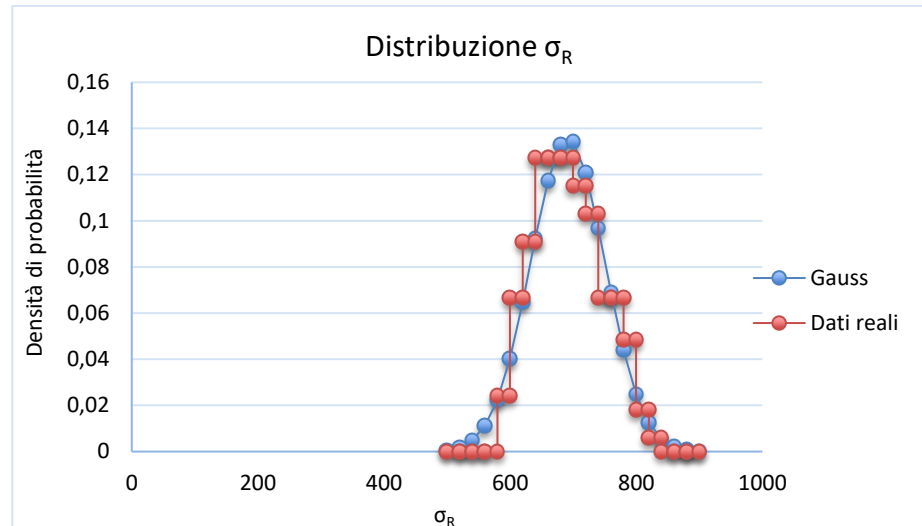


Figura 5.31: Distribuzione gaussiana delle tensioni di rottura

2) Tensione di snervamento

	gauss	reali
n=	165	165
sqm=	39,42470815	
min=		390
fratt_5%=	433,8493854	434
fratt_25%=	472,130777	480
Media=	498,7030303	498,70303
fratt_75%=	525,2752836	523
fratt_95%=	563,5566752	567
max=		606
mediana=		492

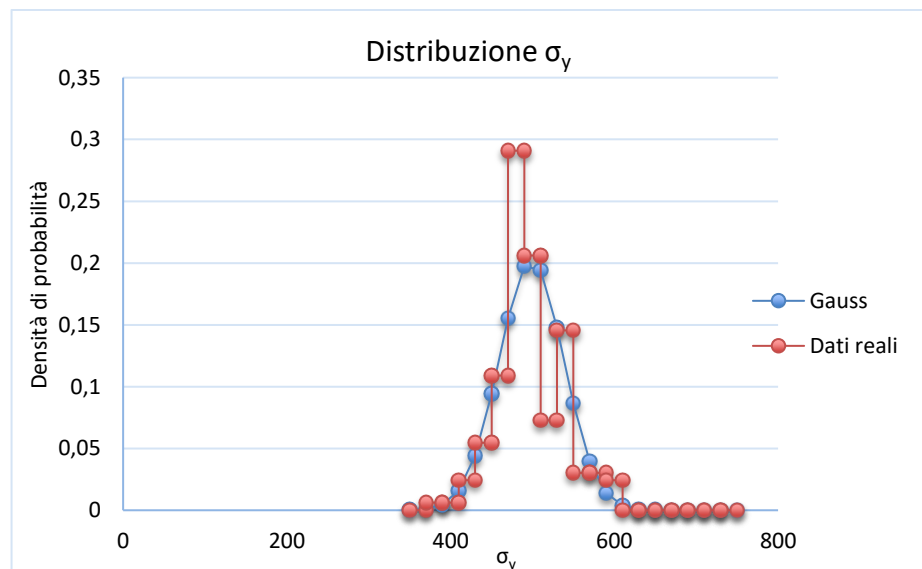


Figura 5.32: Distribuzione gaussiana delle tensioni di snervamento

- Diametro: 10 mm

1) Tensione di rottura

	gauss	reali
n=	303	303
sqm=	66,88621031	
min=		423
fratt_5%=	577,5662434	570
fratt_25%=	642,5127537	641
Media=	687,5940594	687,594059
fratt_75%=	732,6753652	732
fratt_95%=	797,6218754	789
max=		807
mediana=		695

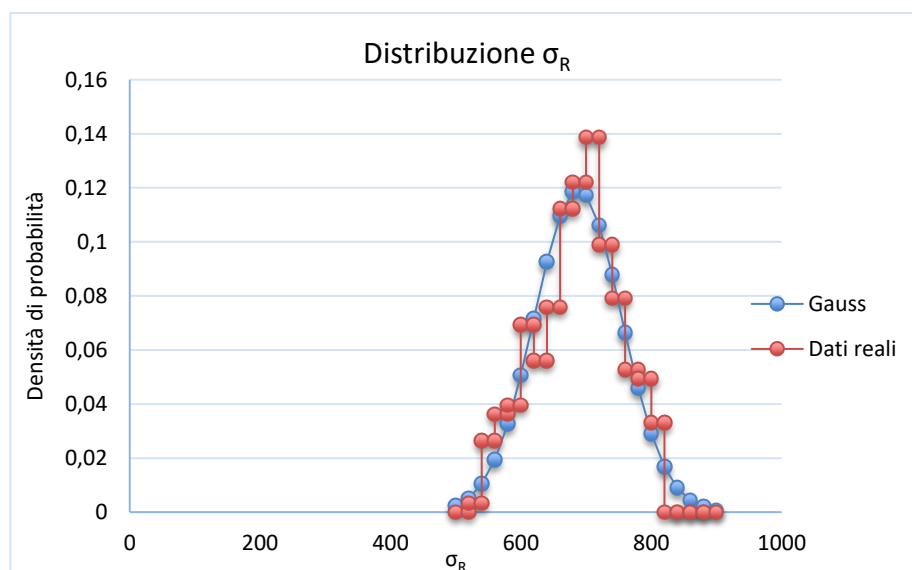


Figura 5.33: Distribuzione gaussiana delle tensioni di rottura

2) Tensione di snervamento

	gauss	reali
n=	303	303
sqm=	30,80296151	
min=		329
fratt_5%=	442,1509105	446
fratt_25%=	472,0605861	475
Media=	492,8217822	492,821782
fratt_75%=	513,5829782	515
fratt_95%=	543,4926539	541
max=		584
mediana=		491

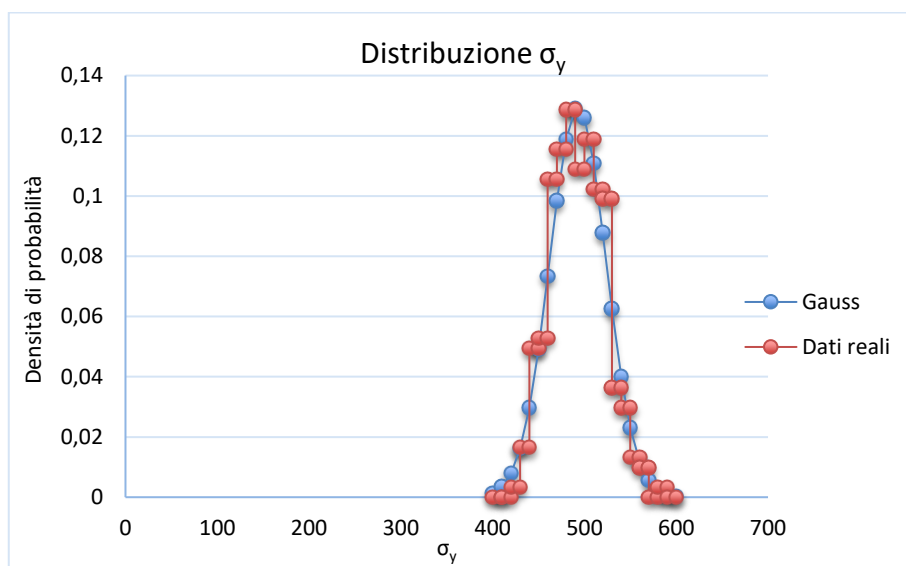


Figura 5.34: Distribuzione gaussiana delle tensioni di snervamento

- Diametro: 12 mm

1) Tensione di rottura

	gauss	reali
n=	403	403
sqm=	62,26914497	
min=		510
fratt_5%=	585,8724674	572
fratt_25%=	646,3358072	650
Media=	688,3052109	688,305211
fratt_75%=	730,2746146	733
fratt_95%=	790,7379544	778
max=		804
mediana=		692

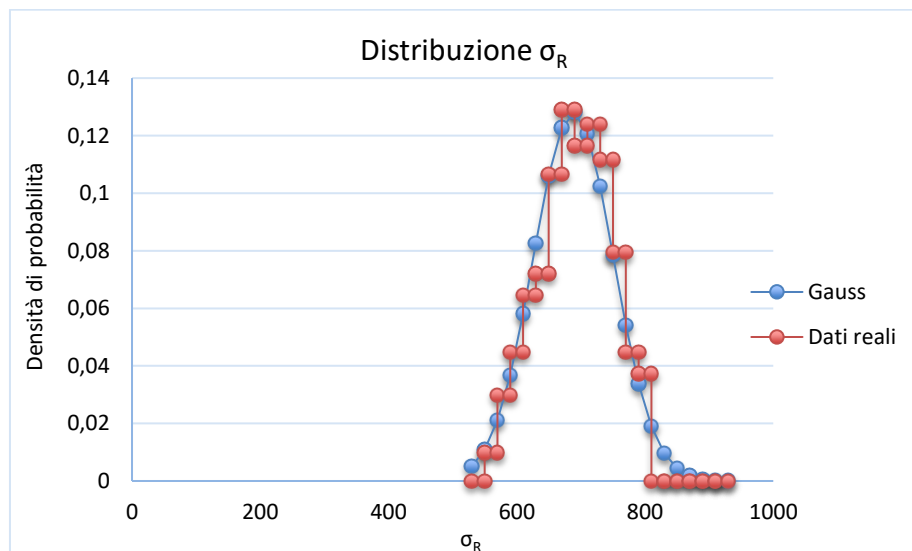


Figura 5.35: Distribuzione gaussiana delle tensioni di rottura

2) Tensione di snervamento

	gauss	reali
n=	403	403
sqm=	35,30665927	
min=		385
fratt_5%=	431,8113644	427
fratt_25%=	466,0941305	468
Media=	489,8908189	489,890819
fratt_75%=	513,6875072	514
fratt_95%=	547,9702734	544
max=		587
mediana=		488

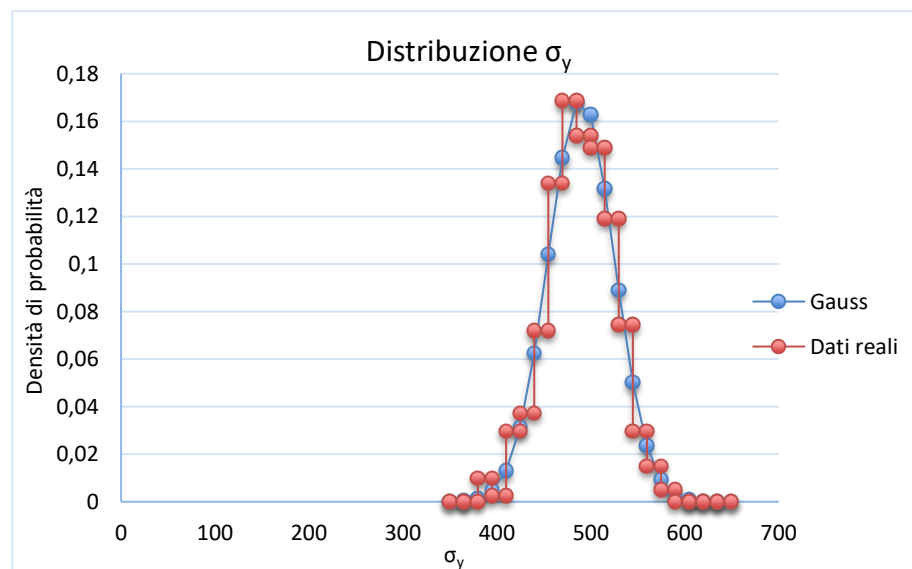


Figura 5.36: Distribuzione gaussiana delle tensioni di snervamento

- Diametro: 14 mm

1) Tensione di rottura

	gauss	reali
n=	284	284
sqm=	45,93103871	
min=		580
fratt_5%=	621,2849906	619
fratt_25%=	665,8840292	661
Media=	696,8415493	696,841549
fratt_75%=	727,7990694	731
fratt_95%=	772,398108	769
max=		795
mediana=		695

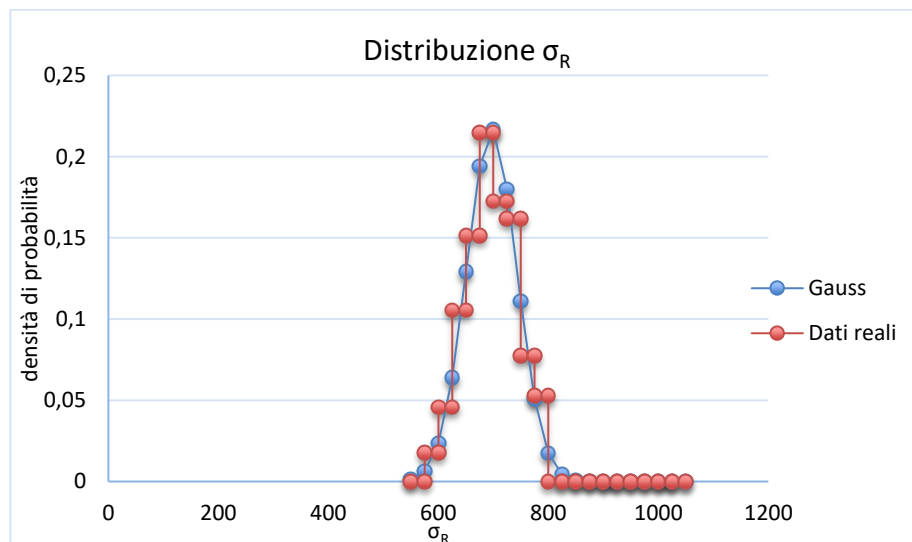


Figura 5.37: Distribuzione gaussiana delle tensioni di rottura

2) Tensione di snervamento

	gauss	reali
n=	284	284
sqm=	34,38339913	
min=		403
fratt_5%=	423,6294493	425
fratt_25%=	457,0157298	455
Media=	480,1901408	480,190141
fratt_75%=	503,3645519	500
fratt_95%=	536,7508324	539
max=		574
mediana=		479

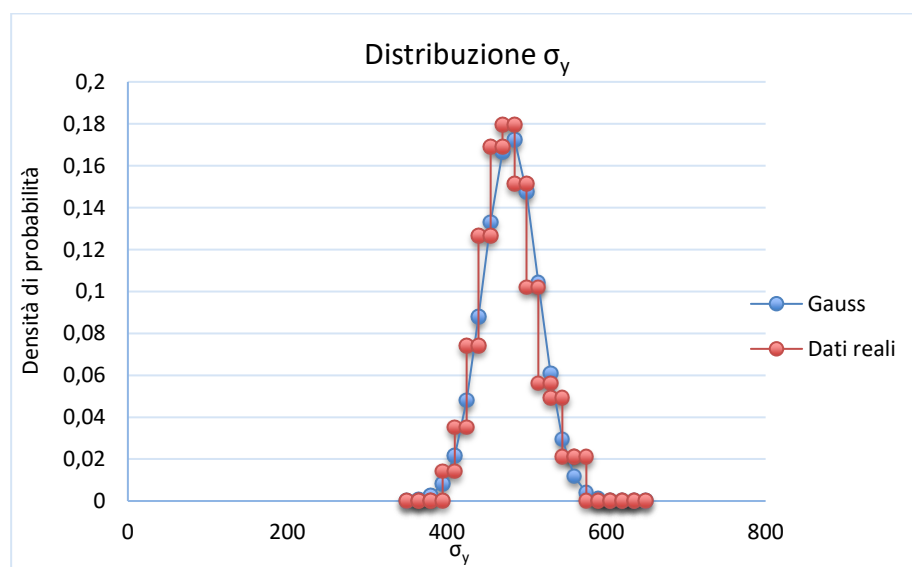


Figura 5.38: Distribuzione gaussiana delle tensioni di snervamento

- Diametro: 16 mm

1) Tensione di rottura

	gauss	reali
n=	146	146
sqm=	51,55073034	
min=		580
fratt_5%=	610,8223363	600
fratt_25%=	660,8780954	655
Media=	695,6232877	695,623288
fratt_75%=	730,3684799	732
fratt_95%=	780,4242391	775
max=		796
mediana=		698

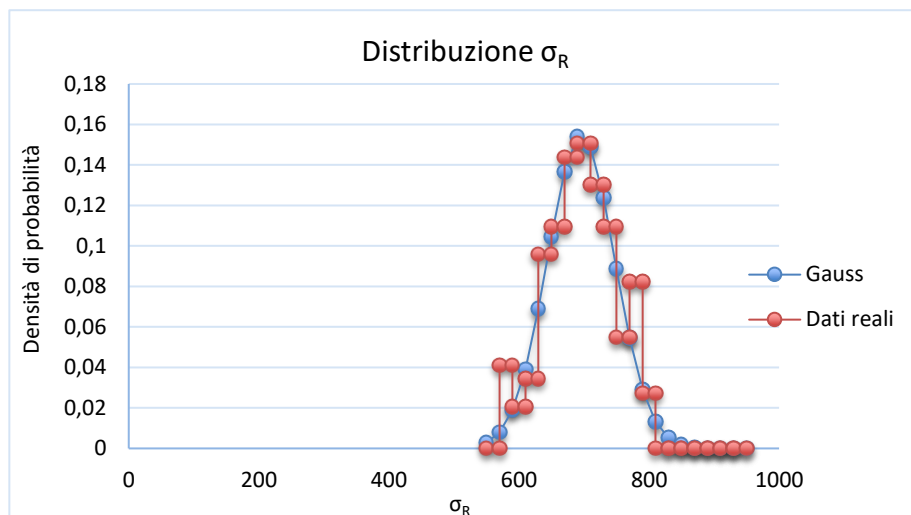


Figura 5.39: Distribuzione gaussiana delle tensioni di rottura

2) Tensione di snervamento

	gauss	reali
n=	145	145
sqm=	44,7368851	
min=		401
fratt_5%=	423,407824	423
fratt_25%=	466,8473394	466
Media=	497	497
fratt_75%=	527,1526606	525
fratt_95%=	570,592176	575
max=		592
mediana=		490

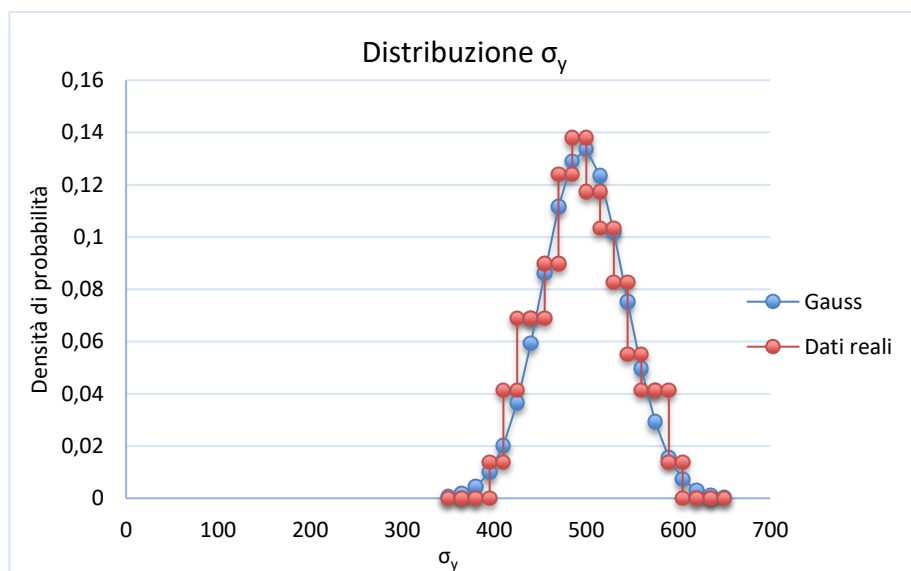


Figura 5.40: Distribuzione gaussiana delle tensioni di snervamento

Anno 2005:

- Diametro: 8 mm

1) Tensione di rottura

	gauss	reali
n=	437	437
sqm=	75,06407364	
min=		584
fratt_5%=	595,5836721	600
fratt_25%=	668,4708876	660
Media=	719,0640732	719,064073
fratt_75%=	769,6572589	775
fratt_95%=	842,5444744	828
max=		942
mediana=		719

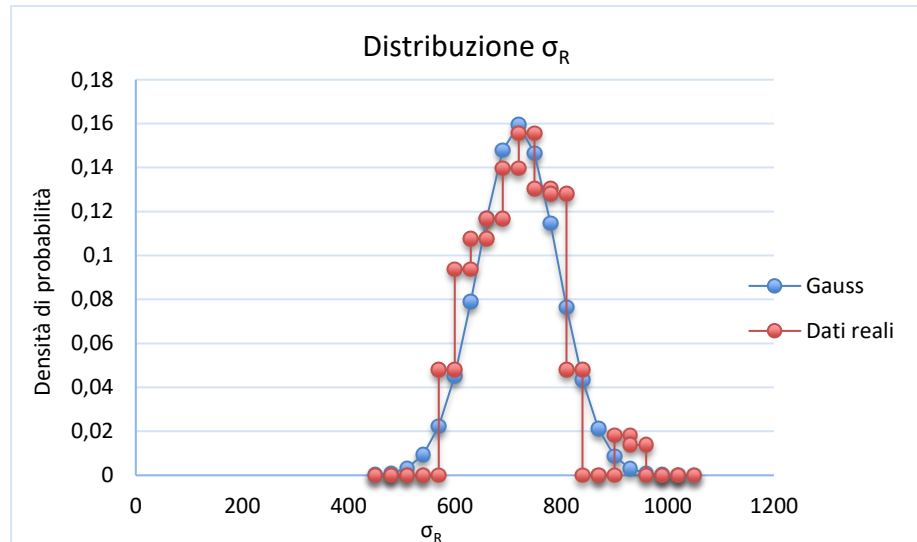


Figura 5.41: Distribuzione gaussiana delle tensioni di rottura

2) Tensione di snervamento

	gauss	reali
n=	437	437
sqm=	82,2696565	
min=		409
fratt_5%=	468,1584059	462
fratt_25%=	548,0422424	539
Media=	603,4919908	603,491991
fratt_75%=	658,9417393	660
fratt_95%=	738,8255758	742
max=		788
mediana=		603

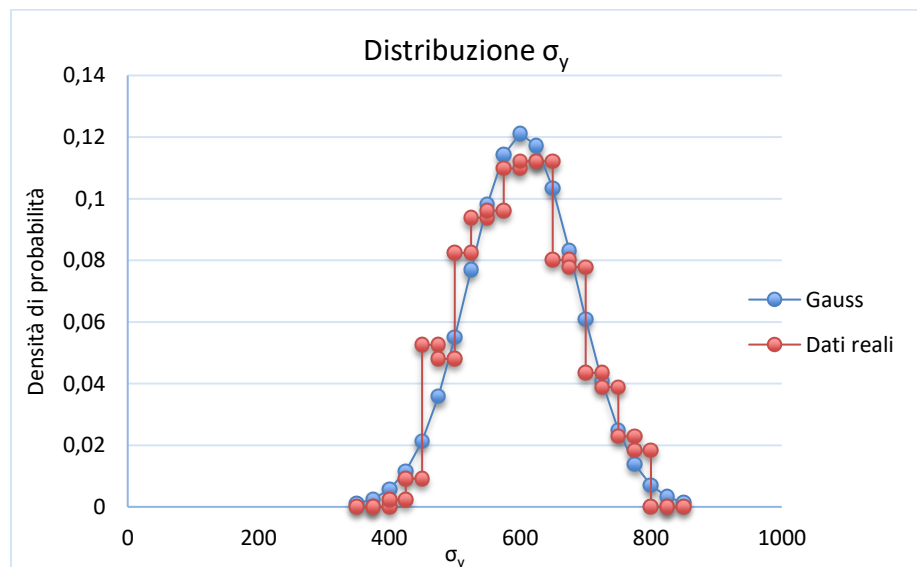


Figura 5.42: Distribuzione gaussiana delle tensioni di snervamento

- Diametro: 10 mm

1) Tensione di rottura

	gauss	reali
n=	511	511
sqm=	105,7934213	
min=		480
fratt_5%=	535,0911526	548
fratt_25%=	637,8165648	627
Media=	709,1213307	709,121331
fratt_75%=	780,4260967	767
fratt_95%=	883,1515088	912
max=		989
mediana=		715

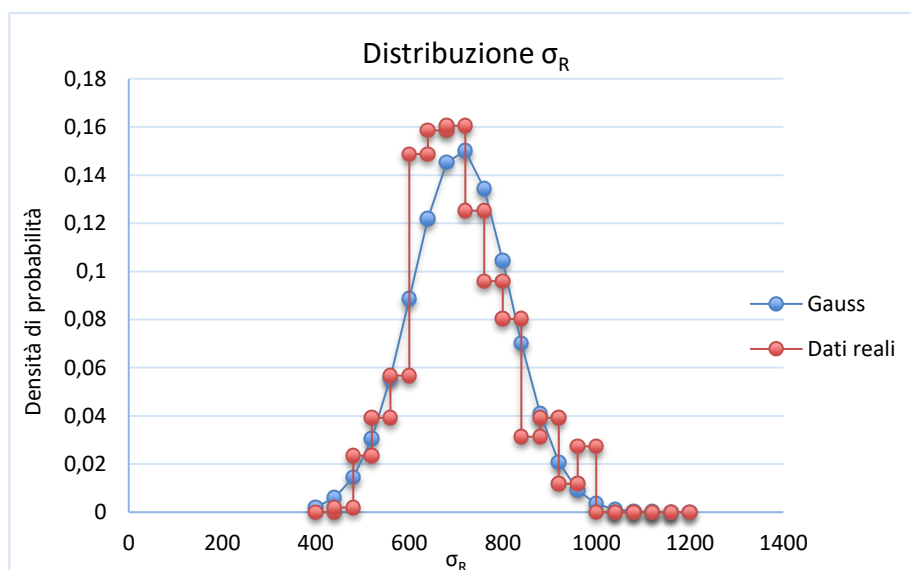


Figura 5.43: Distribuzione gaussiana delle tensioni di rottura

2) Tensione di snervamento

	gauss	reali
n=	511	511
sqm=	76,09089961	
min=		415
fratt_5%=	480,170979	467
fratt_25%=	554,0552425	551
Media=	605,3405088	605,340509
fratt_75%=	656,6257751	665
fratt_95%=	730,5100387	718
max=		780
mediana=		610

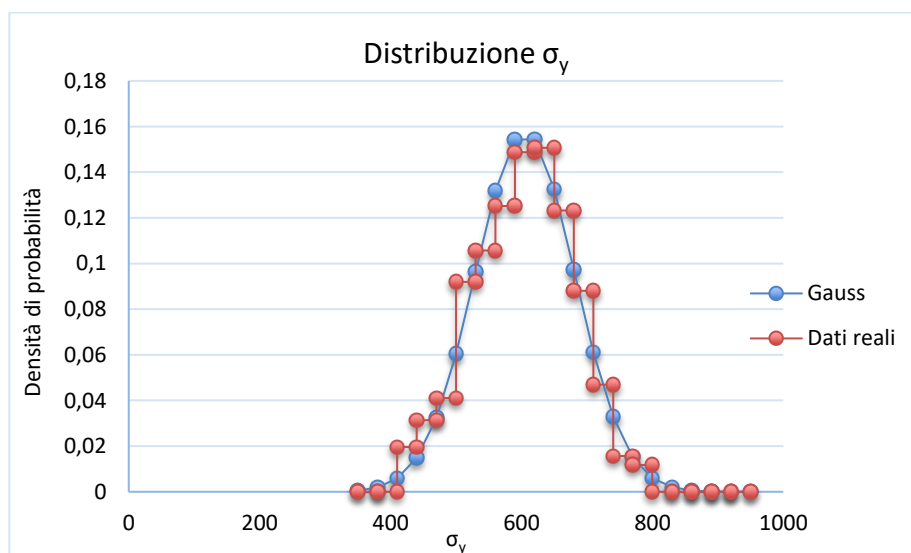


Figura 5.44: Distribuzione gaussiana delle tensioni di snervamento

- Diametro: 12 mm

1) Tensione di rottura

	gauss	reali
n=	488	488
sqm=	24,88513544	
min=		548
fratt_5%=	588,9676407	592
fratt_25%=	613,1311072	614
Media=	629,9036885	629,903689
fratt_75%=	646,6762698	646
fratt_95%=	670,8397363	674
max=		694
mediana=		627

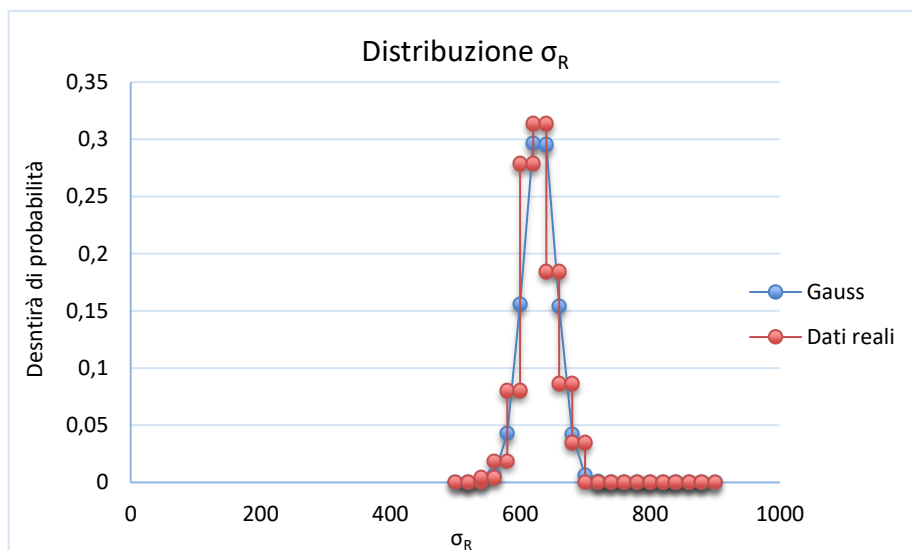


Figura 5.45: Distribuzione gaussiana delle tensioni di rottura

2) Tensione di snervamento

	gauss	reali
n=	488	488
sqm=	24,38948418	
min=		480
fratt_5%=	500,7727412	504
fratt_25%=	524,4549303	522
Media=	540,8934426	540,893443
fratt_75%=	557,331955	555
fratt_95%=	581,0141441	579
max=		652
mediana=		540

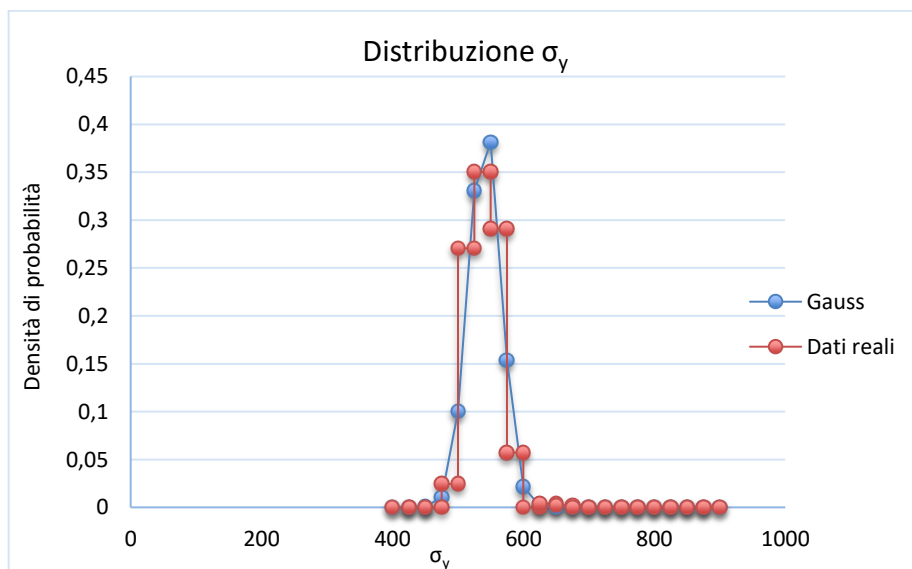


Figura 5.46: Distribuzione gaussiana delle tensioni di snervamento

- Diametro: 14 mm

1) Tensione di rottura

	gauss	reali
n=	327	327
sqm=	26,52477211	
min=		572
fratt_5%=	595,8560465	601
fratt_25%=	621,6116002	619
Media=	639,4892966	639,489297
fratt_75%=	657,366993	654
fratt_95%=	683,1225468	687
max=		717
mediana=		637

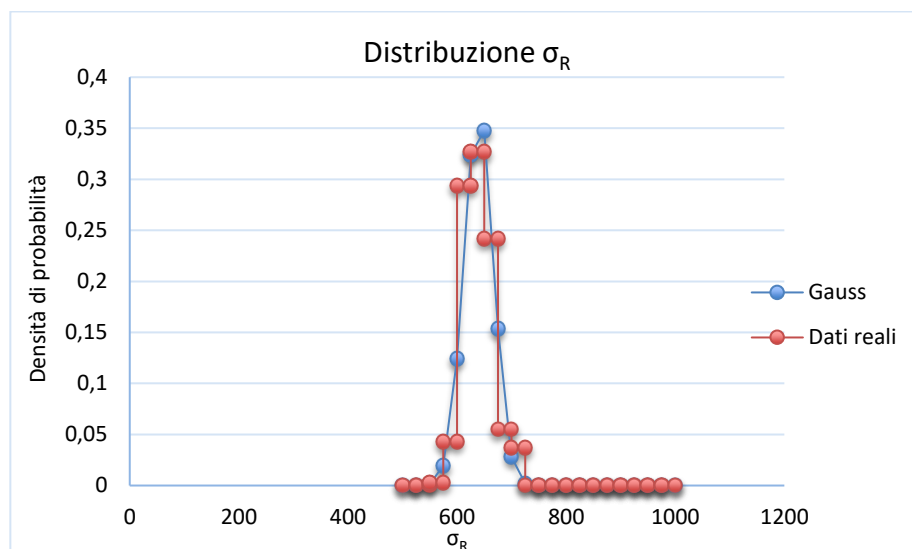


Figura 5.47: Distribuzione gaussiana delle tensioni di rottura

2) Tensione di snervamento

	gauss	reali
n=	327	327
sqm=	26,96697681	
min=		427
fratt_5%=	504,8533904	507
fratt_25%=	531,0383249	530
Media=	549,2140673	549,214067
fratt_75%=	567,3898096	569
fratt_95%=	593,5747441	593
max=		603
mediana=		549

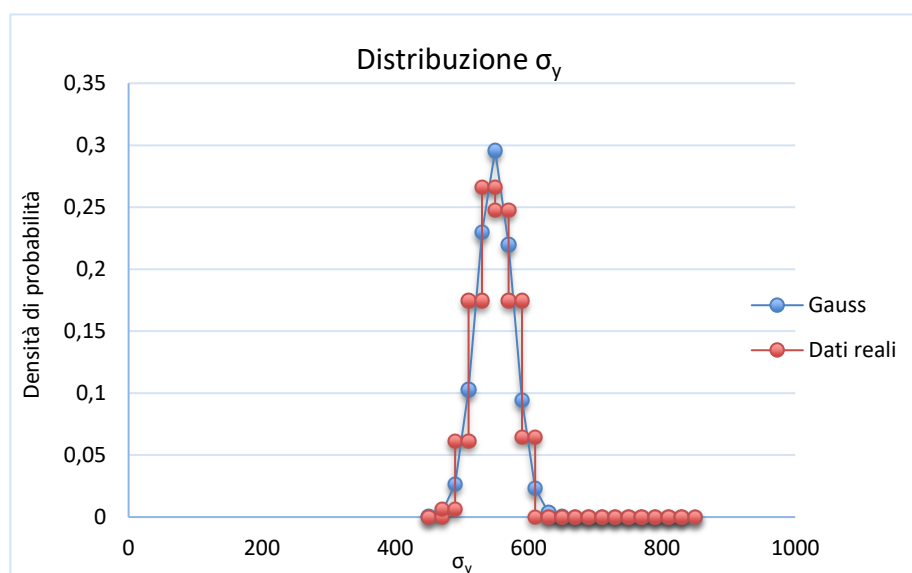


Figura 5.48: Distribuzione gaussiana delle tensioni di snervamento

- Diametro: 16 mm

1) Tensione di rottura

	gauss	reali
n=	305	305
sqm=	28,43750926	
min=		565
fratt_5%=	588,4071825	600
fratt_25%=	616,020004	623
Media=	635,1868852	635,186885
fratt_75%=	654,3537665	645
fratt_95%=	681,966588	691
max=		764
mediana=		631

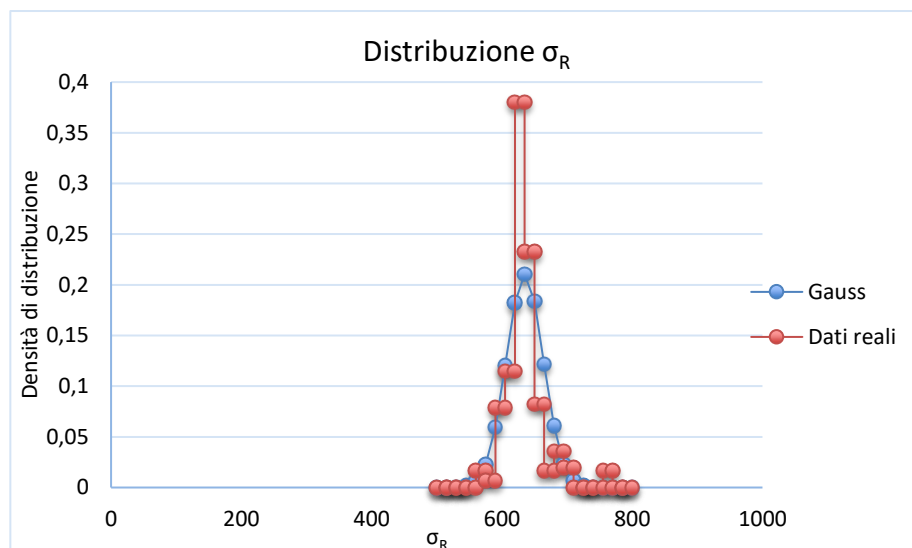


Figura 5.49: Distribuzione gaussiana delle tensioni di rottura

2) Tensione di snervamento

	gauss	reali
n=	305	305
sqm=	23,92718769	
min=		492
fratt_5%=	507,8102681	512
fratt_25%=	531,0435673	532
Media=	547,1704918	547,170492
fratt_75%=	563,2974163	559
fratt_95%=	586,5307155	586
max=		652
mediana=		547

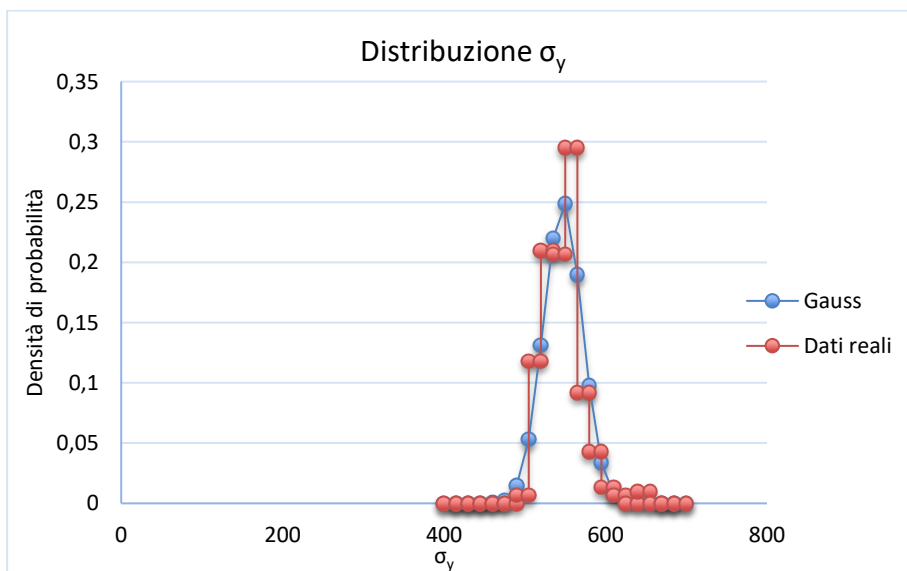


Figura 5.50: Distribuzione gaussiana delle tensioni di snervamento

Anno 2015:

- Diametro: 8 mm

1) Tensione di rottura

	gauss	reali
n=	254	254
sqm=	29,67386625	
min=		561
fratt_5%=	585,0516081	577
fratt_25%=	613,8649323	619,33
Media=	633,8651181	633,865118
fratt_75%=	653,865304	650,7
fratt_95%=	682,6786281	682
max=		705
mediana=		633

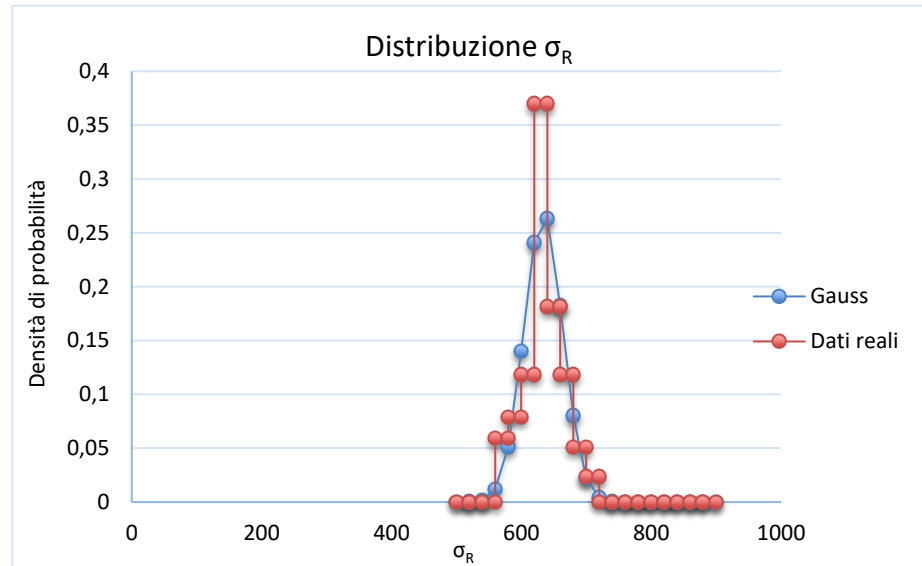


Figura 5.51: Distribuzione gaussiana delle tensioni di rottura

2) Tensione di snervamento

	gauss	reali
n=	254	254
sqm=	28,74093486	
min=		451,11
fratt_5%=	485,4336425	473,54
fratt_25%=	513,3410902	514,67
Media=	532,7124803	532,71248
fratt_75%=	552,0838704	553,81
fratt_95%=	579,9913182	573,82
max=		606,83
mediana=		533,3

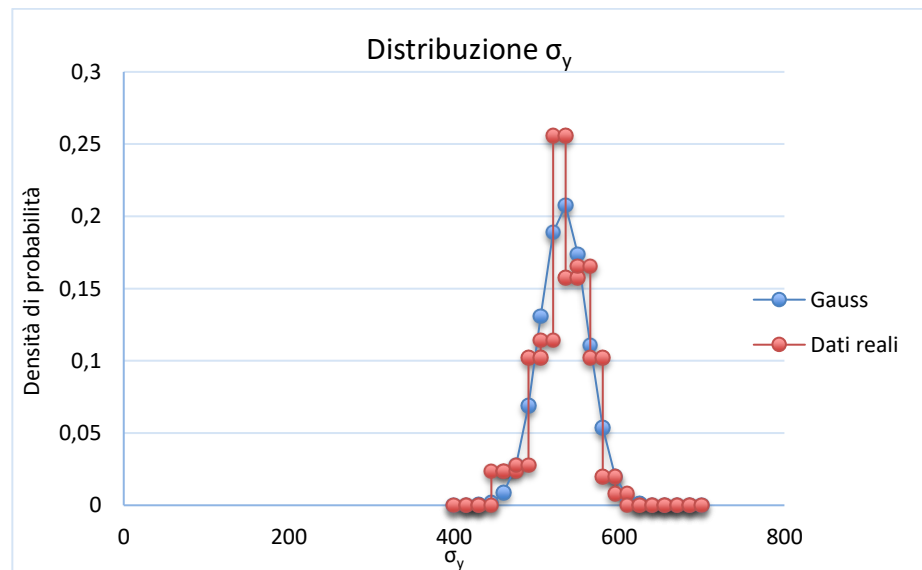


Figura 5.52: Distribuzione gaussiana delle tensioni di snervamento

- Diametro: 10 mm

1) Tensione di rottura

	gauss	reali
n=	330	330
sqm=	34,11981734	
min=		480
fratt_5%=	568,2054156	575
fratt_25%=	601,3357583	607
Media=	624,3325152	624,332515
fratt_75%=	647,329272	647
fratt_95%=	680,4596147	674
max=		698,34
mediana=		621,68

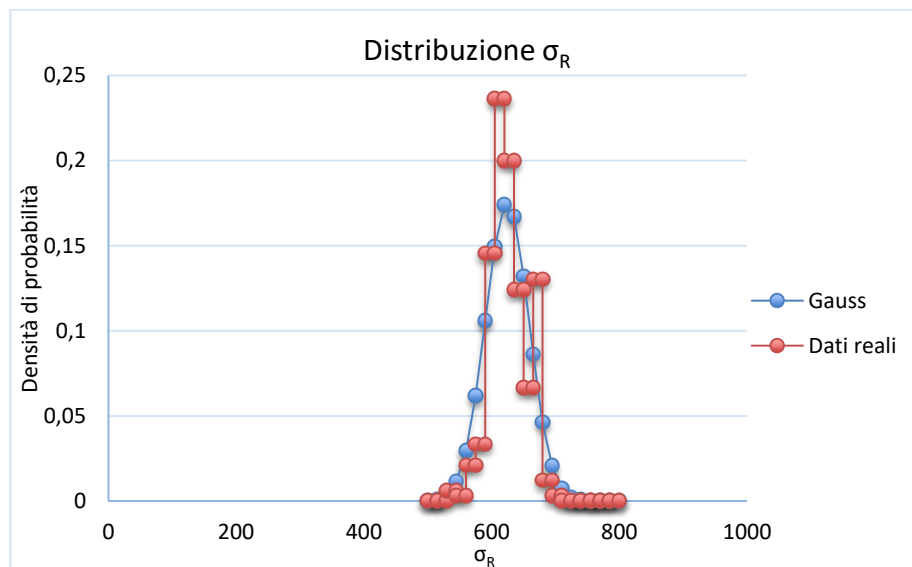


Figura 5.53: Distribuzione gaussiana delle tensioni di rottura

2) Tensione di snervamento

	gauss	reali
n=	331	331
sqm=	32,798458	
min=		352
fratt_5%=	469,9466877	469
fratt_25%=	501,7939904	511
Media=	523,9001511	523,900151
fratt_75%=	546,0063117	542,45
fratt_95%=	577,8536145	572
max=		593,45
mediana=		525,37

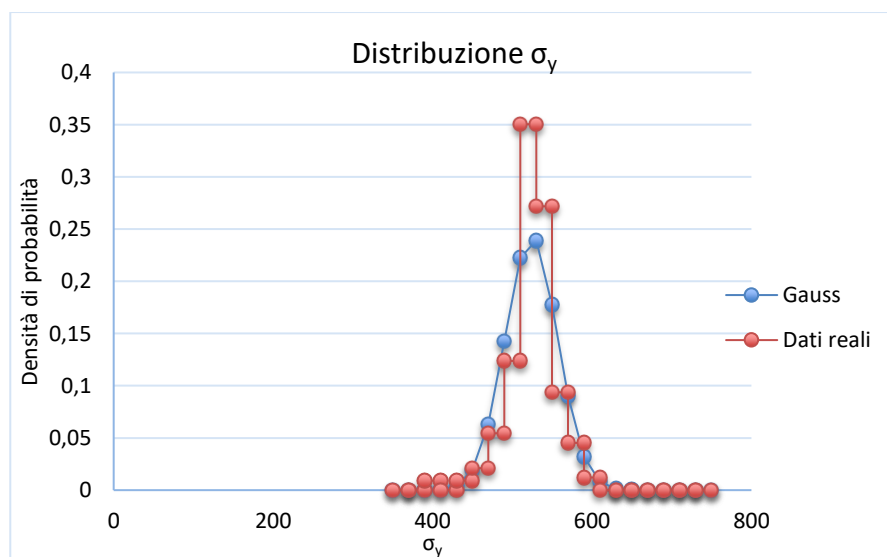


Figura 5.54: Distribuzione gaussiana delle tensioni di snervamento

- Diametro: 12 mm

1) Tensione di rottura

	gauss	reali
n=	628	628
sqm=	32,37284866	
min=		373,65
fratt_5%=	570,0966799	584
fratt_25%=	601,5307159	609,06
Media=	623,3500159	623,350016
fratt_75%=	645,1693159	640,35
fratt_95%=	676,603352	665,74
max=		698,66
mediana=		625,49

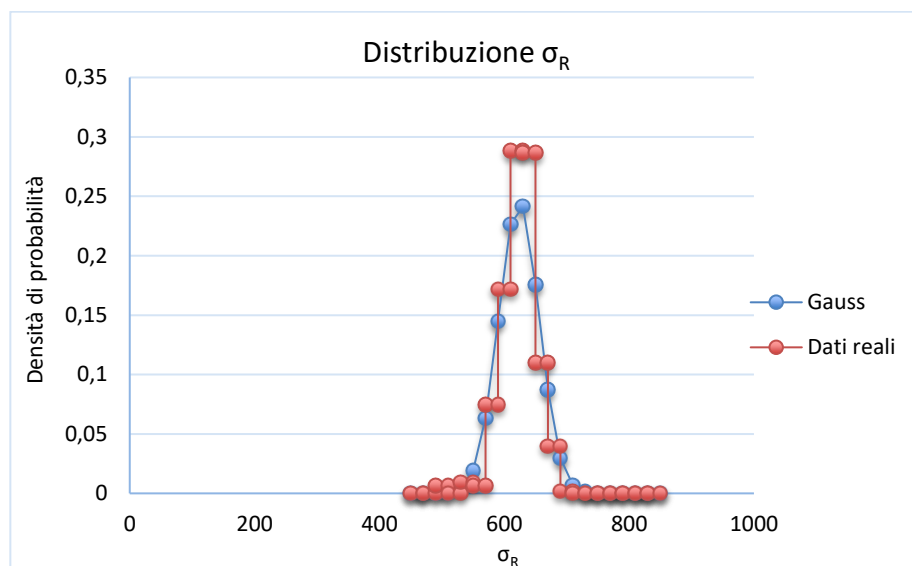


Figura 5.55: Distribuzione gaussiana delle tensioni di rottura

2) Tensione di snervamento

	gauss	reali
n=	631	631
sqm=	32,10114818	
min=		331,91
fratt_5%=	467,9657507	477,79
fratt_25%=	499,1359656	505,93
Media=	520,7721395	520,772139
fratt_75%=	542,4083133	539
fratt_95%=	573,5785282	564
max=		602,13
mediana=		522

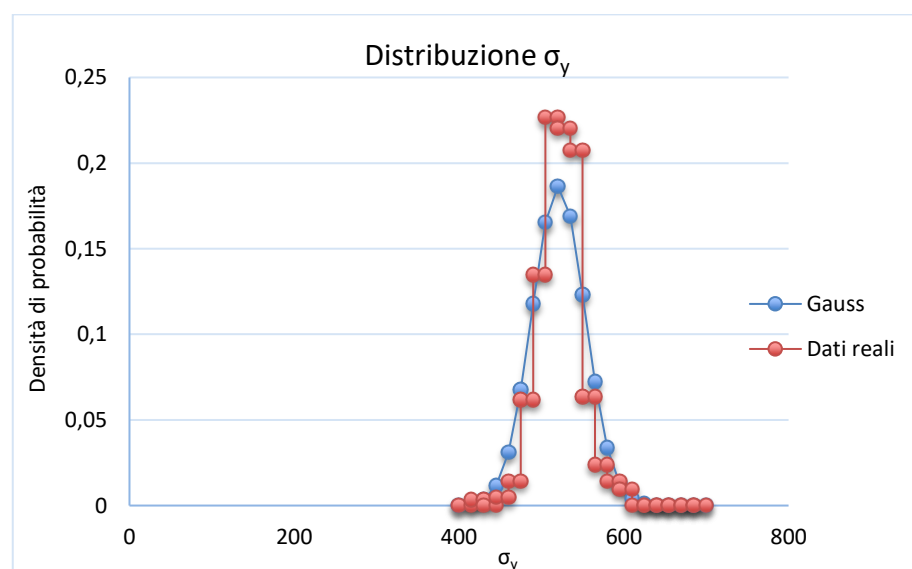


Figura 5.56: Distribuzione gaussiana delle tensioni di snervamento

- Diametro: 14 mm

1) Tensione di rottura

	gauss	reali
n=	592	592
sqm=	24,46970422	
min=		432,84
fratt_5%=	579,3150393	590
fratt_25%=	603,0751221	606,83
Media=	619,5677027	619,567703
fratt_75%=	636,0602833	631,46
fratt_95%=	659,8203662	656
max=		681
mediana=		620

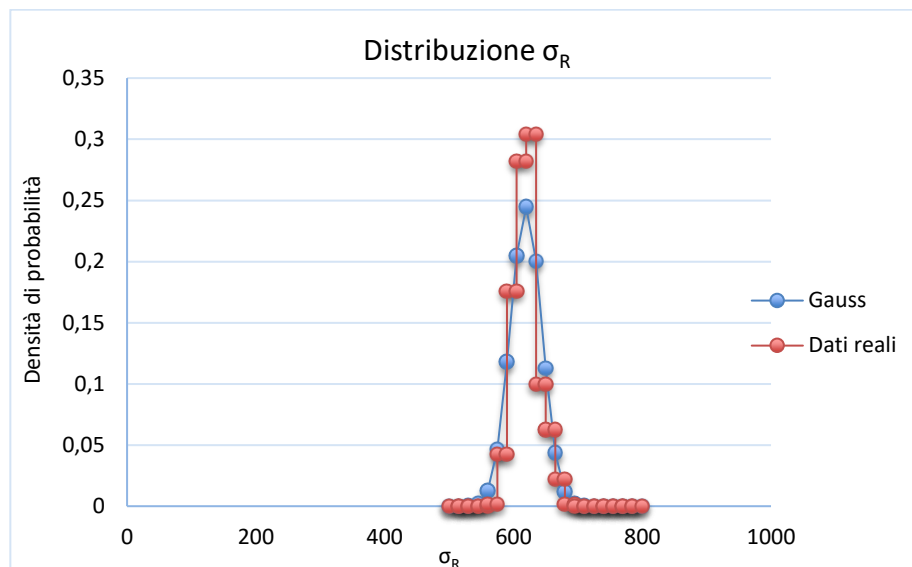


Figura 5.57: Distribuzione gaussiana delle tensioni di rottura

2) Tensione di snervamento

	gauss	reali
n=	592	592
sqm=	26,64403846	
min=		351,85
fratt_5%=	475,8674148	483
fratt_25%=	501,7387762	506,58
Media=	519,6968581	519,696858
fratt_75%=	537,65494	538,31
fratt_95%=	563,5263014	555
max=		567,35
mediana=		520

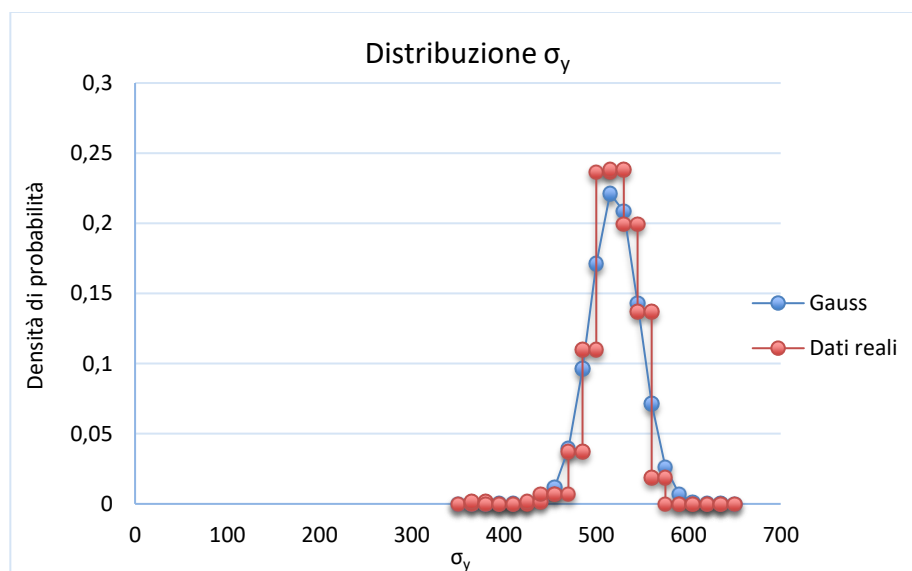


Figura 5.58: Distribuzione gaussiana delle tensioni di snervamento

- Diametro: 16 mm
- 1) Tensione di rottura

	gauss	reali
n=	427	427
sqm=	29,84860978	
min=		422
fratt_5%=	573,5756645	588
fratt_25%=	602,5586646	611
Media=	622,6766276	622,676628
fratt_75%=	642,7945906	637,69
fratt_95%=	671,7775907	656,2
max=		685,05
mediana=		626

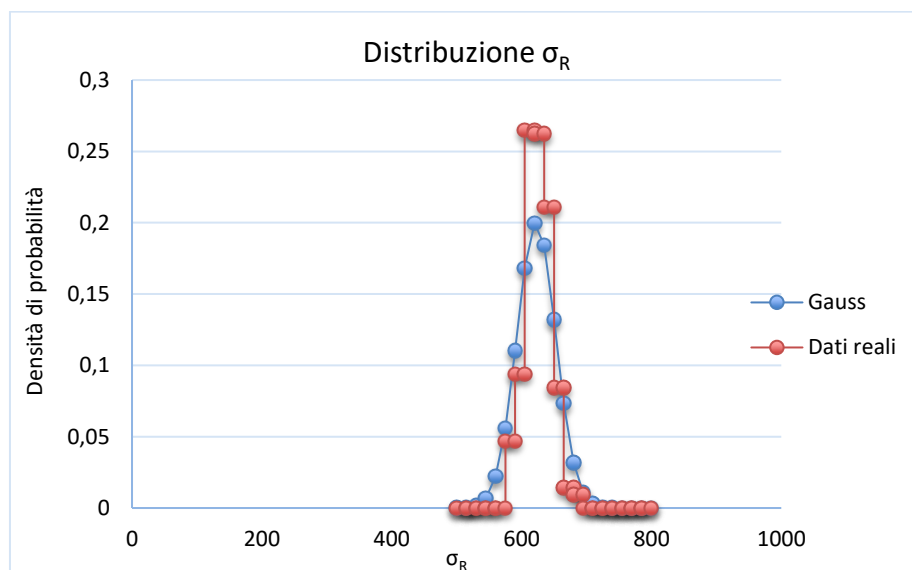


Figura 5.59: Distribuzione gaussiana delle tensioni di rottura

- 2) Tensione di snervamento

	gauss	reali
n=	427	427
sqm=	31,49670832	
min=		330
fratt_5%=	464,1014745	479,81
fratt_25%=	494,6847783	500
Media=	515,9135597	515,91356
fratt_75%=	537,1423411	533,03
fratt_95%=	567,7256449	555
max=		616,4
mediana=		518,6

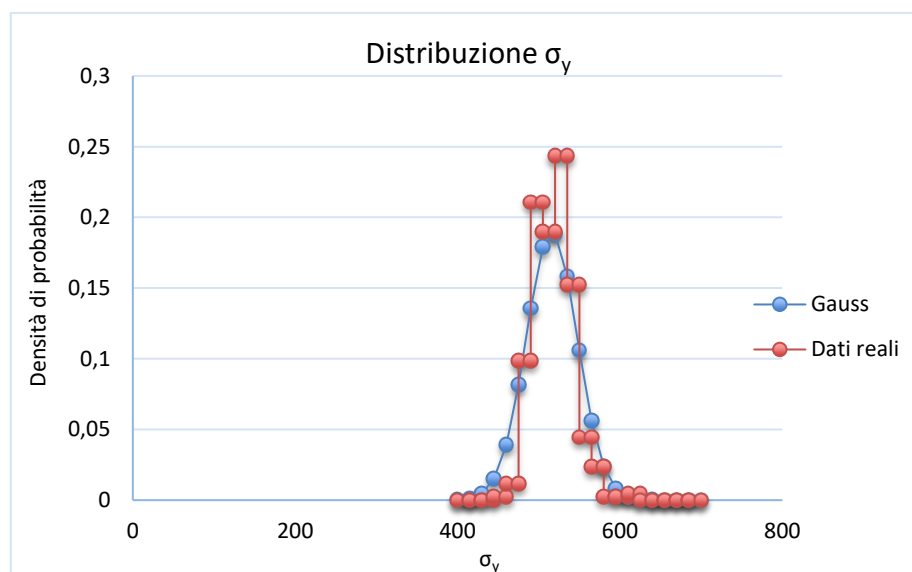


Figura 5.60: Distribuzione gaussiana delle tensioni di snervamento

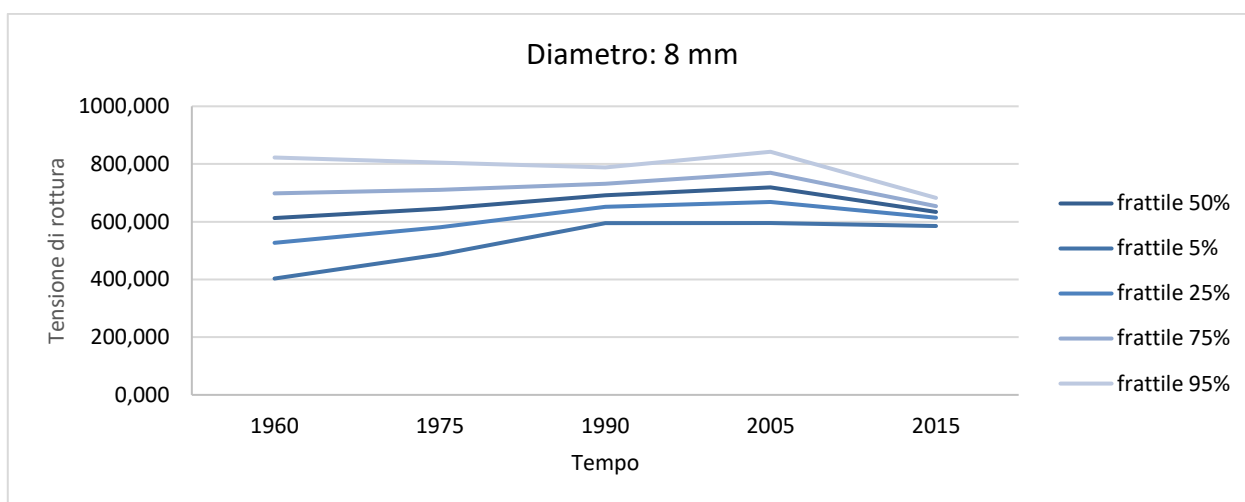
Osservando la distribuzione dei diagrammi sopra riportati, risulta evidente come nel tempo le tensioni di rottura e di snervamento hanno avuto tendenzialmente un andamento decrescente all'aumentare del diametro dei provini. Ciò è la diretta conseguenza, come anticipato in precedenza, del fatto che la tensione di rottura e di snervamento sono inversamente proporzionali alla sezione del tondino, dunque all'aumentare di quest'ultimo valore diminuisce la tensione. Per quanto riguarda invece il confronto fra le distribuzioni gaussiane e reali, si può notare come la distribuzione delle tensioni σ_R e σ_Y è con buona approssimazione di

tipo normale-gaussiano per i 5 gli anni analizzati. Per cui, dato il piccolo scarto tra media e mediana si è scelto di esprimere il 50° percentile in termini di media e non di mediana.

Inoltre, un'altra considerazione che può essere fatta in riferimento ai grafici sopra riportati riguarda l'ampiezza delle curve gaussiane: si può notare come con il passare degli anni tali curve si siano gradualmente ristrette, indice di una distribuzione attorno al valore medio sempre più ridotta nel tempo. Questo indica che per gli anni più recenti si ha un risultato ancor più preciso per la tensione di rottura e di snervamento, mentre andando indietro nel tempo il grado di aleatorietà inevitabilmente aumenta. Questo trend si può anche riscontrare all'interno del medesimo anno passando dai diametri più piccoli a quelli più grandi: all'aumentare della sezione dei tondini analizzati la curva di distribuzione gaussiana tende a restringersi compattandosi vicino al valore medio.

Per studiare la variazione temporale delle tensioni di rottura e snervamento nei vari diametri considerati, sono stati riportati i risultati ottenuti dall'analisi statistica all'interno di diagrammi in cui l'asse x riporta il periodo temporale preso in esame, mentre sull'asse y si hanno i valori di tensione di rottura e snervamento. I risultati poi sono stati distinti in due differenti serie di grafici, in quanto l'analisi statistica effettuata con la macro del foglio di calcolo ha portato alla definizione di valori reali e valori gaussiani di distribuzione dei dati. Di seguito si riportano i diagrammi ottenuti.

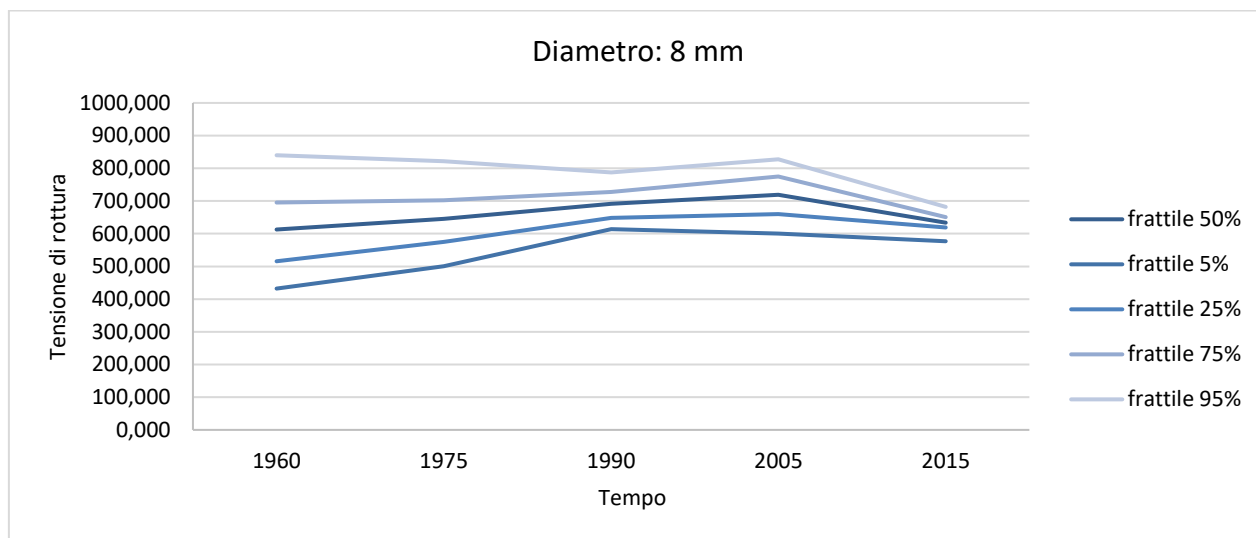
1) Distribuzione gaussiana



σ _R -FRATTILE 50%			σ _R -FRATTILE 5%			σ _R -FRATTILE 25%			σ _R -FRATTILE 75%			σ _R -FRATTILE 95%		
[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]
1960	φ=8 mm	612,885	1960	φ=8 mm	403,228	1960	φ=8 mm	526,983	1960	φ=8 mm	698,788	1960	φ=8 mm	822,543
1975	φ=8 mm	645,617	1975	φ=8 mm	486,071	1975	φ=8 mm	580,247	1975	φ=8 mm	710,987	1975	φ=8 mm	805,162
1990	φ=8 mm	691,630	1990	φ=8 mm	594,789	1990	φ=8 mm	651,952	1990	φ=8 mm	731,309	1990	φ=8 mm	788,472
2005	φ=8 mm	719,064	2005	φ=8 mm	595,584	2005	φ=8 mm	668,471	2005	φ=8 mm	769,657	2005	φ=8 mm	842,544
2015	φ=8 mm	633,865	2015	φ=8 mm	585,052	2015	φ=8 mm	613,865	2015	φ=8 mm	653,865	2015	φ=8 mm	682,679

Figura 5.61: Curve di crescita con dati gaussiani

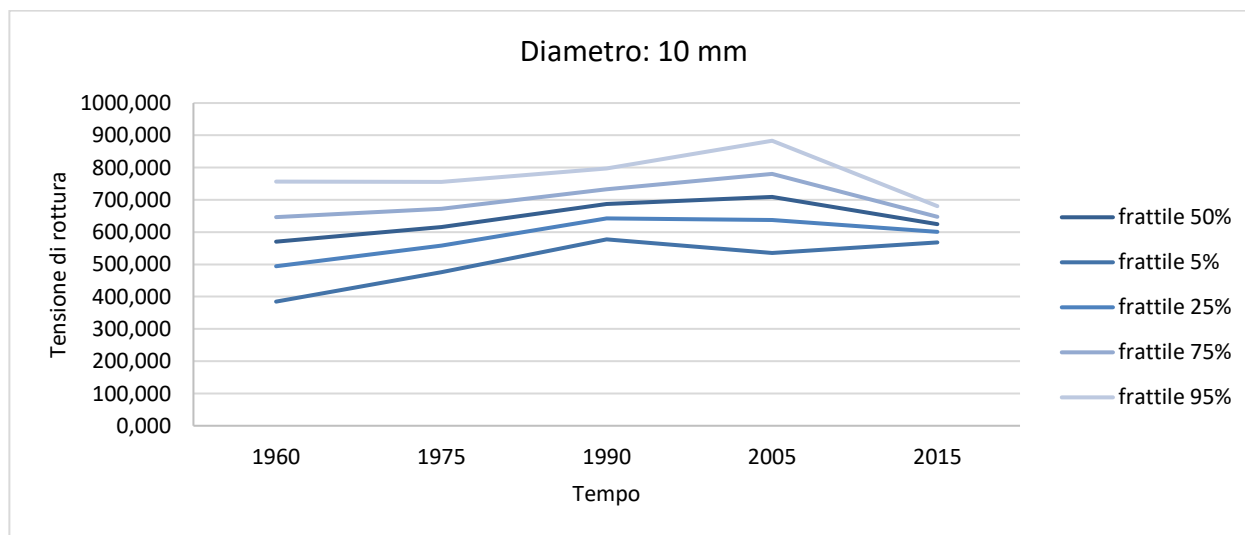
2) Distribuzione reale:



σ_R -FRATTILE 50%			σ_R -FRATTILE 5%			σ_R -FRATTILE 25%			σ_R -FRATTILE 75%			σ_R -FRATTILE 95%		
[—]	[mm]	[Mpa]	[—]	[mm]	[Mpa]	[—]	[mm]	[Mpa]	[—]	[mm]	[Mpa]	[—]	[mm]	[Mpa]
1960	$\phi=8$ mm	612,885	1960	$\phi=8$ mm	432,212	1960	$\phi=8$ mm	515,776	1960	$\phi=8$ mm	695,209	1960	$\phi=8$ mm	839,959
1975	$\phi=8$ mm	645,617	1975	$\phi=8$ mm	500,510	1975	$\phi=8$ mm	574,924	1975	$\phi=8$ mm	702,345	1975	$\phi=8$ mm	821,611
1990	$\phi=8$ mm	691,630	1990	$\phi=8$ mm	614,000	1990	$\phi=8$ mm	648,000	1990	$\phi=8$ mm	728,000	1990	$\phi=8$ mm	787,000
2005	$\phi=8$ mm	719,064	2005	$\phi=8$ mm	600,000	2005	$\phi=8$ mm	660,000	2005	$\phi=8$ mm	775,000	2005	$\phi=8$ mm	828,000
2015	$\phi=8$ mm	633,865	2015	$\phi=8$ mm	577,000	2015	$\phi=8$ mm	619,330	2015	$\phi=8$ mm	650,700	2015	$\phi=8$ mm	682,000

Figura 5.62: Curve di crescita con dati reali

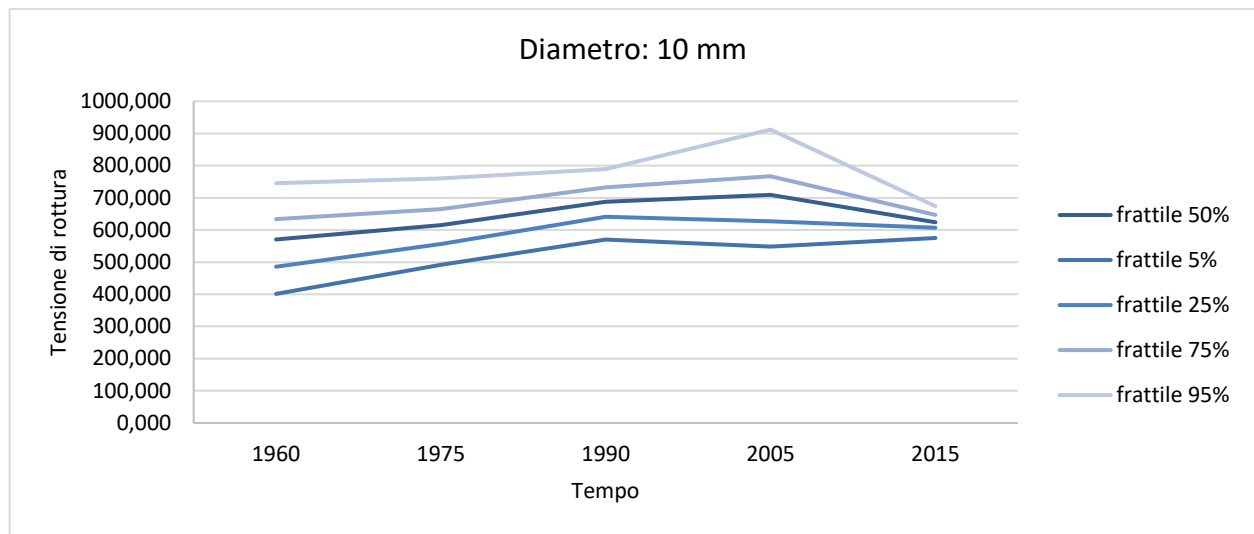
1) Distribuzione gaussiana:



σ_R -FRATTILE 50%			σ_R -FRATTILE 5%			σ_R -FRATTILE 25%			σ_R -FRATTILE 75%			σ_R -FRATTILE 95%		
[—]	[mm]	[Mpa]	[—]	[mm]	[Mpa]	[—]	[mm]	[Mpa]	[—]	[mm]	[Mpa]	[—]	[mm]	[Mpa]
1960	$\phi=10$ mm	570,424	1960	$\phi=10$ mm	384,685	1960	$\phi=10$ mm	494,322	1960	$\phi=10$ mm	646,526	1960	$\phi=10$ mm	756,163
1975	$\phi=10$ mm	615,402	1975	$\phi=10$ mm	475,414	1975	$\phi=10$ mm	558,045	1975	$\phi=10$ mm	672,759	1975	$\phi=10$ mm	755,391
1990	$\phi=10$ mm	687,594	1990	$\phi=10$ mm	577,566	1990	$\phi=10$ mm	642,513	1990	$\phi=10$ mm	732,675	1990	$\phi=10$ mm	797,622
2005	$\phi=10$ mm	709,121	2005	$\phi=10$ mm	535,091	2005	$\phi=10$ mm	637,817	2005	$\phi=10$ mm	780,426	2005	$\phi=10$ mm	883,152
2015	$\phi=10$ mm	624,333	2015	$\phi=10$ mm	568,205	2015	$\phi=10$ mm	601,336	2015	$\phi=10$ mm	647,329	2015	$\phi=10$ mm	680,460

Figura 5.63: Curve di crescita con dati gaussiani

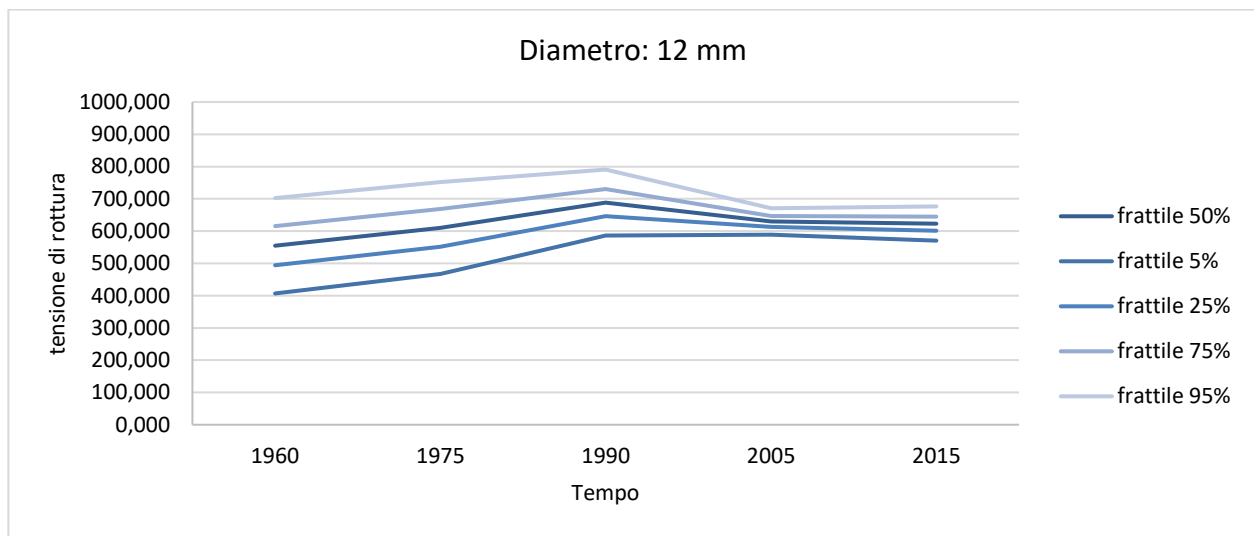
2) Distribuzione reale:



σ_R -FRATTILE 50%			σ_R -FRATTILE 5%			σ_R -FRATTILE 25%			σ_R -FRATTILE 75%			σ_R -FRATTILE 95%		
[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]
1960	$\phi=10$ mm	570,424	1960	$\phi=10$ mm	401,254	1960	$\phi=10$ mm	485,661	1960	$\phi=10$ mm	633,696	1960	$\phi=10$ mm	745,372
1975	$\phi=10$ mm	615,402	1975	$\phi=10$ mm	491,641	1975	$\phi=10$ mm	556,575	1975	$\phi=10$ mm	664,628	1975	$\phi=10$ mm	760,449
1990	$\phi=10$ mm	687,594	1990	$\phi=10$ mm	570,000	1990	$\phi=10$ mm	641,000	1990	$\phi=10$ mm	732,000	1990	$\phi=10$ mm	789,000
2005	$\phi=10$ mm	709,121	2005	$\phi=10$ mm	548,000	2005	$\phi=10$ mm	627,000	2005	$\phi=10$ mm	767,000	2005	$\phi=10$ mm	912,000
2015	$\phi=10$ mm	624,333	2015	$\phi=10$ mm	575,000	2015	$\phi=10$ mm	607,000	2015	$\phi=10$ mm	647,000	2015	$\phi=10$ mm	674,000

Figura 5.64: Curve di crescita con dati reali

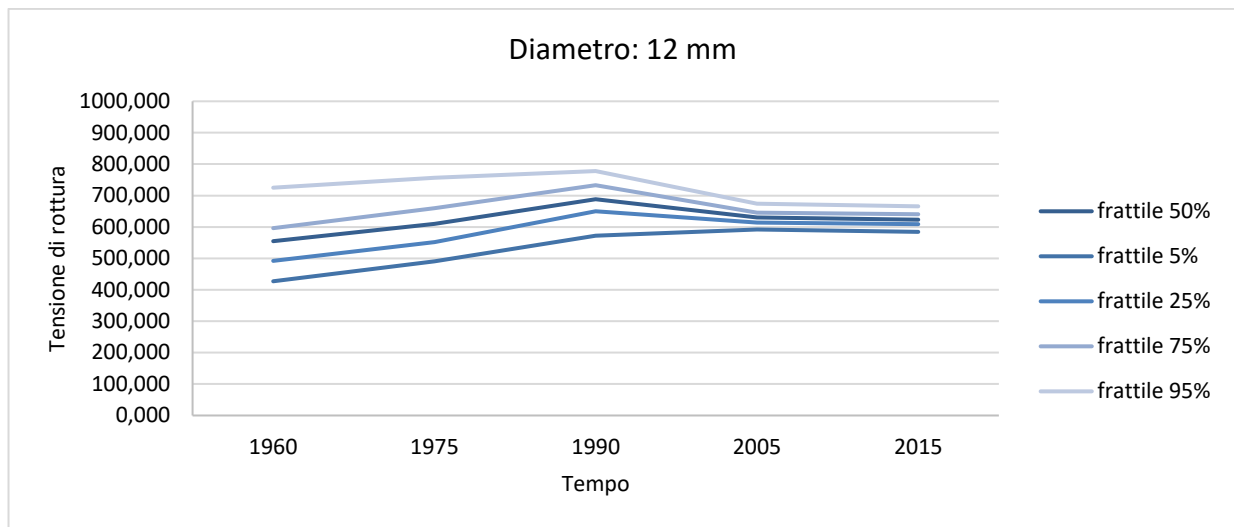
1) Distribuzione gaussiana:



σ_R -FRATTILE 50%			σ_R -FRATTILE 5%			σ_R -FRATTILE 25%			σ_R -FRATTILE 75%			σ_R -FRATTILE 95%		
[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]
1960	$\phi=12$ mm	554,797	1960	$\phi=12$ mm	406,792	1960	$\phi=12$ mm	494,155	1960	$\phi=12$ mm	615,438	1960	$\phi=12$ mm	702,801
1975	$\phi=12$ mm	609,973	1975	$\phi=12$ mm	467,630	1975	$\phi=12$ mm	551,651	1975	$\phi=12$ mm	668,295	1975	$\phi=12$ mm	752,317
1990	$\phi=12$ mm	688,305	1990	$\phi=12$ mm	585,872	1990	$\phi=12$ mm	646,336	1990	$\phi=12$ mm	730,275	1990	$\phi=12$ mm	790,738
2005	$\phi=12$ mm	629,904	2005	$\phi=12$ mm	588,968	2005	$\phi=12$ mm	613,131	2005	$\phi=12$ mm	646,676	2005	$\phi=12$ mm	670,840
2015	$\phi=12$ mm	623,350	2015	$\phi=12$ mm	570,097	2015	$\phi=12$ mm	601,531	2015	$\phi=12$ mm	645,169	2015	$\phi=12$ mm	676,603

Figura 5.65: Curve di crescita con dati gaussiani

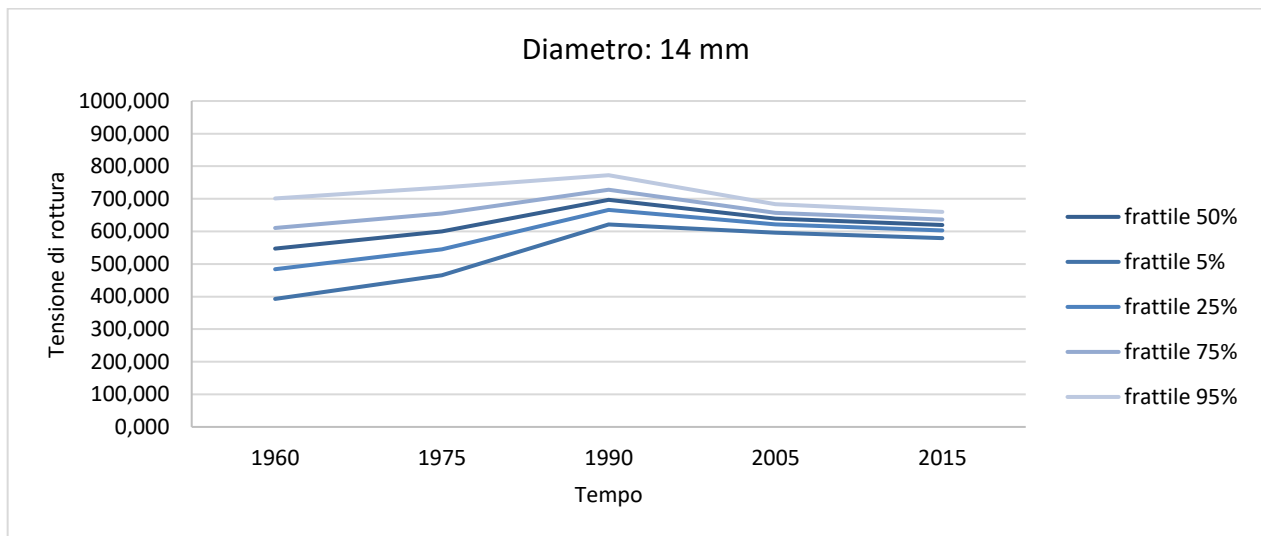
2) Distribuzione reale:



σ _R -FRATTILE 50%			σ _R -FRATTILE 5%			σ _R -FRATTILE 25%			σ _R -FRATTILE 75%			σ _R -FRATTILE 95%		
[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]
1960	φ=12 mm	554,797	1960	φ=12 mm	427,215	1960	φ=12 mm	492,109	1960	φ=12 mm	596,285	1960	φ=12 mm	725,545
1975	φ=12 mm	609,973	1975	φ=12 mm	490,316	1975	φ=12 mm	551,478	1975	φ=12 mm	659,531	1975	φ=12 mm	756,371
1990	φ=12 mm	688,305	1990	φ=12 mm	572,000	1990	φ=12 mm	650,000	1990	φ=12 mm	733,000	1990	φ=12 mm	778,000
2005	φ=12 mm	629,904	2005	φ=12 mm	592,000	2005	φ=12 mm	614,000	2005	φ=12 mm	646,000	2005	φ=12 mm	674,000
2015	φ=12 mm	623,350	2015	φ=12 mm	584,000	2015	φ=12 mm	609,060	2015	φ=12 mm	640,350	2015	φ=12 mm	665,740

Figura 5.66: Curve di crescita con dati reali

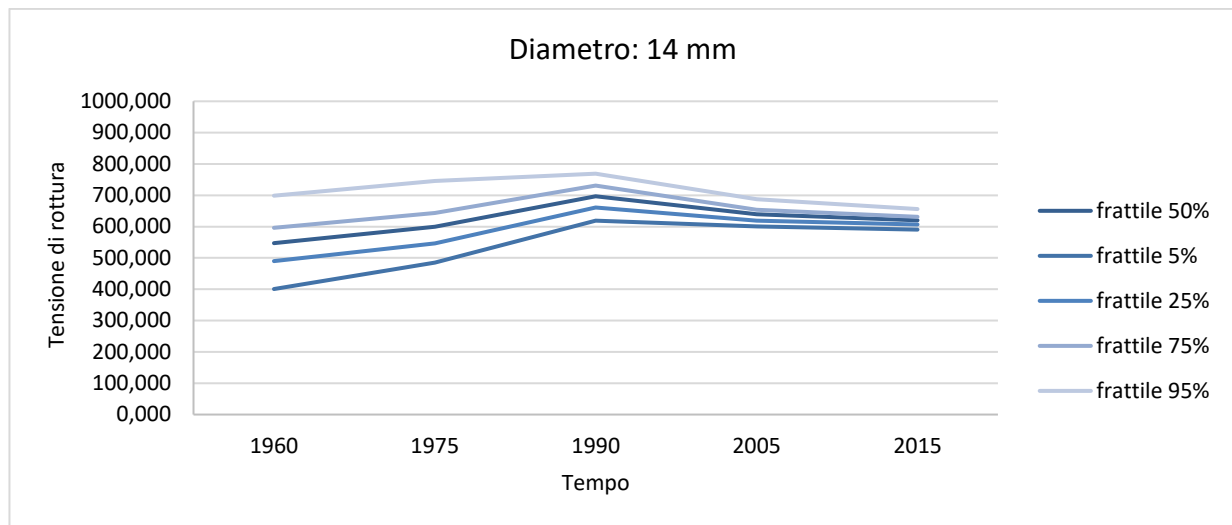
1) Distribuzione gaussiana:



σ _R -FRATTILE 50%			σ _R -FRATTILE 5%			σ _R -FRATTILE 25%			σ _R -FRATTILE 75%			σ _R -FRATTILE 95%		
[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]
1960	φ=14 mm	547,197	1960	φ=14 mm	392,811	1960	φ=14 mm	483,941	1960	φ=14 mm	610,453	1960	φ=14 mm	701,583
1975	φ=14 mm	599,670	1975	φ=14 mm	465,320	1975	φ=14 mm	544,623	1975	φ=14 mm	654,717	1975	φ=14 mm	734,020
1990	φ=14 mm	696,842	1990	φ=14 mm	621,285	1990	φ=14 mm	665,884	1990	φ=14 mm	727,799	1990	φ=14 mm	772,398
2005	φ=14 mm	639,489	2005	φ=14 mm	595,856	2005	φ=14 mm	621,612	2005	φ=14 mm	657,367	2005	φ=14 mm	683,123
2015	φ=14 mm	619,568	2015	φ=14 mm	579,315	2015	φ=14 mm	603,075	2015	φ=14 mm	636,060	2015	φ=14 mm	659,820

Figura 5.67: Curve di crescita con dati gaussiani

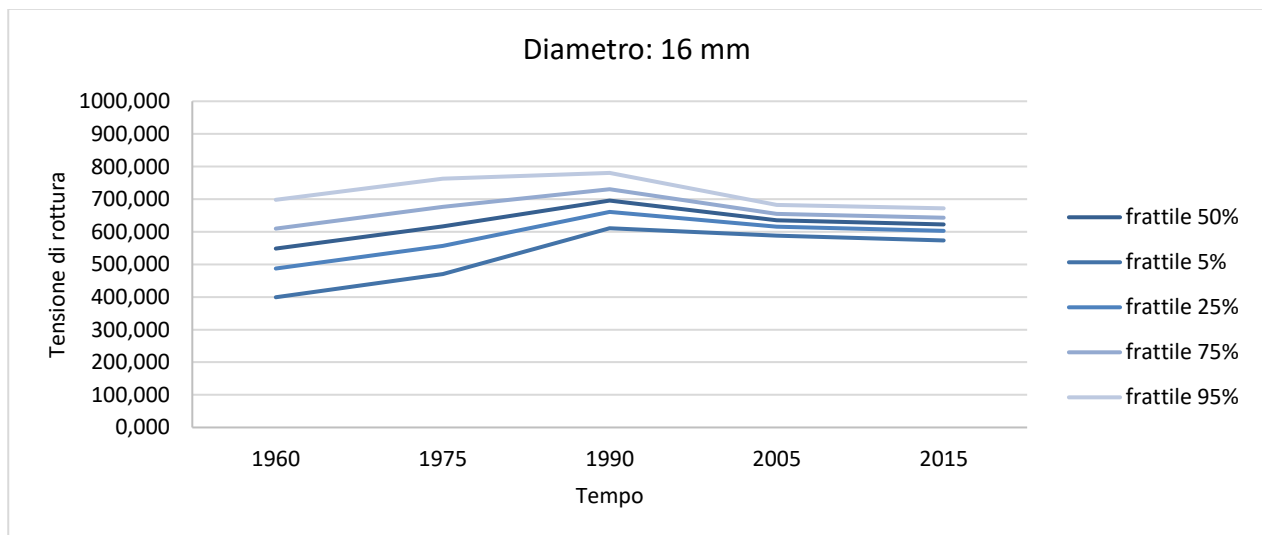
2) Distribuzione reale:



σ_R -FRATTILE 50%			σ_R -FRATTILE 5%			σ_R -FRATTILE 25%			σ_R -FRATTILE 75%			σ_R -FRATTILE 95%		
[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]
1960	$\phi=14$ mm	547,197	1960	$\phi=14$ mm	400,726	1960	$\phi=14$ mm	489,826	1960	$\phi=14$ mm	596,122	1960	$\phi=14$ mm	698,333
1975	$\phi=14$ mm	599,670	1975	$\phi=14$ mm	485,219	1975	$\phi=14$ mm	546,381	1975	$\phi=14$ mm	643,221	1975	$\phi=14$ mm	746,177
1990	$\phi=14$ mm	696,842	1990	$\phi=14$ mm	619,000	1990	$\phi=14$ mm	661,000	1990	$\phi=14$ mm	731,000	1990	$\phi=14$ mm	769,000
2005	$\phi=14$ mm	639,489	2005	$\phi=14$ mm	601,000	2005	$\phi=14$ mm	619,000	2005	$\phi=14$ mm	654,000	2005	$\phi=14$ mm	687,000
2015	$\phi=14$ mm	619,568	2015	$\phi=14$ mm	590,000	2015	$\phi=14$ mm	606,830	2015	$\phi=14$ mm	631,460	2015	$\phi=14$ mm	656,000

Figura 5.68: Curve di crescita con dati reali

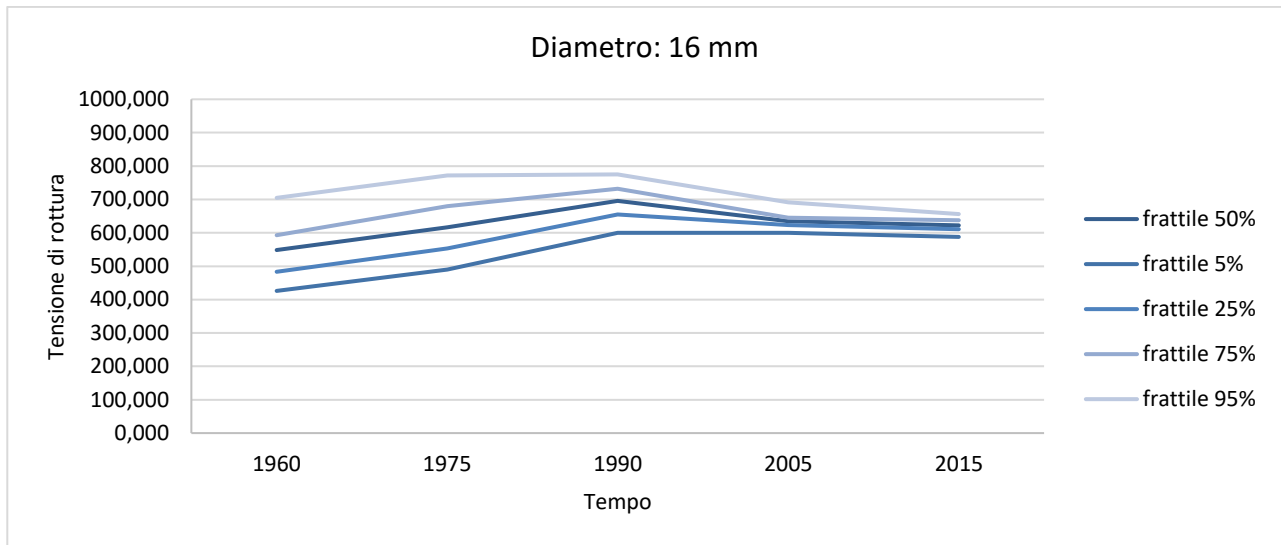
1) Distribuzione gaussiana:



σ_R -FRATTILE 50%			σ_R -FRATTILE 5%			σ_R -FRATTILE 25%			σ_R -FRATTILE 75%			σ_R -FRATTILE 95%		
[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]
1960	$\phi=16$ mm	548,474	1960	$\phi=16$ mm	399,246	1960	$\phi=16$ mm	487,331	1960	$\phi=16$ mm	609,616	1960	$\phi=16$ mm	697,701
1975	$\phi=16$ mm	616,182	1975	$\phi=16$ mm	470,072	1975	$\phi=16$ mm	556,317	1975	$\phi=16$ mm	676,047	1975	$\phi=16$ mm	762,292
1990	$\phi=16$ mm	695,623	1990	$\phi=16$ mm	610,822	1990	$\phi=16$ mm	660,878	1990	$\phi=16$ mm	730,368	1990	$\phi=16$ mm	780,424
2005	$\phi=16$ mm	635,187	2005	$\phi=16$ mm	588,407	2005	$\phi=16$ mm	616,020	2005	$\phi=16$ mm	654,354	2005	$\phi=16$ mm	681,967
2015	$\phi=16$ mm	622,677	2015	$\phi=16$ mm	573,576	2015	$\phi=16$ mm	602,559	2015	$\phi=16$ mm	642,795	2015	$\phi=16$ mm	671,778

Figura 5.69: Curve di crescita con dati gaussiani

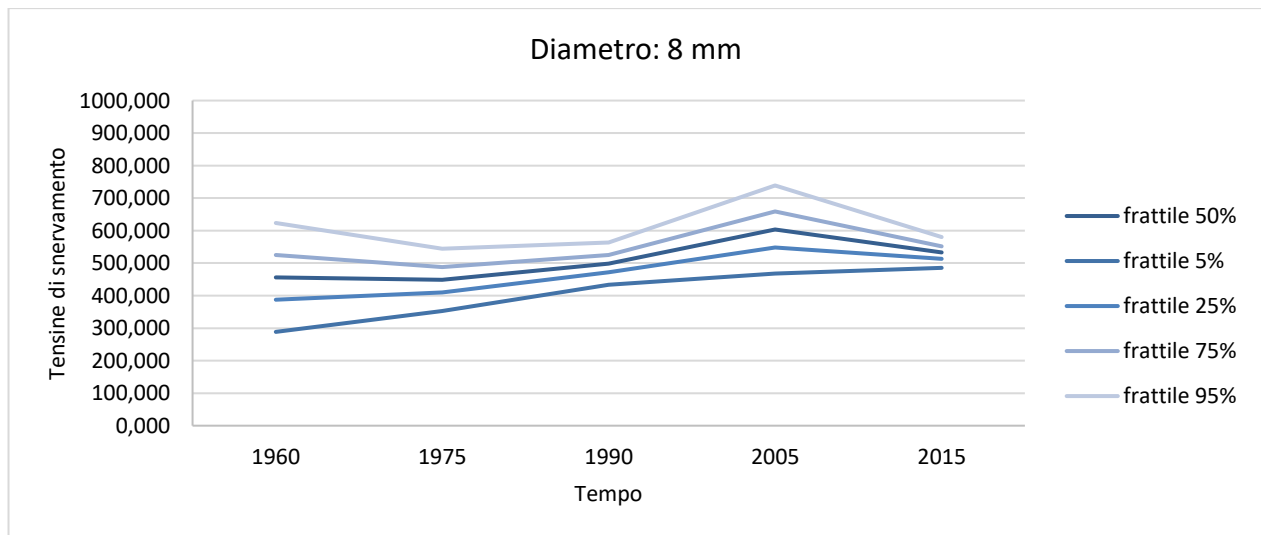
2) Distribuzione reale:



σ_R -FRATTILE 50%			σ_R -FRATTILE 5%			σ_R -FRATTILE 25%			σ_R -FRATTILE 75%			σ_R -FRATTILE 95%		
[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]
1960	$\phi=16$ mm	548,474	1960	$\phi=16$ mm	426,005	1960	$\phi=16$ mm	483,312	1960	$\phi=16$ mm	592,856	1960	$\phi=16$ mm	704,429
1975	$\phi=16$ mm	616,182	1975	$\phi=16$ mm	490,316	1975	$\phi=16$ mm	553,517	1975	$\phi=16$ mm	679,918	1975	$\phi=16$ mm	771,662
1990	$\phi=16$ mm	695,623	1990	$\phi=16$ mm	600,000	1990	$\phi=16$ mm	655,000	1990	$\phi=16$ mm	732,000	1990	$\phi=16$ mm	775,000
2005	$\phi=16$ mm	635,187	2005	$\phi=16$ mm	600,000	2005	$\phi=16$ mm	623,000	2005	$\phi=16$ mm	645,000	2005	$\phi=16$ mm	691,000
2015	$\phi=16$ mm	622,677	2015	$\phi=16$ mm	588,000	2015	$\phi=16$ mm	611,000	2015	$\phi=16$ mm	637,690	2015	$\phi=16$ mm	656,200

Figura 5.70: Curve di crescita con dati reali

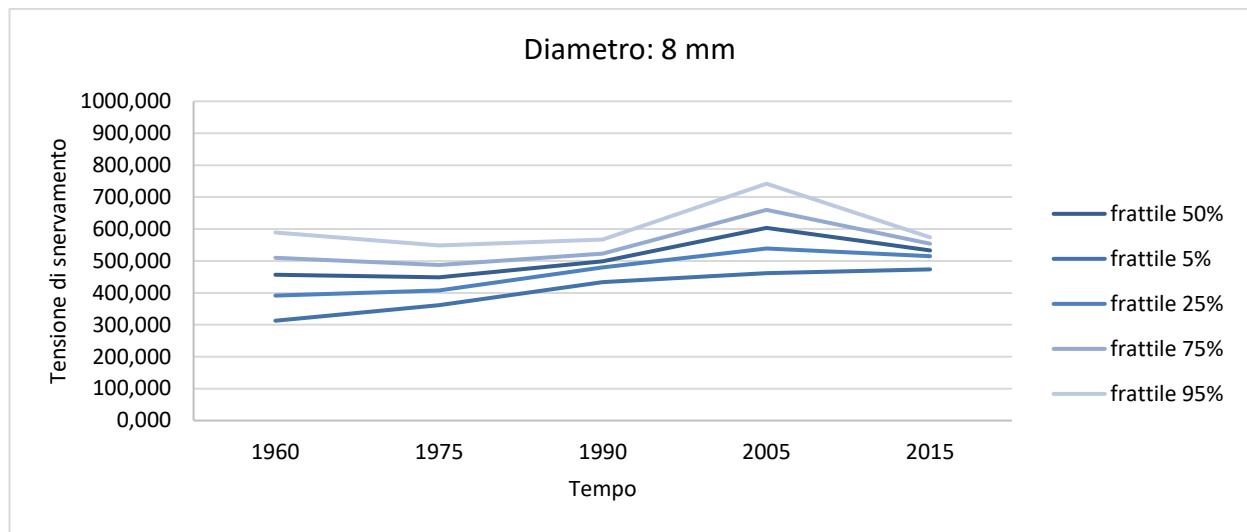
1) Distribuzione gaussiana



σ_Y -FRATTILE 50%			σ_Y -FRATTILE 5%			σ_Y -FRATTILE 25%			σ_Y -FRATTILE 75%			σ_Y -FRATTILE 95%		
[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]
1960	$\phi=8$ mm	456,189	1960	$\phi=8$ mm	288,543	1960	$\phi=8$ mm	387,500	1960	$\phi=8$ mm	524,878	1960	$\phi=8$ mm	623,835
1975	$\phi=8$ mm	448,679	1975	$\phi=8$ mm	353,058	1975	$\phi=8$ mm	409,501	1975	$\phi=8$ mm	487,857	1975	$\phi=8$ mm	544,299
1990	$\phi=8$ mm	498,703	1990	$\phi=8$ mm	433,849	1990	$\phi=8$ mm	472,131	1990	$\phi=8$ mm	525,275	1990	$\phi=8$ mm	563,557
2005	$\phi=8$ mm	603,492	2005	$\phi=8$ mm	468,158	2005	$\phi=8$ mm	548,042	2005	$\phi=8$ mm	658,942	2005	$\phi=8$ mm	738,826
2015	$\phi=8$ mm	532,712	2015	$\phi=8$ mm	485,434	2015	$\phi=8$ mm	513,341	2015	$\phi=8$ mm	552,084	2015	$\phi=8$ mm	579,991

Figura 5.71: Curve di crescita con dati gaussiani

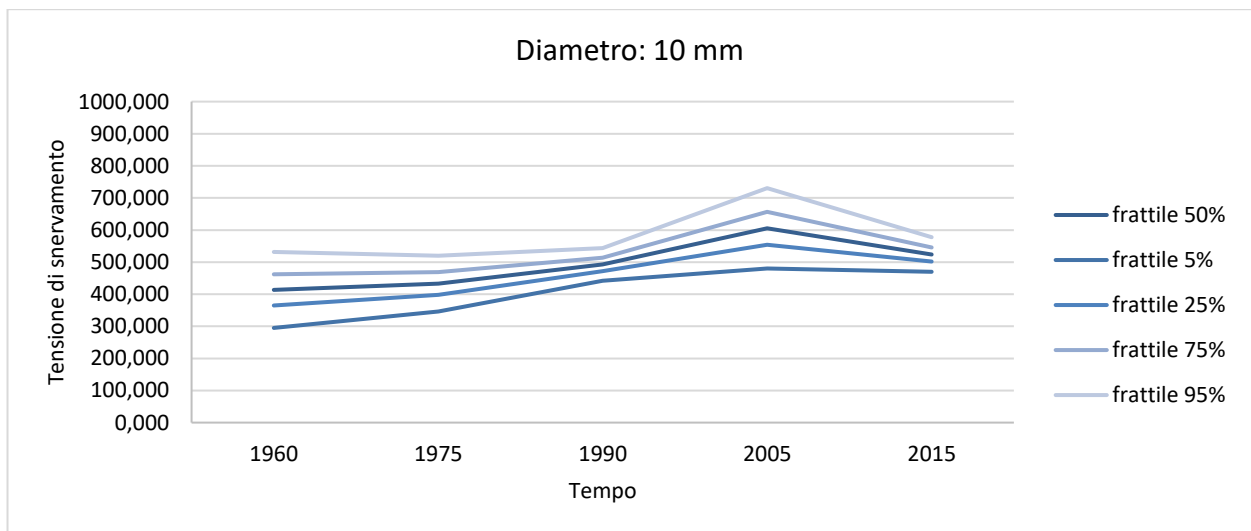
2) Distribuzione dati reali:



σ_Y -FRATTILE 50%			σ_Y -FRATTILE 5%			σ_Y -FRATTILE 25%			σ_Y -FRATTILE 75%			σ_Y -FRATTILE 95%		
[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]
1960	$\phi=8$ mm	456,189	1960	$\phi=8$ mm	312,714	1960	$\phi=8$ mm	391,437	1960	$\phi=8$ mm	509,684	1960	$\phi=8$ mm	589,195
1975	$\phi=8$ mm	448,679	1975	$\phi=8$ mm	361,876	1975	$\phi=8$ mm	407,747	1975	$\phi=8$ mm	487,258	1975	$\phi=8$ mm	548,420
1990	$\phi=8$ mm	498,703	1990	$\phi=8$ mm	434,000	1990	$\phi=8$ mm	480,000	1990	$\phi=8$ mm	523,000	1990	$\phi=8$ mm	567,000
2005	$\phi=8$ mm	603,492	2005	$\phi=8$ mm	462,000	2005	$\phi=8$ mm	539,000	2005	$\phi=8$ mm	660,000	2005	$\phi=8$ mm	742,000
2015	$\phi=8$ mm	532,712	2015	$\phi=8$ mm	473,540	2015	$\phi=8$ mm	514,670	2015	$\phi=8$ mm	553,810	2015	$\phi=8$ mm	573,820

Figura 5.72: Curve di crescita con dati reali

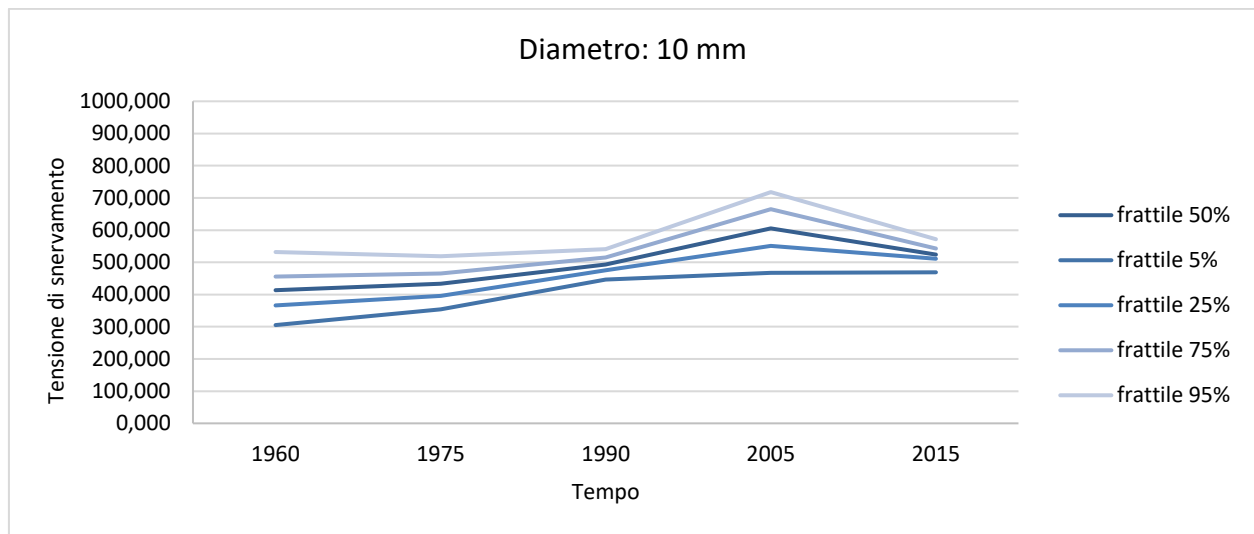
1) Distribuzione gaussiana:



σ_Y -FRATTILE 50%			σ_Y -FRATTILE 5%			σ_Y -FRATTILE 25%			σ_Y -FRATTILE 75%			σ_Y -FRATTILE 95%		
[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]
1960	$\phi=10$ mm	413,469	1960	$\phi=10$ mm	294,939	1960	$\phi=10$ mm	364,904	1960	$\phi=10$ mm	462,034	1960	$\phi=10$ mm	531,999
1975	$\phi=10$ mm	433,173	1975	$\phi=10$ mm	346,440	1975	$\phi=10$ mm	397,636	1975	$\phi=10$ mm	468,710	1975	$\phi=10$ mm	519,906
1990	$\phi=10$ mm	492,822	1990	$\phi=10$ mm	442,151	1990	$\phi=10$ mm	472,061	1990	$\phi=10$ mm	513,583	1990	$\phi=10$ mm	543,493
2005	$\phi=10$ mm	605,341	2005	$\phi=10$ mm	480,171	2005	$\phi=10$ mm	554,055	2005	$\phi=10$ mm	656,626	2005	$\phi=10$ mm	730,510
2015	$\phi=10$ mm	523,900	2015	$\phi=10$ mm	469,947	2015	$\phi=10$ mm	501,794	2015	$\phi=10$ mm	546,006	2015	$\phi=10$ mm	577,854

Figura 5.73: Curve di crescita con dati gaussiani

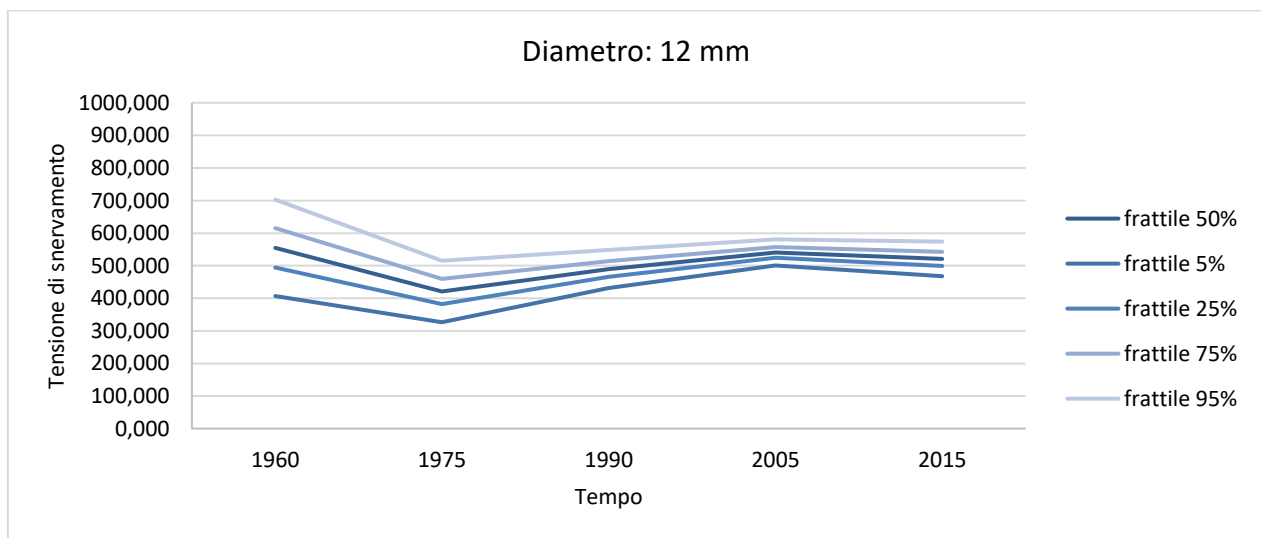
2) Distribuzione dati reali:



σ_y -FRATTILE 50%			σ_y -FRATTILE 5%			σ_y -FRATTILE 25%			σ_y -FRATTILE 75%			σ_y -FRATTILE 95%		
[—]	[mm]	[Mpa]	[—]	[mm]	[Mpa]	[—]	[mm]	[Mpa]	[—]	[mm]	[Mpa]	[—]	[mm]	[Mpa]
1960	$\phi=10$ mm	413,469	1960	$\phi=10$ mm	305,161	1960	$\phi=10$ mm	366,193	1960	$\phi=10$ mm	455,794	1960	$\phi=10$ mm	532,409
1975	$\phi=10$ mm	433,173	1975	$\phi=10$ mm	353,721	1975	$\phi=10$ mm	395,515	1975	$\phi=10$ mm	465,851	1975	$\phi=10$ mm	518,858
1990	$\phi=10$ mm	492,822	1990	$\phi=10$ mm	446,000	1990	$\phi=10$ mm	475,000	1990	$\phi=10$ mm	515,000	1990	$\phi=10$ mm	541,000
2005	$\phi=10$ mm	605,341	2005	$\phi=10$ mm	467,000	2005	$\phi=10$ mm	551,000	2005	$\phi=10$ mm	665,000	2005	$\phi=10$ mm	718,000
2015	$\phi=10$ mm	523,900	2015	$\phi=10$ mm	469,000	2015	$\phi=10$ mm	511,000	2015	$\phi=10$ mm	542,450	2015	$\phi=10$ mm	572,000

Figura 5.74: Curve di crescita con dati reali

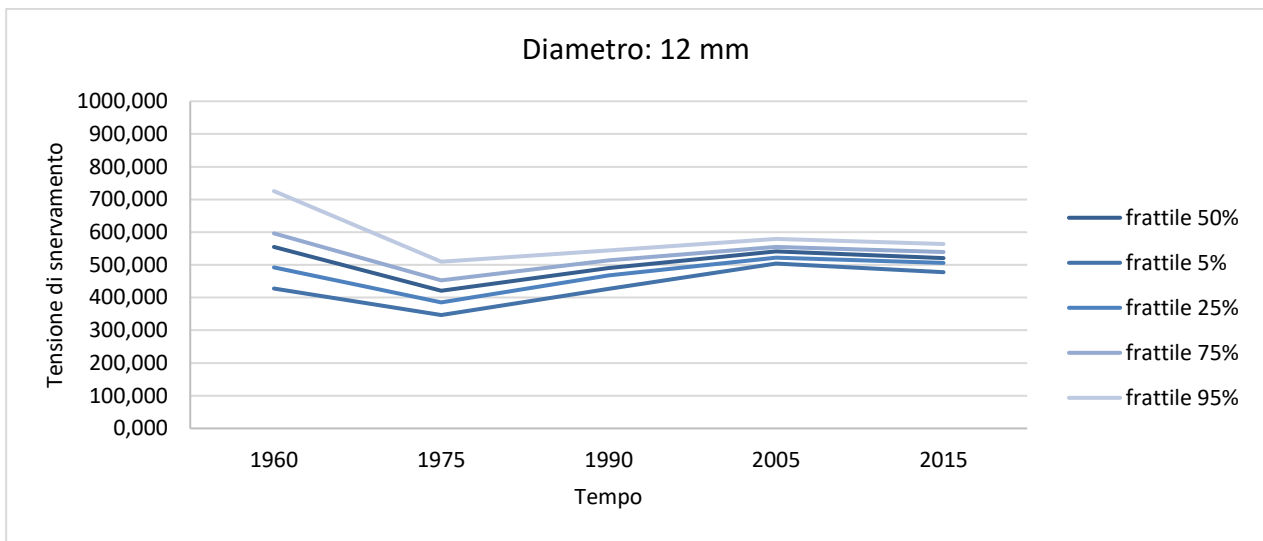
1) Distribuzione gaussiana:



σ_y -FRATTILE 50%			σ_y -FRATTILE 5%			σ_y -FRATTILE 25%			σ_y -FRATTILE 75%			σ_y -FRATTILE 95%		
[—]	[mm]	[Mpa]	[—]	[mm]	[Mpa]	[—]	[mm]	[Mpa]	[—]	[mm]	[Mpa]	[—]	[mm]	[Mpa]
1960	$\phi=12$ mm	554,797	1960	$\phi=12$ mm	406,792	1960	$\phi=12$ mm	494,155	1960	$\phi=12$ mm	615,438	1960	$\phi=12$ mm	702,801
1975	$\phi=12$ mm	420,878	1975	$\phi=12$ mm	326,473	1975	$\phi=12$ mm	382,198	1975	$\phi=12$ mm	459,558	1975	$\phi=12$ mm	515,283
1990	$\phi=12$ mm	489,891	1990	$\phi=12$ mm	431,811	1990	$\phi=12$ mm	466,094	1990	$\phi=12$ mm	513,688	1990	$\phi=12$ mm	547,970
2005	$\phi=12$ mm	540,893	2005	$\phi=12$ mm	500,773	2005	$\phi=12$ mm	524,455	2005	$\phi=12$ mm	557,332	2005	$\phi=12$ mm	581,014
2015	$\phi=12$ mm	520,772	2015	$\phi=12$ mm	467,966	2015	$\phi=12$ mm	499,136	2015	$\phi=12$ mm	542,408	2015	$\phi=12$ mm	573,579

Figura 5.75: Curve di crescita con dati gaussiani

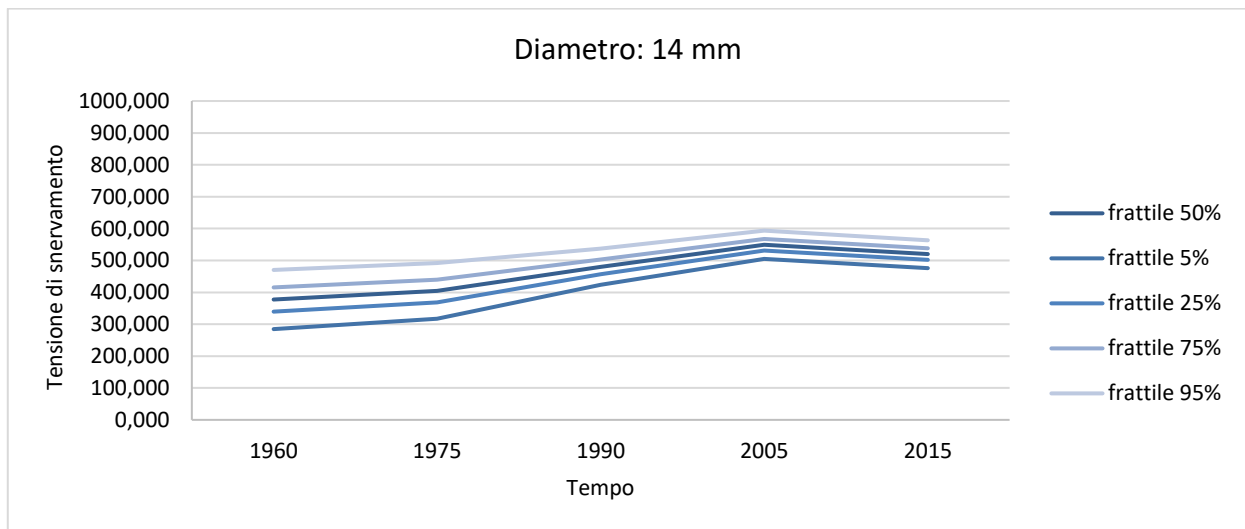
2) Distribuzione dati reali:



σ_y -FRATTILE 50%			σ_y -FRATTILE 5%			σ_y -FRATTILE 25%			σ_y -FRATTILE 75%			σ_y -FRATTILE 95%		
[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]
1960	$\phi=12$ mm	554,797	1960	$\phi=12$ mm	427,215	1960	$\phi=12$ mm	492,109	1960	$\phi=12$ mm	596,285	1960	$\phi=12$ mm	725,545
1975	$\phi=12$ mm	420,878	1975	$\phi=12$ mm	346,585	1975	$\phi=12$ mm	385,219	1975	$\phi=12$ mm	452,599	1975	$\phi=12$ mm	509,684
1990	$\phi=12$ mm	489,891	1990	$\phi=12$ mm	427,000	1990	$\phi=12$ mm	468,000	1990	$\phi=12$ mm	514,000	1990	$\phi=12$ mm	544,000
2005	$\phi=12$ mm	540,893	2005	$\phi=12$ mm	504,000	2005	$\phi=12$ mm	522,000	2005	$\phi=12$ mm	555,000	2005	$\phi=12$ mm	579,000
2015	$\phi=12$ mm	520,772	2015	$\phi=12$ mm	477,790	2015	$\phi=12$ mm	505,930	2015	$\phi=12$ mm	539,000	2015	$\phi=12$ mm	564,000

Figura 5.76: Curve di crescita con dati reali

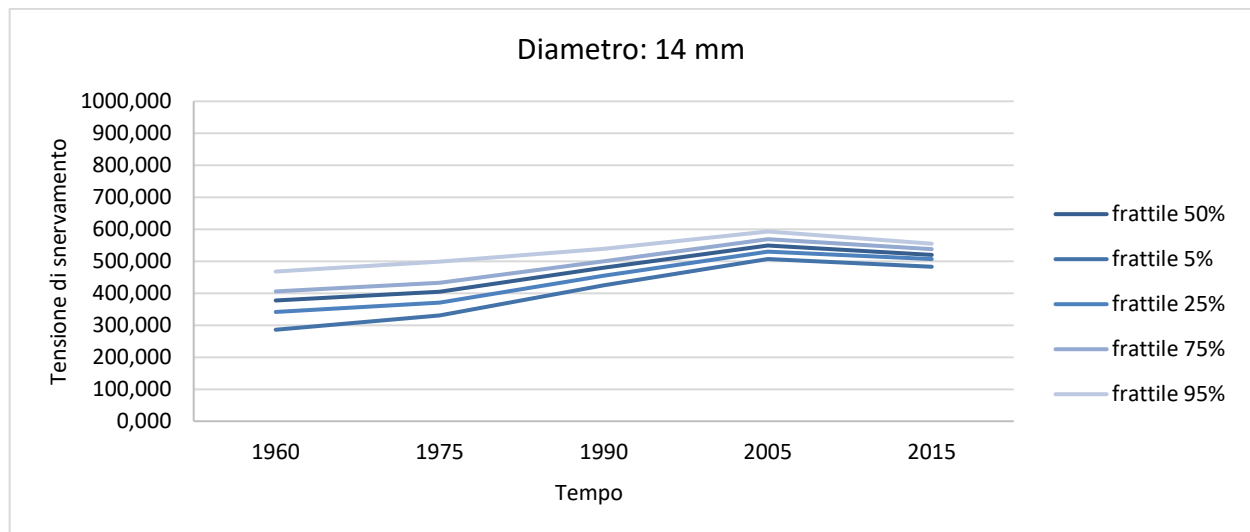
1) Distribuzione gaussiana:



σ_y -FRATTILE 50%			σ_y -FRATTILE 5%			σ_y -FRATTILE 25%			σ_y -FRATTILE 75%			σ_y -FRATTILE 95%		
[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]
1960	$\phi=14$ mm	377,431	1960	$\phi=14$ mm	284,652	1960	$\phi=14$ mm	339,417	1960	$\phi=14$ mm	415,445	1960	$\phi=14$ mm	470,211
1975	$\phi=14$ mm	404,408	1975	$\phi=14$ mm	317,229	1975	$\phi=14$ mm	368,688	1975	$\phi=14$ mm	440,128	1975	$\phi=14$ mm	491,587
1990	$\phi=14$ mm	480,190	1990	$\phi=14$ mm	423,629	1990	$\phi=14$ mm	457,016	1990	$\phi=14$ mm	503,365	1990	$\phi=14$ mm	536,751
2005	$\phi=14$ mm	549,214	2005	$\phi=14$ mm	504,853	2005	$\phi=14$ mm	531,038	2005	$\phi=14$ mm	567,390	2005	$\phi=14$ mm	593,575
2015	$\phi=14$ mm	519,697	2015	$\phi=14$ mm	475,867	2015	$\phi=14$ mm	501,739	2015	$\phi=14$ mm	537,655	2015	$\phi=14$ mm	563,526

Figura 5.77: Curve di crescita con dati gaussiani

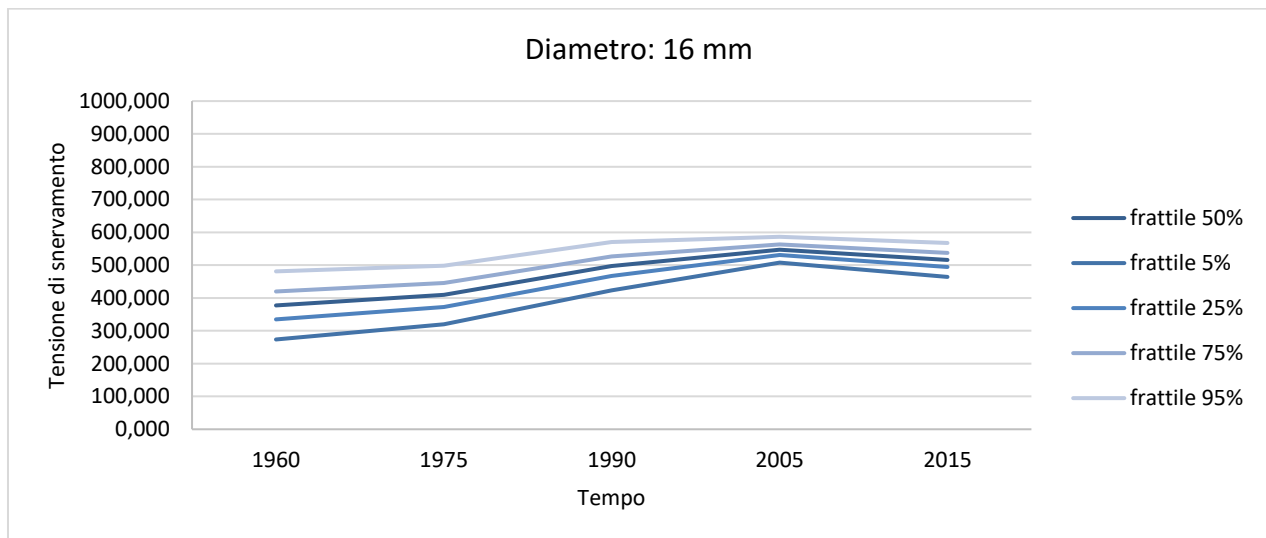
2) Distribuzione dati reali:



σ_y -FRATTILE 50%			σ_y -FRATTILE 5%			σ_y -FRATTILE 25%			σ_y -FRATTILE 75%			σ_y -FRATTILE 95%		
[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]
1960	$\phi=14$ mm	377,431	1960	$\phi=14$ mm	285,953	1960	$\phi=14$ mm	341,554	1960	$\phi=14$ mm	405,761	1960	$\phi=14$ mm	467,983
1975	$\phi=14$ mm	404,408	1975	$\phi=14$ mm	331,193	1975	$\phi=14$ mm	371,050	1975	$\phi=14$ mm	433,231	1975	$\phi=14$ mm	499,286
1990	$\phi=14$ mm	480,190	1990	$\phi=14$ mm	425,000	1990	$\phi=14$ mm	455,000	1990	$\phi=14$ mm	500,000	1990	$\phi=14$ mm	539,000
2005	$\phi=14$ mm	549,214	2005	$\phi=14$ mm	507,000	2005	$\phi=14$ mm	530,000	2005	$\phi=14$ mm	569,000	2005	$\phi=14$ mm	593,000
2015	$\phi=14$ mm	519,697	2015	$\phi=14$ mm	483,000	2015	$\phi=14$ mm	506,580	2015	$\phi=14$ mm	538,310	2015	$\phi=14$ mm	555,000

Figura 5.78: Curve di crescita con dati reali

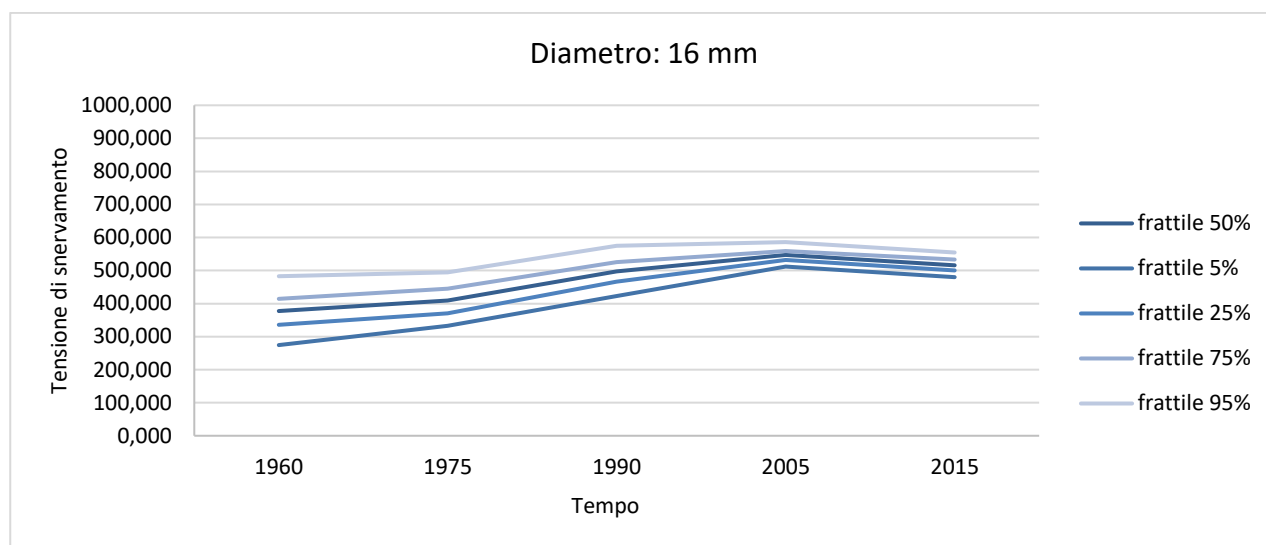
1) Distribuzione gaussiana:



σ_y -FRATTILE 50%			σ_y -FRATTILE 5%			σ_y -FRATTILE 25%			σ_y -FRATTILE 75%			σ_y -FRATTILE 95%		
[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]
1960	$\phi=16$ mm	377,381	1960	$\phi=16$ mm	273,615	1960	$\phi=16$ mm	334,865	1960	$\phi=16$ mm	419,896	1960	$\phi=16$ mm	481,146
1975	$\phi=16$ mm	409,167	1975	$\phi=16$ mm	319,925	1975	$\phi=16$ mm	372,602	1975	$\phi=16$ mm	445,731	1975	$\phi=16$ mm	498,408
1990	$\phi=16$ mm	497,000	1990	$\phi=16$ mm	423,408	1990	$\phi=16$ mm	466,847	1990	$\phi=16$ mm	527,153	1990	$\phi=16$ mm	570,592
2005	$\phi=16$ mm	547,170	2005	$\phi=16$ mm	507,810	2005	$\phi=16$ mm	531,044	2005	$\phi=16$ mm	563,297	2005	$\phi=16$ mm	586,531
2015	$\phi=16$ mm	515,914	2015	$\phi=16$ mm	464,101	2015	$\phi=16$ mm	494,685	2015	$\phi=16$ mm	537,142	2015	$\phi=16$ mm	567,726

Figura 5.79: Curve di crescita con dati gaussiani

2) Distribuzione dati reali:



σ_y -FRATTILE 50%			σ_y -FRATTILE 5%			σ_y -FRATTILE 25%			σ_y -FRATTILE 75%			σ_y -FRATTILE 95%		
[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]	[-]	[mm]	[Mpa]
1960	$\phi=16$ mm	377,381	1960	$\phi=16$ mm	274,367	1960	$\phi=16$ mm	335,732	1960	$\phi=16$ mm	414,340	1960	$\phi=16$ mm	482,805
1975	$\phi=16$ mm	409,167	1975	$\phi=16$ mm	332,314	1975	$\phi=16$ mm	370,031	1975	$\phi=16$ mm	445,464	1975	$\phi=16$ mm	494,393
1990	$\phi=16$ mm	497,000	1990	$\phi=16$ mm	423,000	1990	$\phi=16$ mm	466,000	1990	$\phi=16$ mm	525,000	1990	$\phi=16$ mm	575,000
2005	$\phi=16$ mm	547,170	2005	$\phi=16$ mm	512,000	2005	$\phi=16$ mm	532,000	2005	$\phi=16$ mm	559,000	2005	$\phi=16$ mm	586,000
2015	$\phi=16$ mm	515,914	2015	$\phi=16$ mm	479,810	2015	$\phi=16$ mm	500,000	2015	$\phi=16$ mm	533,030	2015	$\phi=16$ mm	555,000

Figura 5.80: Curve di crescita con dati reali

Dai diagrammi ottenuti è possibile osservare come l'andamento delle tensioni di rottura e di snervamento siano molto simili per gli stessi diametri, con la differenza che per i grafici delle tensioni di rottura si verifica una diminuzione del valore medio (ovvero del frattile al 50%) fra l'inizio e la fine del periodo in esame, mentre per i grafici della tensione di snervamento i valori subiscono un leggero aumento, ad eccezione del diametro 12 che presenta una variazione infinitesima fra l'inizio e la fine del periodo in esame (pari a 20 MPa).

Un'altra considerazione che può essere fatta in relazione ai grafici sopra riportati è l'andamento delle distribuzioni dei frattili nel tempo; riportando i punti relativi ai frattili calcolati attraverso la macro del foglio di calcolo si può notare come la distribuzione di tali punti tende a restringersi nel corso degli anni, avvicinandosi sempre di più al valore medio, corrispondente al frattile del 50%. Ciò indica che col passare degli anni si ha una distribuzione dei dati sempre più concentrata e di conseguenza un grado di precisione via via più elevato.

Allo stesso risultato si arriva anche osservando le differenze fra i grafici relativi alle distribuzioni gaussiane e quelli descritti dai dati reali: in questi ultimi infatti, le curve dei frattili appaiono più vicine fra loro e maggiormente concentrate intorno alla mediana, e questo indica come l'analisi attraverso i dati reali porti ad avere un grado di precisione ancora più alto rispetto all'analisi svolta con la curva gaussiana.

Le variazioni che si possono osservare nell'andamento delle curve sono anche la conseguenza del fatto che i certificati analizzati fanno riferimento a soli quattro anni, uno ogni quindici, dunque avendo avuto a disposizione un database contenente anche i dati relativi agli anni intermendi si avrebbero avuti dei diagrammi più ricchi di informazioni e ancor più dettagliati.

Nonostante ciò, dai diagrammi ottenuti si possono osservare le variazioni dei valori di tensione a rottura e snervamento fra periodi successivi di quindici anni ciascuno; da questa osservazione emerge come sia per la

rottura che per lo snervamento ci siano dislivelli fra un quindicennio e l'altro che in alcuni casi sfiorano i 20 MPa; questo è legato al fatto che nel periodo temporale analizzato sono stati fatti numerosi progressi tecnologici e scientifici che hanno portato a importanti cambiamenti delle proprietà meccaniche del materiale nell'arco di pochi anni.

Di seguito si riportano i diagrammi comparati delle tensioni di rottura e snervamento per tre diametri scelti fra quelli analizzati in precedenza. Come si può osservare dall'andamento delle linee di tendenza, è evidente come all'aumentare del diametro si ha una riduzione delle tensioni di rottura e snervamento dei provini. Ciò è in linea con quanto anticipato in precedenza.

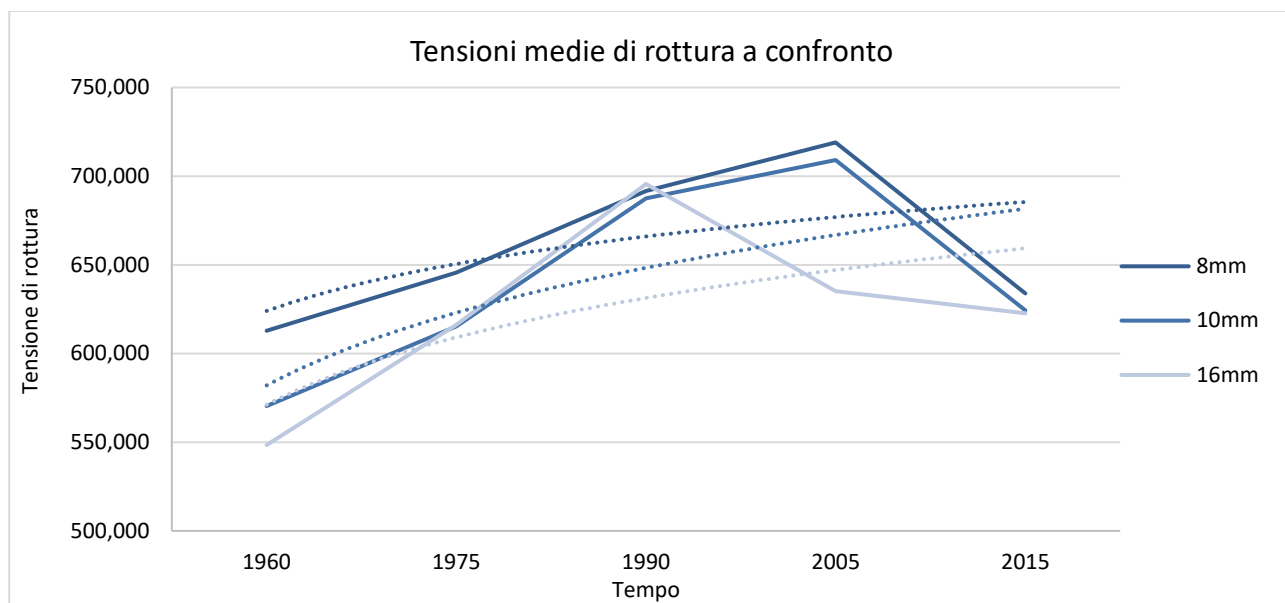


Figura 5.81: Curve di crescita della tensione di rottura a confronto

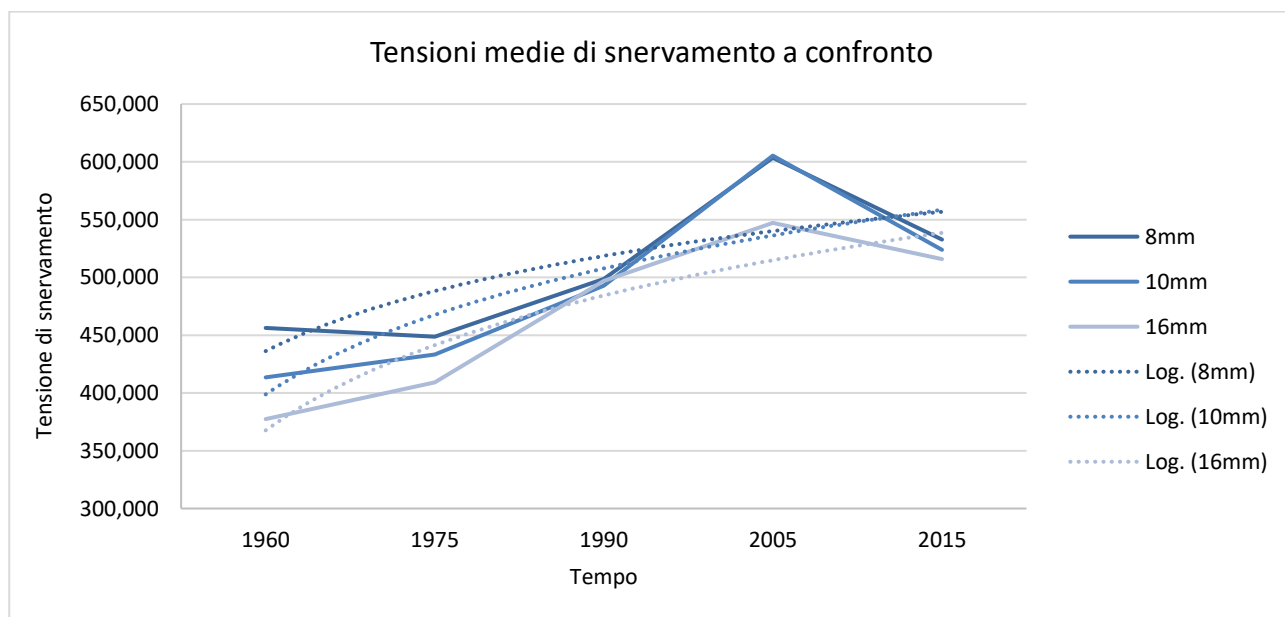


Figura 5.82: Curve di crescita della tensione di snervamento a confronto

Analogamente a quanto fatto fino a questo momento, si è passati all'analisi dei dati degli allungamenti percentuali a rottura dei provini suddivisi per diametro, effettuando ancora una volta uno studio di tipo

statistico seguito da un'analisi anno per anno degli andamenti dei frattili calcolati tramite macro nel foglio di calcolo. Di seguito si riportano i risultati ottenuti.

Anno 1960:

- Diametro: 8 mm

	gauss	reali
n=	361	361
sqm=	5,747438842	
min=		7,5
fratt_5%=	13,52247141	13,7
fratt_25%=	19,10323453	18,7
Media=	22,97700831	22,9770083
fratt_75%=	26,85078209	27,5
fratt_95%=	32,43154521	32,5
max=		37,5
mediana=		22,5

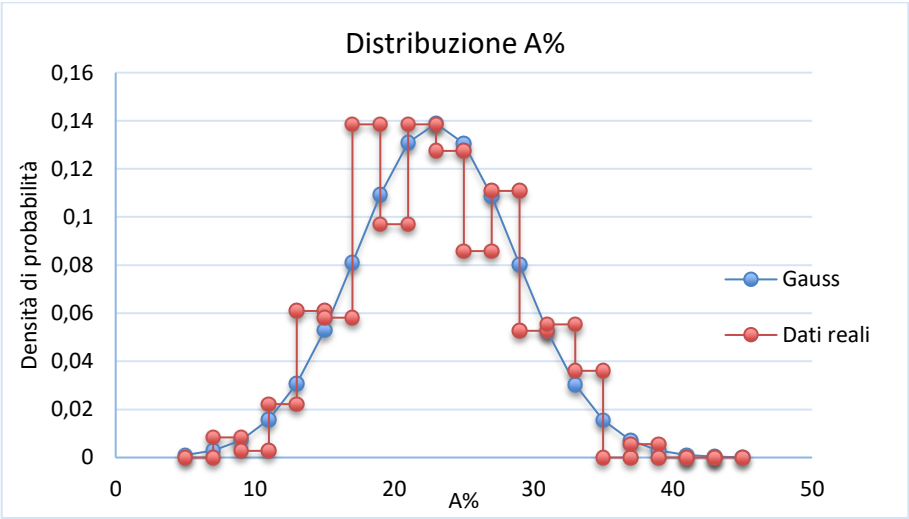


Figura 5.83: Distribuzione gaussiana dell'allungamento % a rottura

- Diametro: 10 mm

	gauss	reali
n=	488	488
sqm=	5,033336302	
min=		5
fratt_5%=	17,61872736	17
fratt_25%=	22,50609691	23
Media=	25,89856557	25,8985656
fratt_75%=	29,29103424	29
fratt_95%=	34,17840379	33
max=		38
mediana=		26

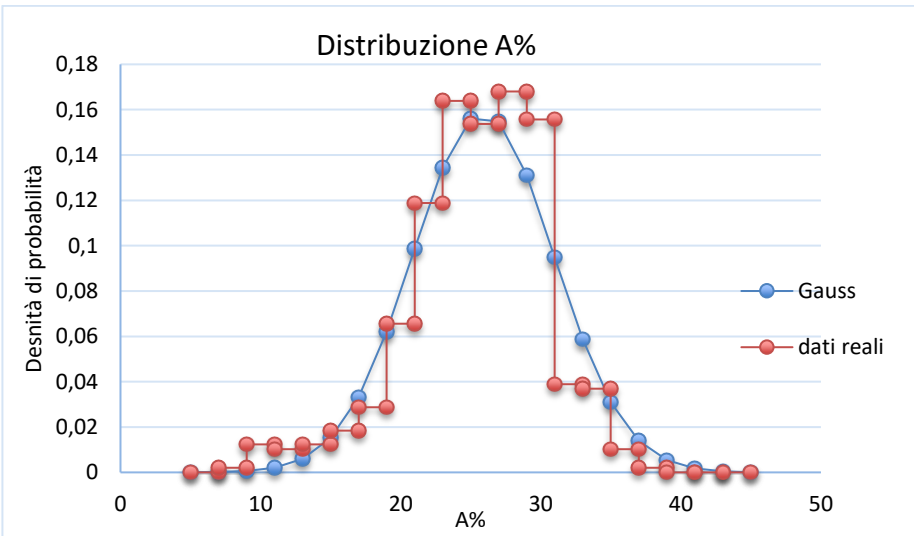


Figura 5.84: Distribuzione gaussiana dell'allungamento % a rottura

- Diametro: 12 mm

	gauss	reali
n=	542	542
sqm=	4,296913171	
min=		10,8
fratt_5%=	18,95574757	18,3
fratt_25%=	23,12805026	23,3
Media=	26,02416974	26,0241697
fratt_75%=	28,92028922	29,1
fratt_95%=	33,09259191	32,5
max=		35,8
mediana=		26,7

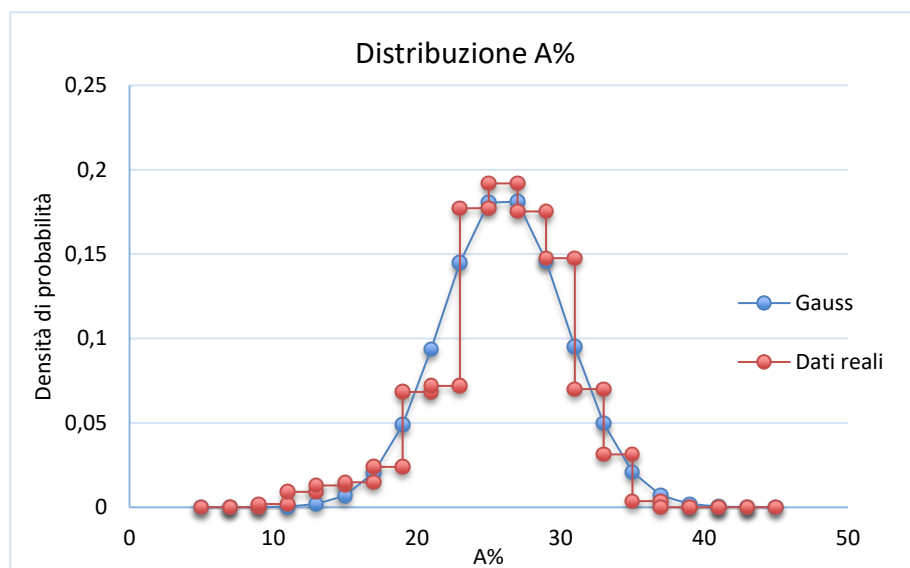


Figura 5.85: Distribuzione gaussiana dell'allungamento % a rottura

- Diametro: 14 mm

	gauss	reali
n=	499	499
sqm=	4,55878427	
min=		2,2
fratt_5%=	18,49679186	17,8
fratt_25%=	22,92337139	23,6
Media=	25,99599198	25,995992
fratt_75%=	29,06861258	28,6
fratt_95%=	33,49519211	32,1
max=		36,4
mediana=		26,4

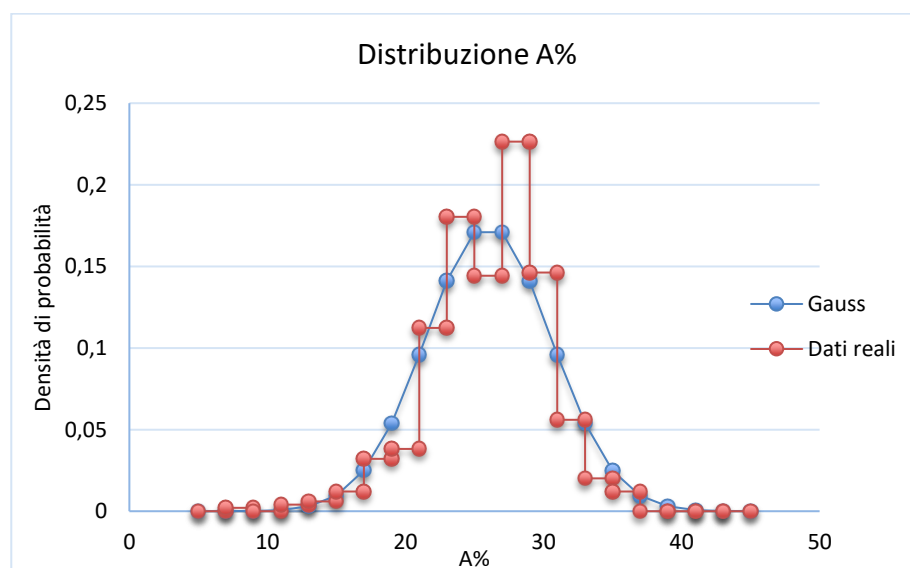


Figura 5.86: Distribuzione gaussiana dell'allungamento % a rottura

- Diametro: 16 mm

	gauss	reali
n=	423	423
sqm=	4,024526556	
min=		9,4
fratt_5%=	18,93686422	18,7
fratt_25%=	22,8446795	23,3
Media=	25,5572104	25,5572104
fratt_75%=	28,2697413	28,1
fratt_95%=	32,17755659	31,2
max=		36,2
mediana=		25,6

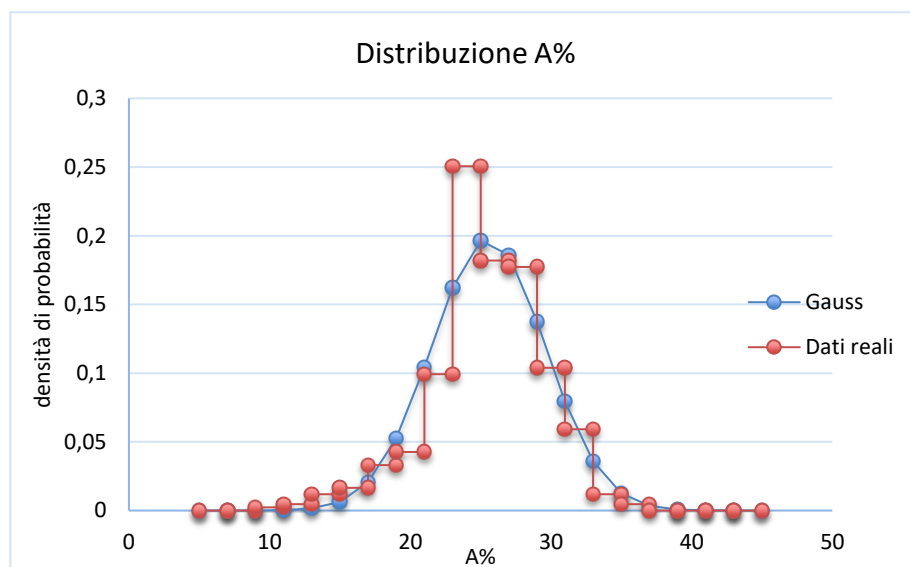


Figura 5.87: Distribuzione gaussiana dell'allungamento % a rottura

Anno 1975:

- Diametro: 8 mm

	gauss	reali
n=	584	584
sqm=	4,387603537	
min=		15
fratt_5%=	23,44192985	22,5
fratt_25%=	27,70229289	27,5
Media=	30,65953767	30,6595377
fratt_75%=	33,61678245	32,5
fratt_95%=	37,87714549	37,5
max=		45
mediana=		30

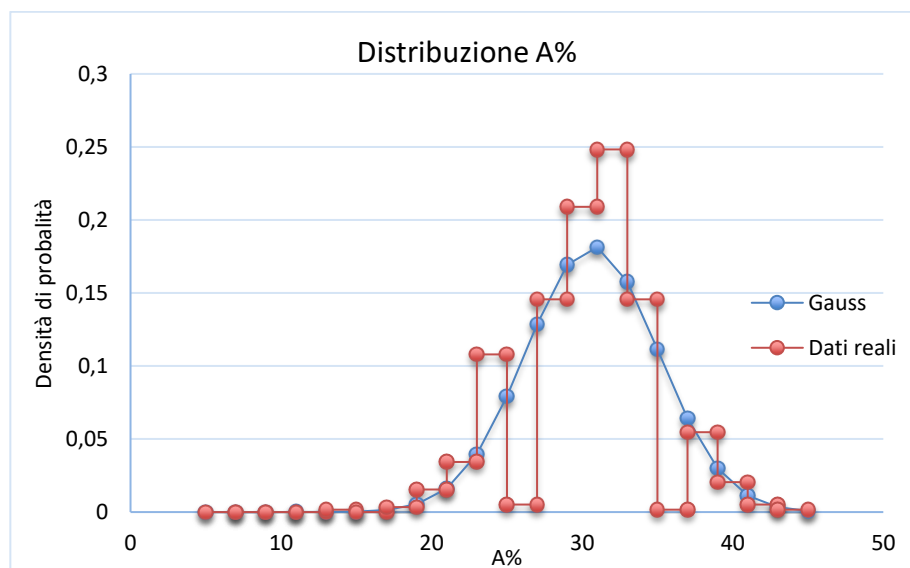


Figura 5.88: Distribuzione gaussiana dell'allungamento % a rottura

- Diametro: 10 mm

	gauss	reali
n=	847	847
sqm=	4,121107677	
min=		16
fratt_5%=	24,82206477	24
fratt_25%=	28,82366032	30
Media=	31,60128689	31,6012869
fratt_75%=	34,37891347	34
fratt_95%=	38,38050902	38
max=		42
mediana=		32

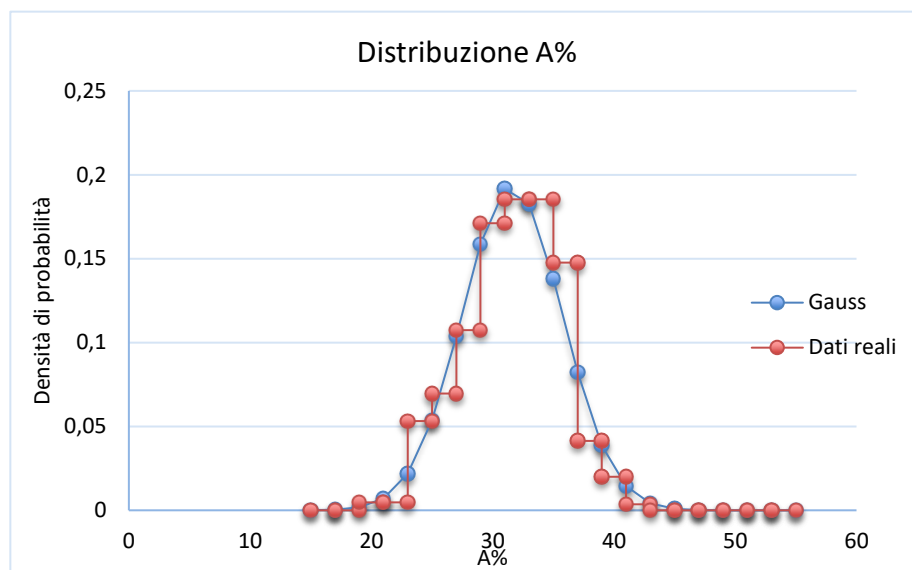


Figura 5.89: Distribuzione gaussiana dell'allungamento % a rottura

- Diametro: 12 mm

	gauss	reali
n=	835	835
sqm=	4,006380621	
min=		15
fratt_5%=	24,14823442	23,3
fratt_25%=	28,03843	28,3
Media=	30,73873054	30,7387305
fratt_75%=	33,43903108	33,3
fratt_95%=	37,32922666	36,6
max=		41,6
mediana=		31,6

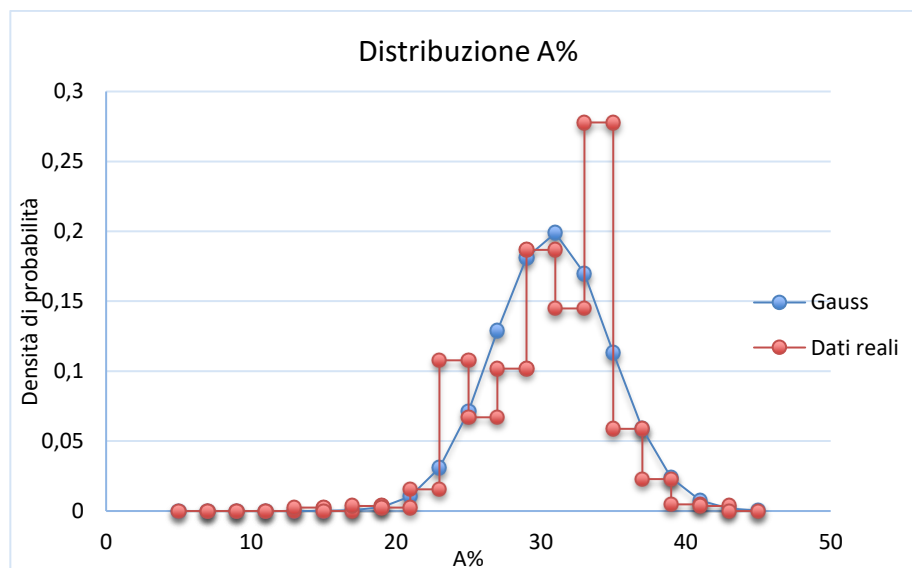


Figura 5.90: Distribuzione gaussiana dell'allungamento % a rottura

- Diametro: 14 mm

	gauss	reali
n=	826	826
sqm=	4,103594383	
min=		1,4
fratt_5%=	24,15813446	24,2
fratt_25%=	28,1427246	28,5
Media=	30,90854722	30,9085472
fratt_75%=	33,67436983	32,85
fratt_95%=	37,65895997	37,1
max=		53,5
mediana=		31,4

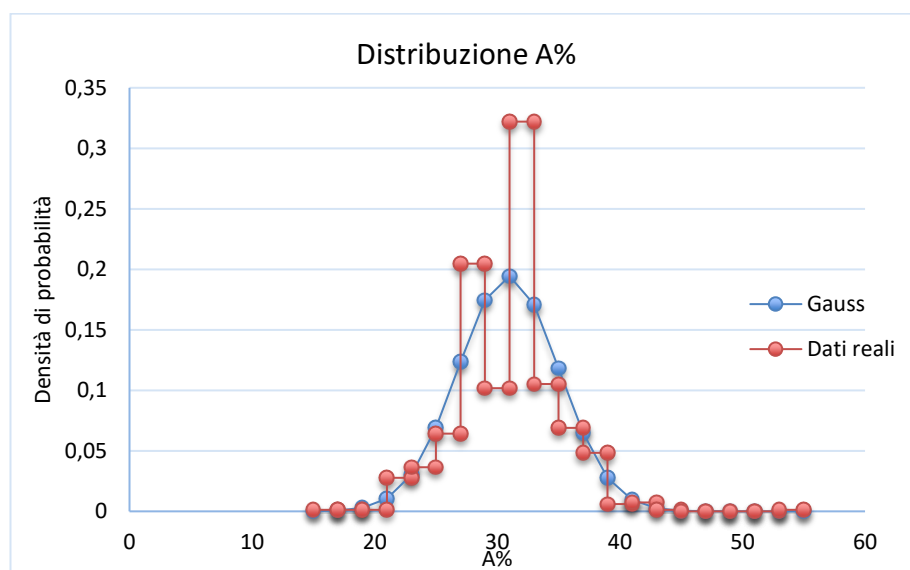


Figura 5.91: Distribuzione gaussiana dell'allungamento % a rottura

- Diametro: 16 mm

	gauss	reali
n=	637	637
sqm=	4,227978184	
min=		18,65
fratt_5%=	22,56018782	22,5
fratt_25%=	26,66555464	26,2
Media=	29,51521193	29,5152119
fratt_75%=	32,36486923	32,5
fratt_95%=	36,47023604	36,2
max=		48
mediana=		30

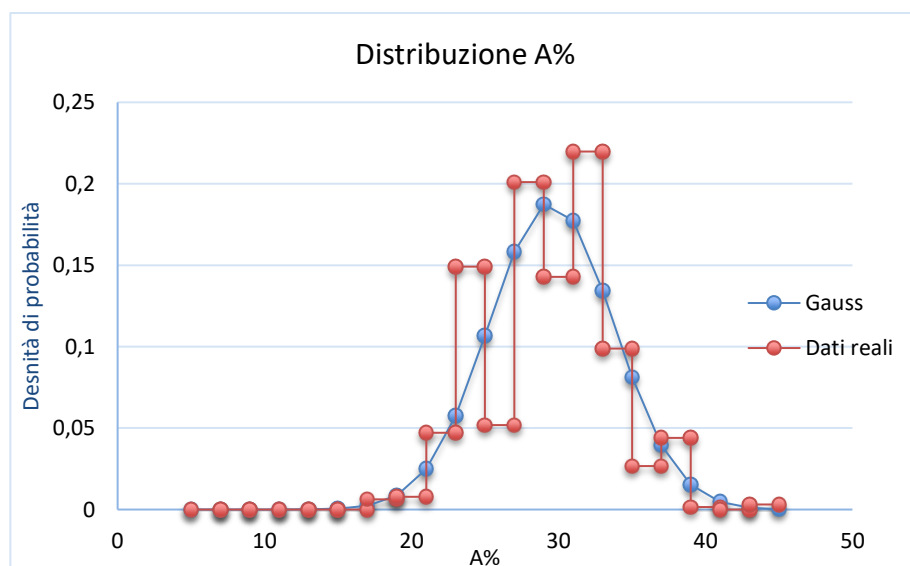


Figura 5.92: Distribuzione gaussiana dell'allungamento % a rottura

Anno 1990:

- Diametro: 8 mm

	gauss	reali
n=	165	165
sqm=	2,825823664	
min=		19,8
fratt_5%=	21,30788371	21,8
fratt_25%=	24,05175849	23,8
Media=	25,95636364	25,9563636
fratt_75%=	27,86096879	27,8
fratt_95%=	30,60484356	29,8
max=		37,3
mediana=		25,8

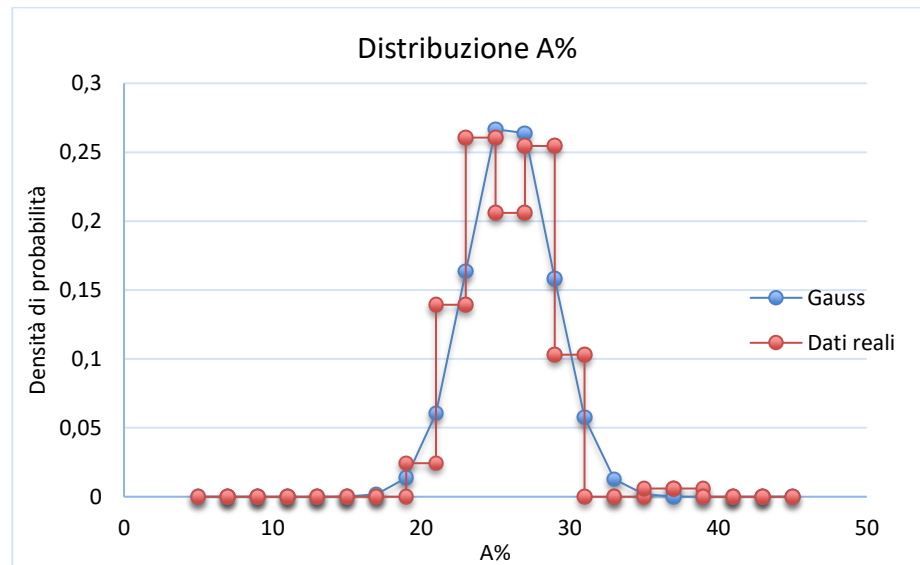


Figura 5.93: Distribuzione gaussiana dell'allungamento % a rottura

- Diametro: 10 mm

	gauss	reali
n=	303	303
sqm=	2,959252743	
min=		17,2
fratt_5%=	18,75447148	19,8
fratt_25%=	21,6279059	21,4
Media=	23,62244224	23,6224422
fratt_75%=	25,61697859	26
fratt_95%=	28,49041301	27,6
max=		39,8
mediana=		23,4

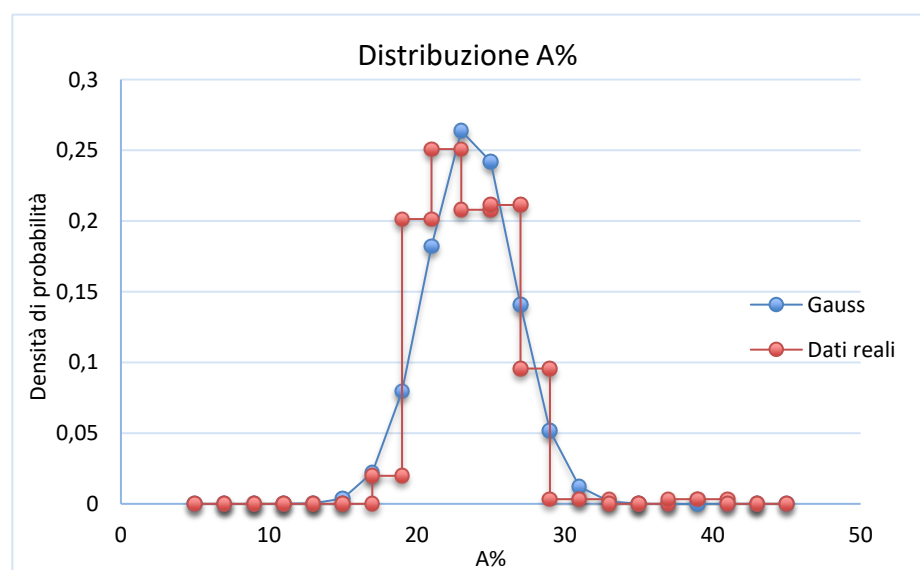


Figura 5.94: Distribuzione gaussiana dell'allungamento % a rottura

- Diametro: 12 mm

	gauss	reali
n=	403	403
sqm=	2,554623723	
min=		15,9
fratt_5%=	18,52568368	19,3
fratt_25%=	21,00622331	21
Media=	22,7280397	22,7280397
fratt_75%=	24,44985609	23,8
fratt_95%=	26,93039573	27,8
max=		35,5
mediana=		22,5

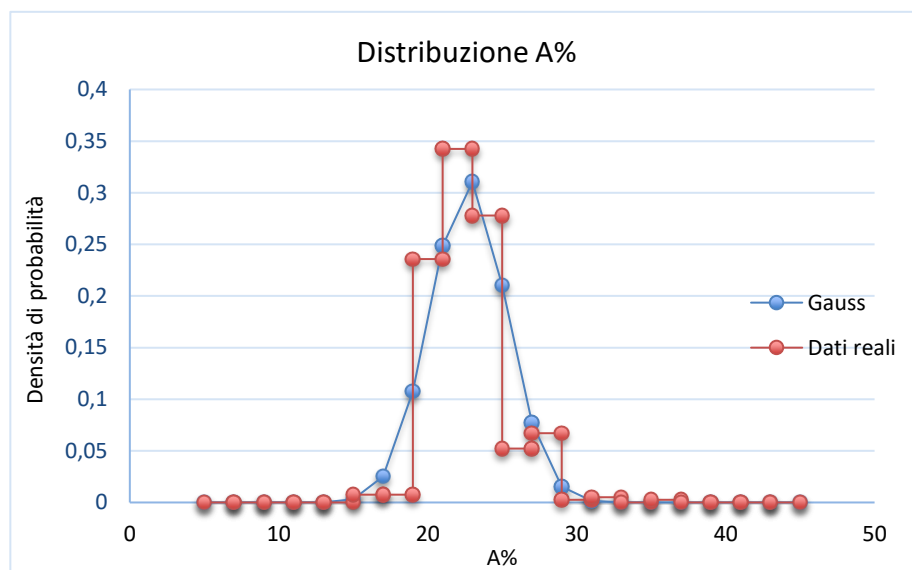


Figura 5.95: Distribuzione gaussiana dell'allungamento % a rottura

- Diametro: 14 mm

	gauss	reali
n=	284	284
sqm=	2,089883484	
min=		14,3
fratt_5%=	18,71953604	19,1
fratt_25%=	20,7488129	20,6
Media=	22,15739437	22,1573944
fratt_75%=	23,56597583	23,6
fratt_95%=	25,5952527	25,9
max=		28,6
mediana=		22

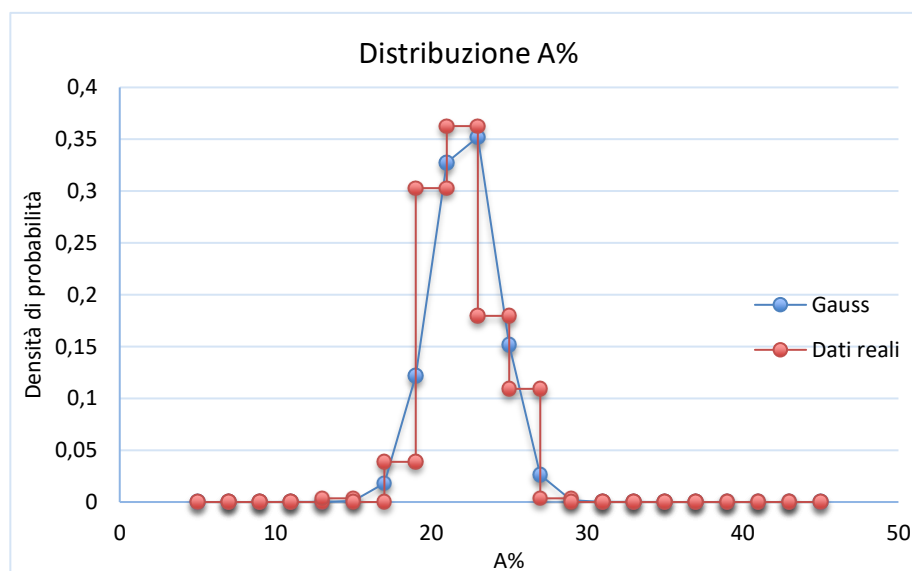


Figura 5.96: Distribuzione gaussiana dell'allungamento % a rottura

- Diametro: 16 mm

	gauss	reali
n=	146	146
sqm=	1,98446458	
min=		17,3
fratt_5%=	18,42939138	18,5
fratt_25%=	20,35630649	20,5
Media=	21,69383562	21,6938356
fratt_75%=	23,03136474	22,8
fratt_95%=	24,95827985	24,3
max=		28,8
mediana=		21,6

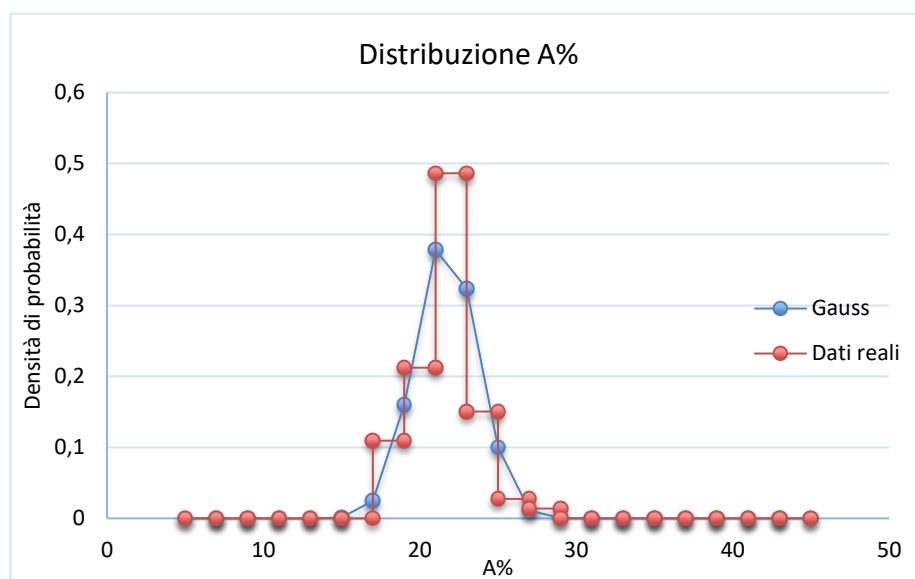


Figura 5.97: Distribuzione gaussiana dell'allungamento % a rottura

Anno 2005:

- Diametro: 8 mm

	gauss	reali
n=	437	437
sqm=	7,326611555	
min=		9
fratt_5%=	15,5630558	15,5
fratt_25%=	22,67719562	23
Media=	27,61533181	27,6153318
fratt_75%=	32,553468	33
fratt_95%=	39,66760782	39
max=		43
mediana=		27

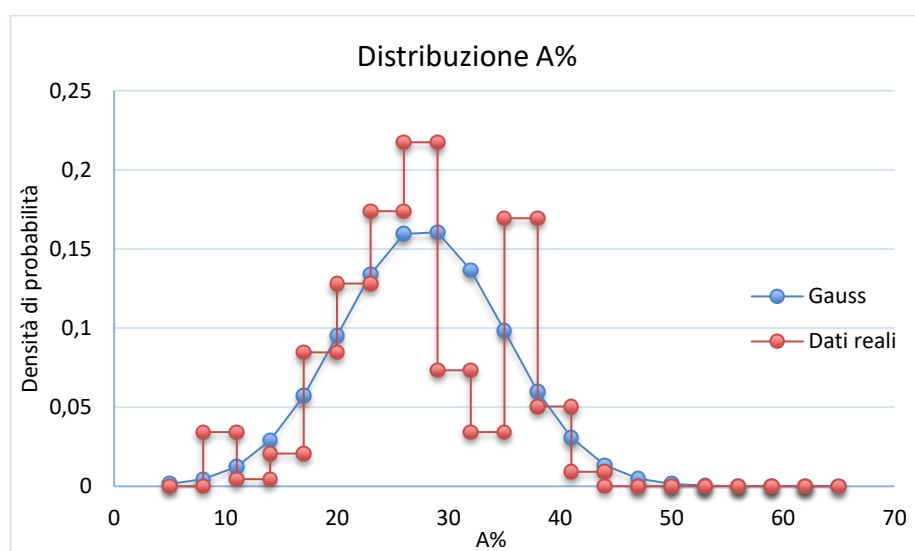


Figura 5.98: Distribuzione gaussiana dell'allungamento % a rottura

- Diametro: 10 mm

	gauss	reali
n=	511	511
sqm=	5,35916895	
min=		10
fratt_5%=	17,22721991	16
fratt_25%=	22,43097297	23
Media=	26,04305284	26,0430528
fratt_75%=	29,65513271	30
fratt_95%=	34,85888576	32
max=		36
mediana=		27

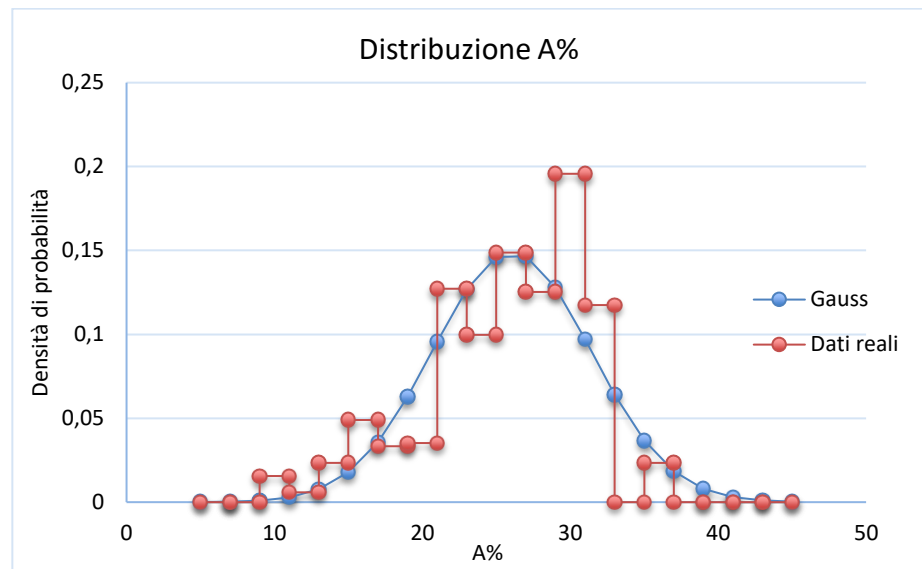


Figura 5.99: Distribuzione gaussiana dell'allungamento % a rottura

- Diametro: 12 mm

	gauss	reali
n=	488	488
sqm=	3,922865878	
min=		10
fratt_5%=	17,31983645	15
fratt_25%=	21,12893922	22,5
Media=	23,77295082	23,7729508
fratt_75%=	26,41696242	26,5
fratt_95%=	30,22606519	28,5
max=		29,5
mediana=		25

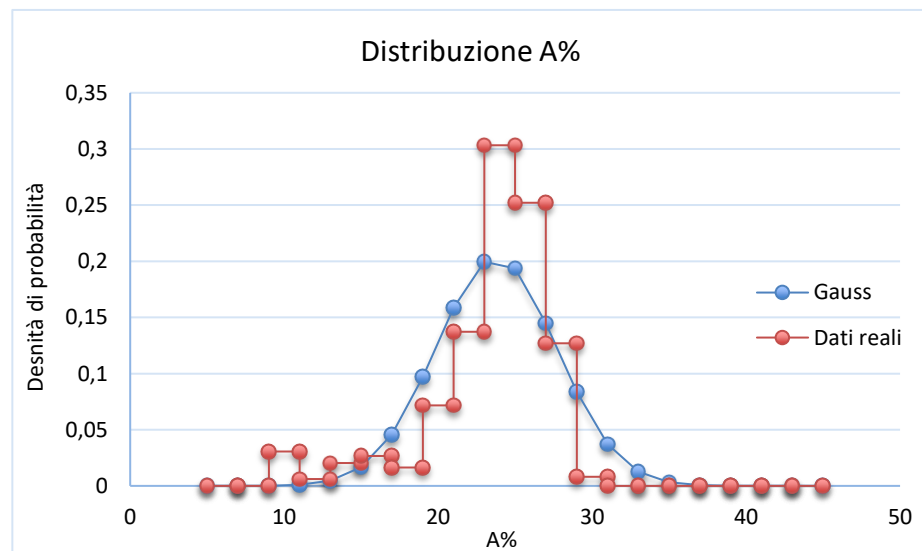


Figura 5.100: Distribuzione gaussiana dell'allungamento % a rottura

- Diametro: 14 mm

	gauss	reali
n=	327	327
sqm=	3,276688123	
min=		12
fratt_5%=	17,68446578	15
fratt_25%=	20,86612994	21,5
Media=	23,07461774	23,0746177
fratt_75%=	25,28310553	25
fratt_95%=	28,4647697	27
max=		30,5
mediana=		24

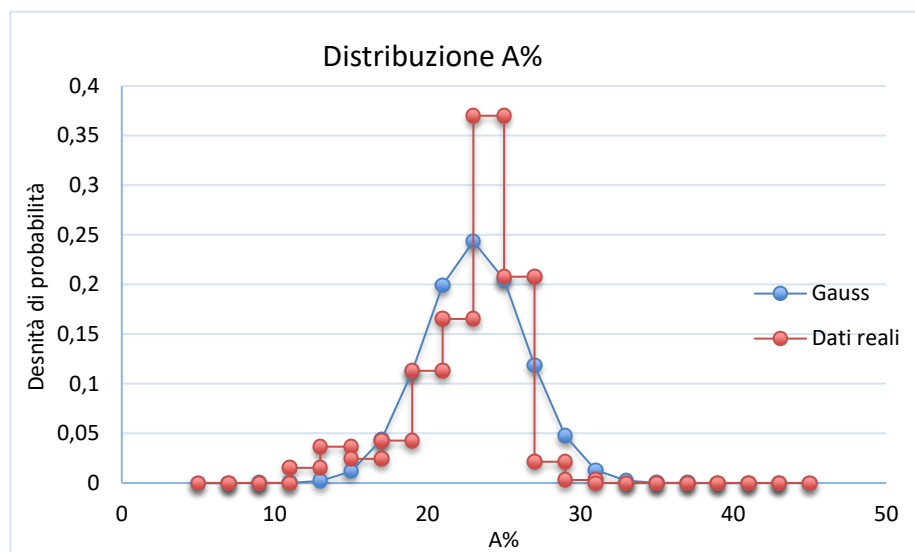


Figura 5.101: Distribuzione gaussiana dell'allungamento % a rottura

- Diametro: 16 mm

	gauss	reali
n=	305	305
sqm=	5,687526882	
min=		12,5
fratt_5%=	12,27975598	13,5
fratt_25%=	17,80234459	15
Media=	21,6357377	21,6357377
fratt_75%=	25,46913082	25,5
fratt_95%=	30,99171943	28,5
max=		43
mediana=		23

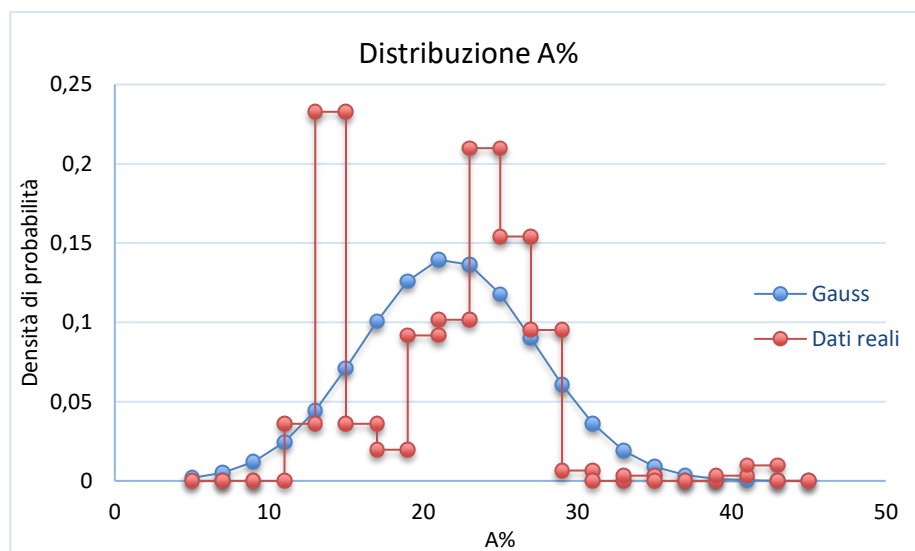


Figura 5.102: Distribuzione gaussiana dell'allungamento % a rottura

Anno 2015:

- Diametro: 8 mm

	gauss	reali
n=	254	254
sqm=	2,979173066	
min=		1,2
fratt_5%=	5,992606763	5,54
fratt_25%=	8,88538381	9
Media=	10,89334646	10,8933465
fratt_75%=	12,9013091	12,94
fratt_95%=	15,79408615	15,2
max=		16,53
mediana=		11,2

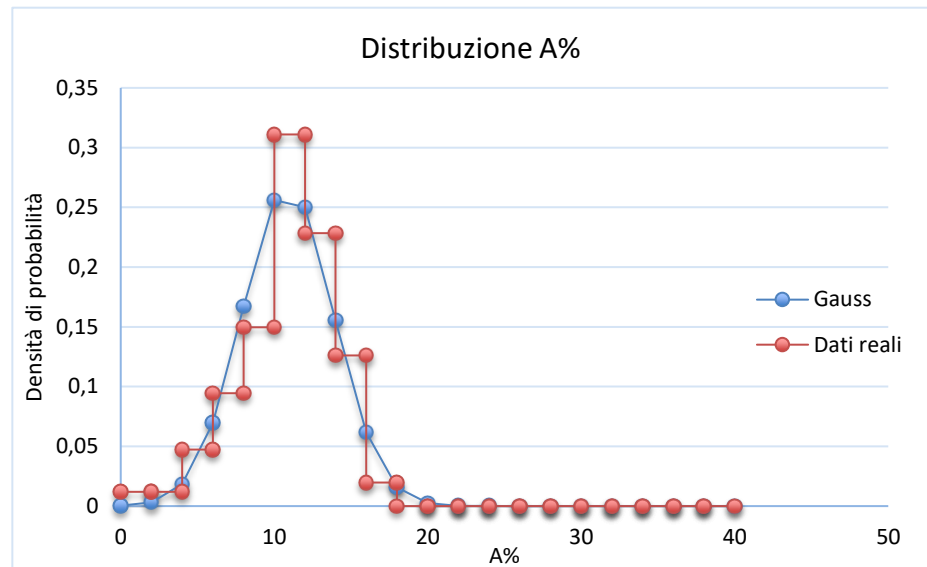


Figura 5.103: Distribuzione gaussiana dell'allungamento % a rottura

- Diametro: 10 mm

	gauss	reali
n=	330	330
sqm=	2,461054095	
min=		6
fratt_5%=	7,944626619	7,4
fratt_25%=	10,33431015	10,66
Media=	11,99306061	11,9930606
fratt_75%=	13,65181107	13,8
fratt_95%=	16,04149459	15,97
max=		17,3
mediana=		12

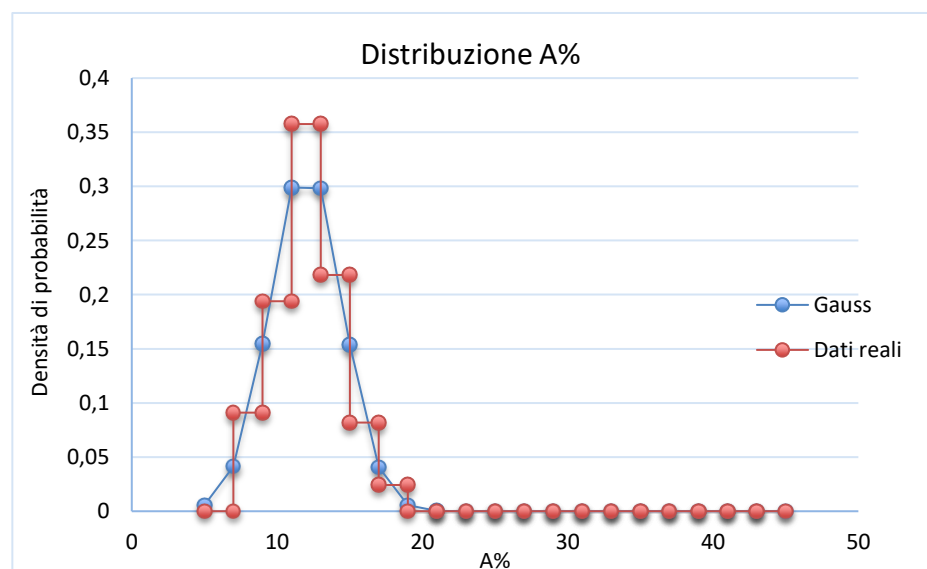


Figura 5.104: Distribuzione gaussiana dell'allungamento % a rottura

- Diametro: 12 mm

	gauss	reali
n=	628	628
sqm=	2,544410477	
min=		2,3
fratt_5%=	8,240049862	8,33
fratt_25%=	10,71067243	10,8
Media=	12,4256051	12,4256051
fratt_75%=	14,14053776	14
fratt_95%=	16,61116033	16
max=		23,56
mediana=		12,41

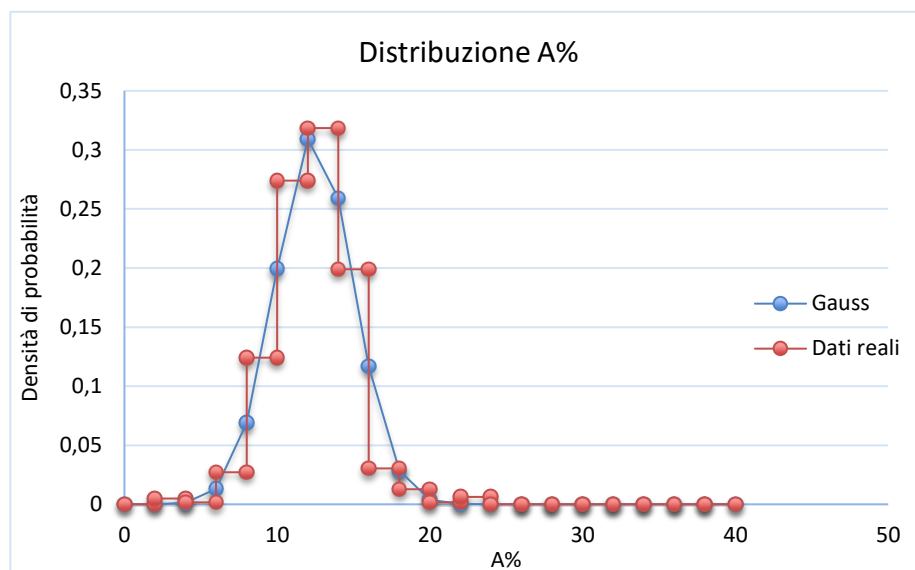


Figura 5.105: Distribuzione gaussiana dell'allungamento % a rottura

- Diametro: 14 mm

	gauss	reali
n=	592	592
sqm=	5,34709895	
min=		5,2
fratt_5%=	3,583312768	7,2
fratt_25%=	8,775345848	10,3
Media=	12,37929054	12,3792905
fratt_75%=	15,98323523	14,07
fratt_95%=	21,17526831	16
max=		125
mediana=		12,56

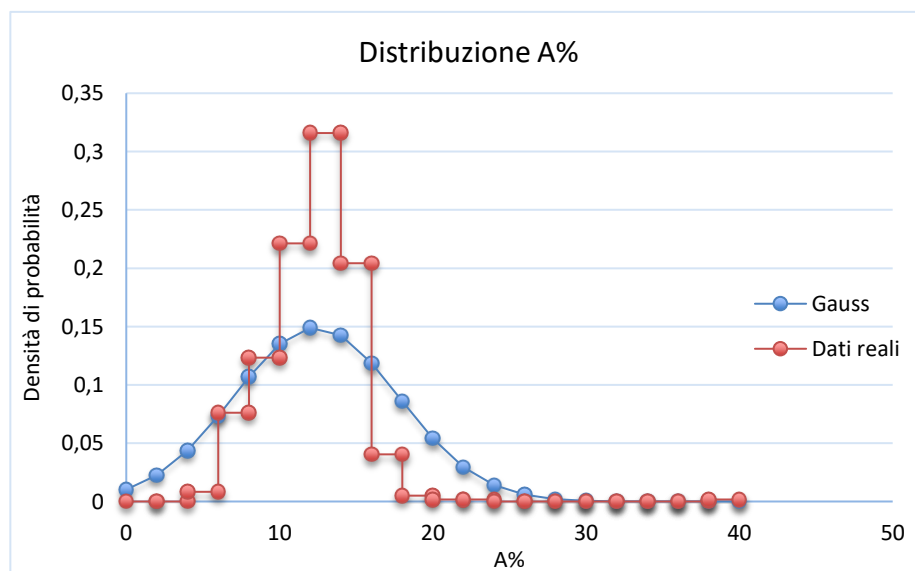


Figura 5.106: Distribuzione gaussiana dell'allungamento % a rottura

- Diametro: 16 mm

	gauss	reali
n=	427	427
sqm=	2,62967865	
min=		5,91
fratt_5%=	8,590782836	7,49
fratt_25%=	11,14420081	11,58
Media=	12,91660422	12,9166042
fratt_75%=	14,68900763	14,5
fratt_95%=	17,24242559	16,8
max=		20,1
mediana=		13,1

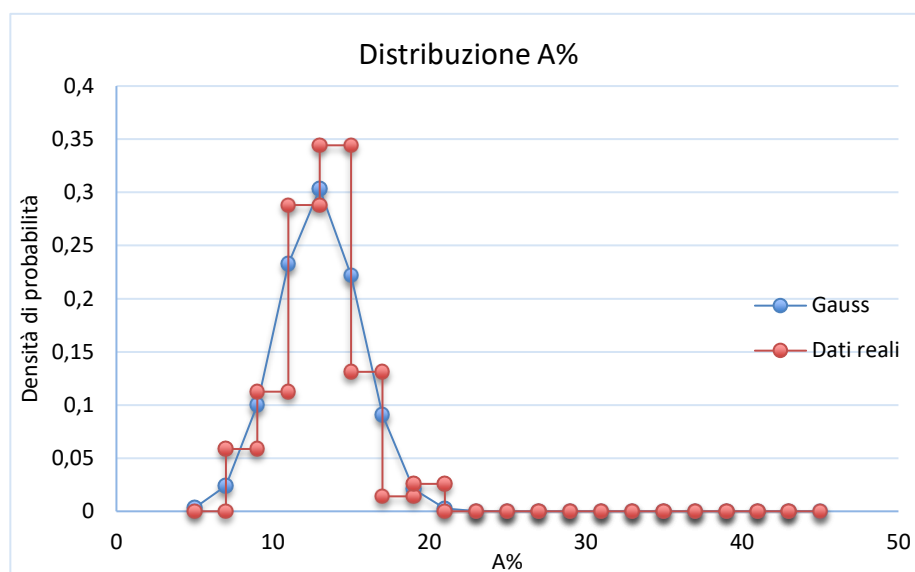


Figura 5.107: Distribuzione gaussiana dell'allungamento % a rottura

Come si può osservare dai diagrammi sopra riportati, gli allungamenti percentuali a rottura hanno un andamento decrescente nel corso del periodo temporale in esame per tutti i diametri esaminati; in particolare, è possibile riscontrare una diminuzione media fra l'inizio e la fine del periodo pari a circa il 14%.

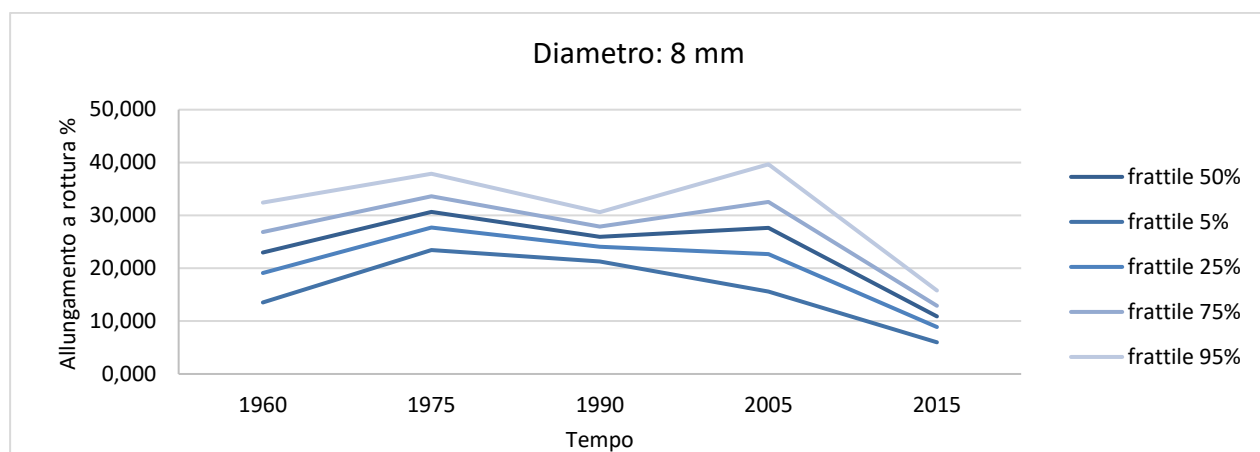
Così come per le tensioni di rottura e snervamento, anche in questo caso si riscontra dal confronto fra le distribuzioni gaussiane e reali, una distribuzione che è con buona approssimazione di tipo normale-gaussiano per tutti 5 gli anni analizzati. Per cui, dato il piccolo scarto tra media e mediana si è scelto di esprimere il 50° percentile in termini di media e non di mediana.

A differenza delle tensioni tuttavia, nel caso degli allungamenti non si registra un restringimento delle curve nel tempo e nel passaggio dai diametri più piccoli a quelli più grandi: infatti, dalle distribuzioni ottenute si osserva un trend pressochè costante dell'ampiezza delle gaussiane.

Per studiare la variazione temporale degli allungamenti percentuali a rottura nei vari diametri considerati, sono stati riportati i risultati ottenuti dall'analisi statistica all'interno di diagrammi in cui l'asse x riporta il periodo temporale preso in esame, mentre sull'asse y si hanno i valori di tensione di rottura e snervamento. I risultati poi sono stati distinti in due differenti serie di grafici, in quanto l'analisi statistica effettuata con la macro del foglio di calcolo ha portato alla definizione di valori reali e valori gaussiani di distribuzione dei dati.

Di seguito si riportano i diagrammi ottenuti.

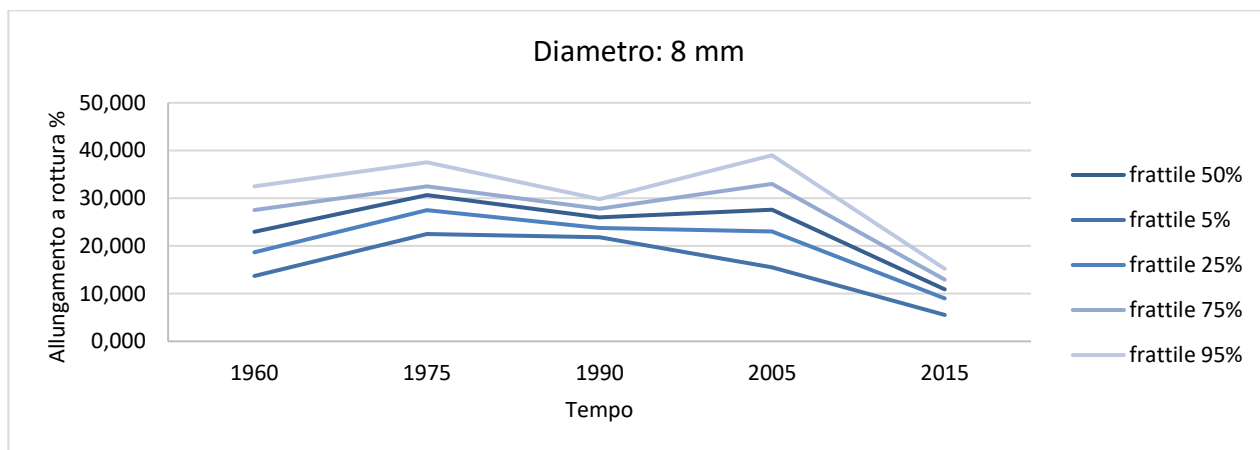
1) Distribuzione gaussiana:



A%-FRATTILE 50%			A%-FRATTILE 5%			A%-FRATTILE 25%			A%-FRATTILE 75%			A%-FRATTILE 95%		
[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]
1960	φ=8 mm	22,977	1960	φ=8 mm	13,522	1960	φ=8 mm	19,103	1960	φ=8 mm	26,851	1960	φ=8 mm	32,432
1975	φ=8 mm	30,660	1975	φ=8 mm	23,442	1975	φ=8 mm	27,702	1975	φ=8 mm	33,617	1975	φ=8 mm	37,877
1990	φ=8 mm	25,956	1990	φ=8 mm	21,308	1990	φ=8 mm	24,052	1990	φ=8 mm	27,861	1990	φ=8 mm	30,605
2005	φ=8 mm	27,615	2005	φ=8 mm	15,563	2005	φ=8 mm	22,677	2005	φ=8 mm	32,553	2005	φ=8 mm	39,668
2015	φ=8 mm	10,893	2015	φ=8 mm	5,993	2015	φ=8 mm	8,885	2015	φ=8 mm	12,901	2015	φ=8 mm	15,794

Figura 5.108: Curve di crescita con dati gaussiani

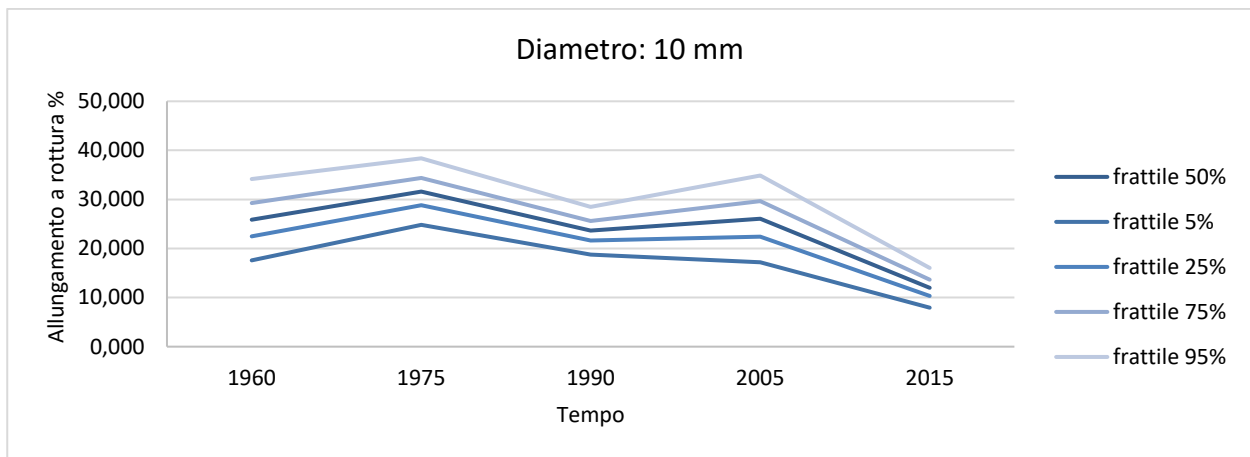
2) Distribuzione dati reali:



A%-FRATTILE 50%			A%-FRATTILE 5%			A%-FRATTILE 25%			A%-FRATTILE 75%			A%-FRATTILE 95%		
[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]
1960	φ=8 mm	22,977	1960	φ=8 mm	13,700	1960	φ=8 mm	18,700	1960	φ=8 mm	27,500	1960	φ=8 mm	32,500
1975	φ=8 mm	30,660	1975	φ=8 mm	22,500	1975	φ=8 mm	27,500	1975	φ=8 mm	32,500	1975	φ=8 mm	37,500
1990	φ=8 mm	25,956	1990	φ=8 mm	21,800	1990	φ=8 mm	23,800	1990	φ=8 mm	27,800	1990	φ=8 mm	29,800
2005	φ=8 mm	27,615	2005	φ=8 mm	15,500	2005	φ=8 mm	23,000	2005	φ=8 mm	33,000	2005	φ=8 mm	39,000
2015	φ=8 mm	10,893	2015	φ=8 mm	5,540	2015	φ=8 mm	9,000	2015	φ=8 mm	12,940	2015	φ=8 mm	15,200

Figura 5.109: Curve di crescita con dati reali

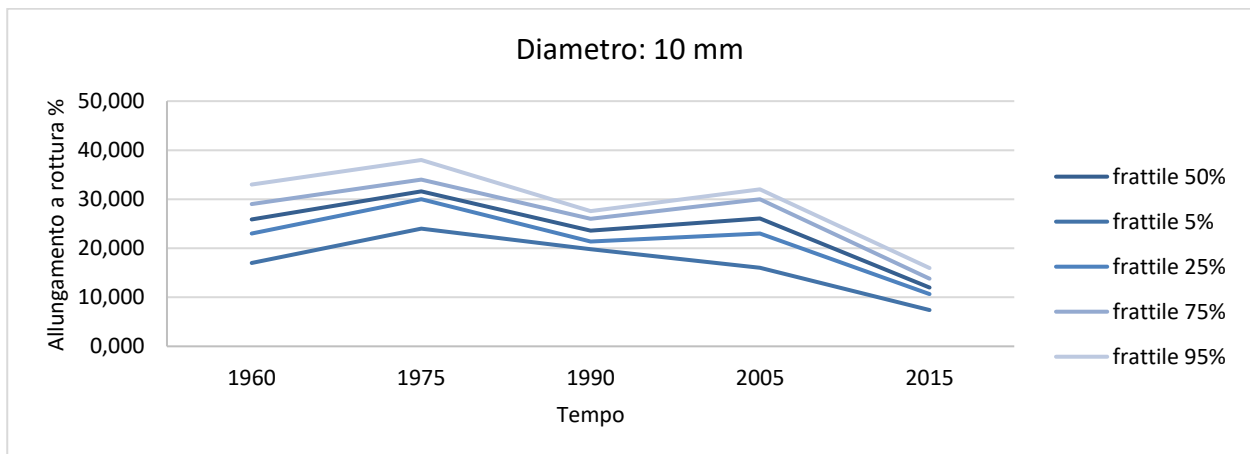
1) Distribuzione gaussiana:



A%-FRATTILE 50%			A%-FRATTILE 5%			A%-FRATTILE 25%			A%-FRATTILE 75%			A%-FRATTILE 95%		
[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]
1960	φ=10 mm	25,899	1960	φ=10 mm	17,619	1960	φ=10 mm	22,506	1960	φ=10 mm	29,291	1960	φ=10 mm	34,178
1975	φ=10 mm	31,601	1975	φ=10 mm	24,822	1975	φ=10 mm	28,824	1975	φ=10 mm	34,379	1975	φ=10 mm	38,381
1990	φ=10 mm	23,622	1990	φ=10 mm	18,754	1990	φ=10 mm	21,628	1990	φ=10 mm	25,617	1990	φ=10 mm	28,490
2005	φ=10 mm	26,043	2005	φ=10 mm	17,227	2005	φ=10 mm	22,431	2005	φ=10 mm	29,655	2005	φ=10 mm	34,859
2015	φ=10 mm	11,993	2015	φ=10 mm	7,945	2015	φ=10 mm	10,334	2015	φ=10 mm	13,652	2015	φ=10 mm	16,041

Figura 5.110: Curve di crescita con dati gaussiani

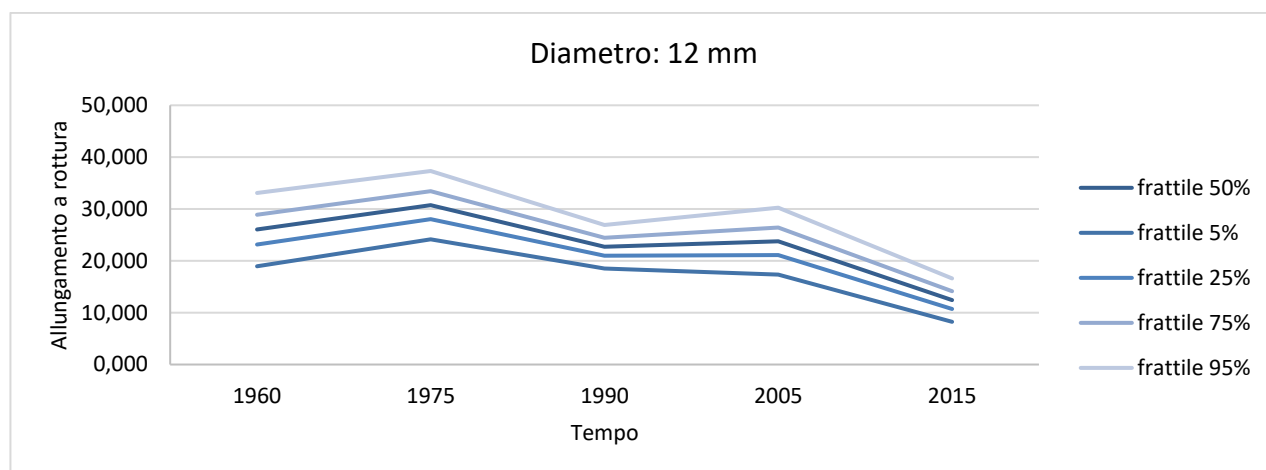
2) Distribuzione dati reali:



A%-FRATTILE 50%			A%-FRATTILE 5%			A%-FRATTILE 25%			A%-FRATTILE 75%			A%-FRATTILE 95%		
[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]
1960	φ=10 mm	25,899	1960	φ=10 mm	17,000	1960	φ=10 mm	23,000	1960	φ=10 mm	29,000	1960	φ=10 mm	33,000
1975	φ=10 mm	31,601	1975	φ=10 mm	24,000	1975	φ=10 mm	30,000	1975	φ=10 mm	34,000	1975	φ=10 mm	38,000
1990	φ=10 mm	23,622	1990	φ=10 mm	19,800	1990	φ=10 mm	21,400	1990	φ=10 mm	26,000	1990	φ=10 mm	27,600
2005	φ=10 mm	26,043	2005	φ=10 mm	16,000	2005	φ=10 mm	23,000	2005	φ=10 mm	30,000	2005	φ=10 mm	32,000
2015	φ=10 mm	11,993	2015	φ=10 mm	7,400	2015	φ=10 mm	10,660	2015	φ=10 mm	13,800	2015	φ=10 mm	15,970

Figura 5.111: Curve di crescita con dati reali

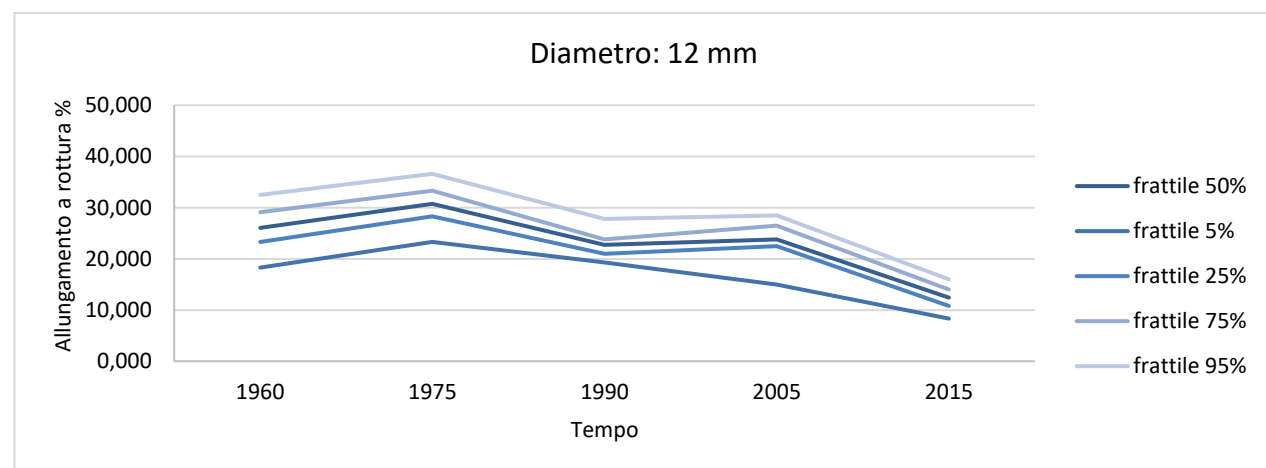
1) Distribuzione gaussiana:



A%-FRATTILE 50%			A%-FRATTILE 5%			A%-FRATTILE 25%			A%-FRATTILE 75%			A%-FRATTILE 95%		
[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]
1960	φ=12 mm	26,024	1960	φ=12 mm	18,956	1960	φ=12 mm	23,128	1960	φ=12 mm	28,920	1960	φ=12 mm	33,093
1975	φ=12 mm	30,739	1975	φ=12 mm	24,148	1975	φ=12 mm	28,038	1975	φ=12 mm	33,439	1975	φ=12 mm	37,329
1990	φ=12 mm	22,728	1990	φ=12 mm	18,526	1990	φ=12 mm	21,006	1990	φ=12 mm	24,450	1990	φ=12 mm	26,930
2005	φ=12 mm	23,773	2005	φ=12 mm	17,320	2005	φ=12 mm	21,129	2005	φ=12 mm	26,417	2005	φ=12 mm	30,226
2015	φ=12 mm	12,426	2015	φ=12 mm	8,240	2015	φ=12 mm	10,711	2015	φ=12 mm	14,141	2015	φ=12 mm	16,611

Figura 5.112: Curve di crescita con dati gaussiani

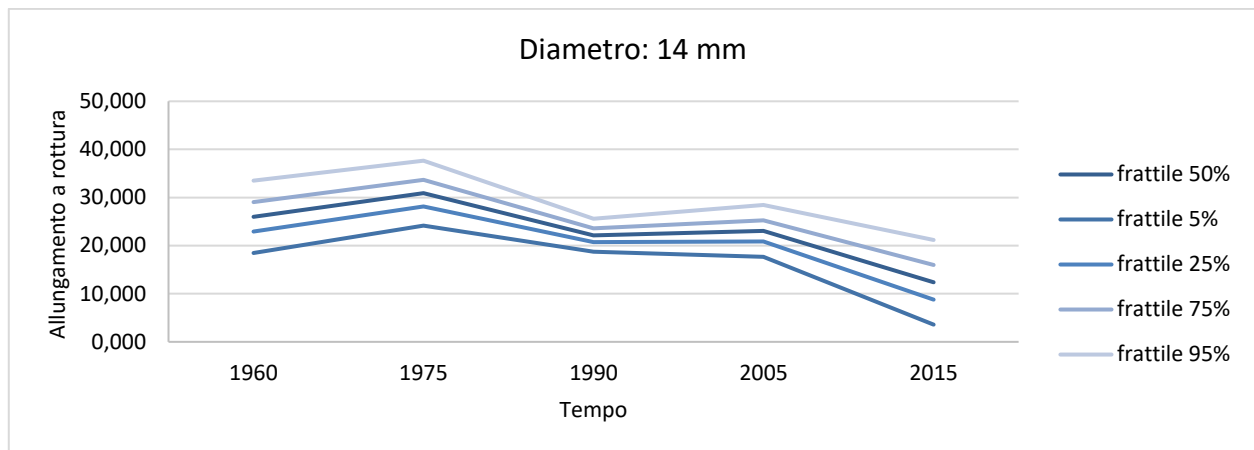
2) Distribuzione dati reali:



A%-FRATTILE 50%			A%-FRATTILE 5%			A%-FRATTILE 25%			A%-FRATTILE 75%			A%-FRATTILE 95%		
[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]
1960	φ=12 mm	26,024	1960	φ=12 mm	18,300	1960	φ=12 mm	23,300	1960	φ=12 mm	29,100	1960	φ=12 mm	32,500
1975	φ=12 mm	30,739	1975	φ=12 mm	23,300	1975	φ=12 mm	28,300	1975	φ=12 mm	33,300	1975	φ=12 mm	36,600
1990	φ=12 mm	22,728	1990	φ=12 mm	19,300	1990	φ=12 mm	21,000	1990	φ=12 mm	23,800	1990	φ=12 mm	27,800
2005	φ=12 mm	23,773	2005	φ=12 mm	15,000	2005	φ=12 mm	22,500	2005	φ=12 mm	26,500	2005	φ=12 mm	28,500
2015	φ=12 mm	12,426	2015	φ=12 mm	8,330	2015	φ=12 mm	10,800	2015	φ=12 mm	14,000	2015	φ=12 mm	16,000

Figura 5.113: Curve di crescita con dati reali

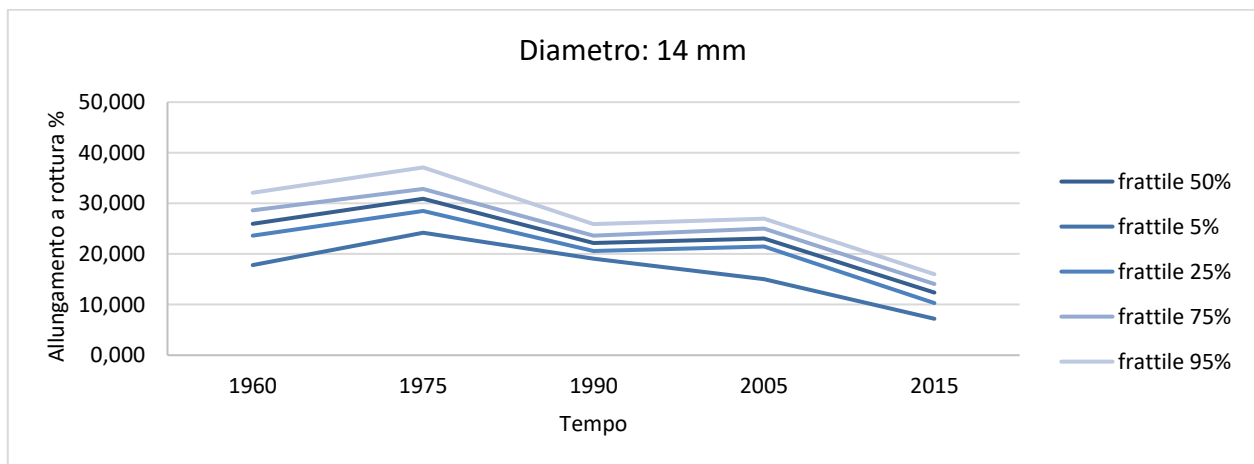
1) Distribuzione gaussiana:



A%-FRATTILE 50%			A%-FRATTILE 5%			A%-FRATTILE 25%			A%-FRATTILE 75%			A%-FRATTILE 95%		
[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]
1960	φ=14 mm	25,996	1960	φ=14 mm	18,497	1960	φ=14 mm	22,923	1960	φ=14 mm	29,069	1960	φ=14 mm	33,495
1975	φ=14 mm	30,909	1975	φ=14 mm	24,158	1975	φ=14 mm	28,143	1975	φ=14 mm	33,674	1975	φ=14 mm	37,659
1990	φ=14 mm	22,157	1990	φ=14 mm	18,720	1990	φ=14 mm	20,749	1990	φ=14 mm	23,566	1990	φ=14 mm	25,595
2005	φ=14 mm	23,075	2005	φ=14 mm	17,684	2005	φ=14 mm	20,866	2005	φ=14 mm	25,283	2005	φ=14 mm	28,465
2015	φ=14 mm	12,379	2015	φ=14 mm	3,583	2015	φ=14 mm	8,775	2015	φ=14 mm	15,983	2015	φ=14 mm	21,175

Figura 5.114: Curve di crescita con dati gaussiani

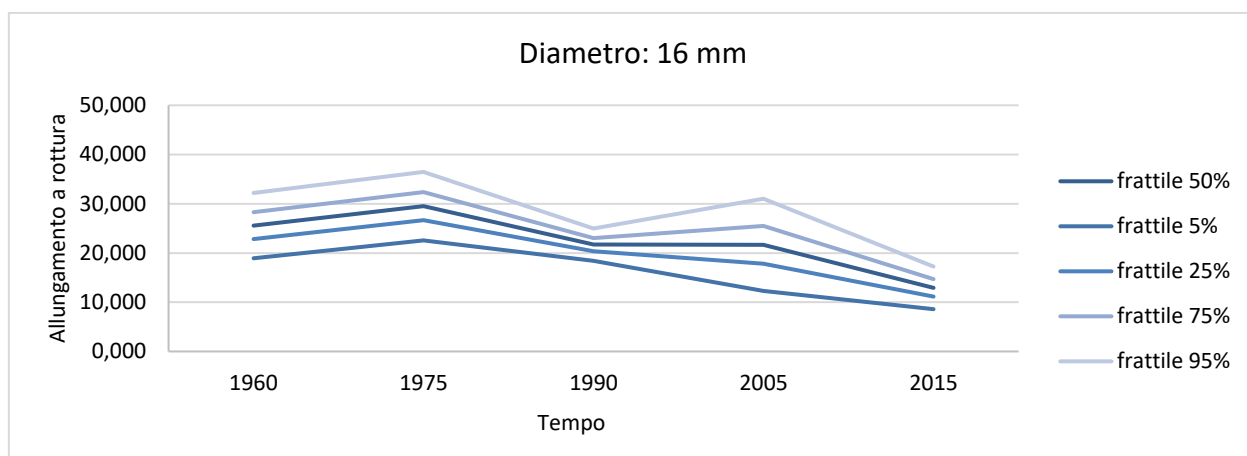
2) Distribuzione dati reali:



A%-FRATTILE 50%			A%-FRATTILE 5%			A%-FRATTILE 25%			A%-FRATTILE 75%			A%-FRATTILE 95%		
[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]
1960	φ=14 mm	25,996	1960	φ=14 mm	17,800	1960	φ=14 mm	23,600	1960	φ=14 mm	28,600	1960	φ=14 mm	32,100
1975	φ=14 mm	30,909	1975	φ=14 mm	24,200	1975	φ=14 mm	28,500	1975	φ=14 mm	32,850	1975	φ=14 mm	37,100
1990	φ=14 mm	22,157	1990	φ=14 mm	19,100	1990	φ=14 mm	20,600	1990	φ=14 mm	23,600	1990	φ=14 mm	25,900
2005	φ=14 mm	23,075	2005	φ=14 mm	15,000	2005	φ=14 mm	21,500	2005	φ=14 mm	25,000	2005	φ=14 mm	27,000
2015	φ=14 mm	12,379	2015	φ=14 mm	7,200	2015	φ=14 mm	10,300	2015	φ=14 mm	14,070	2015	φ=14 mm	16,000

Figura 5.115: Curve di crescita con dati reali

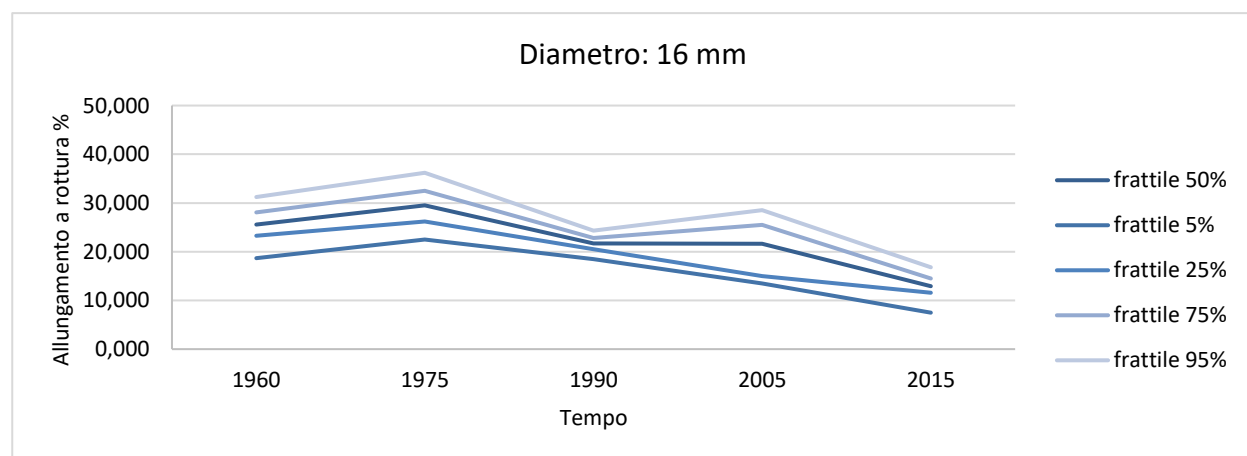
1) Distribuzione gaussiana:



A%-FRATTILE 50%			A%-FRATTILE 5%			A%-FRATTILE 25%			A%-FRATTILE 75%			A%-FRATTILE 95%		
[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]
1960	φ=16 mm	25,557	1960	φ=16 mm	18,937	1960	φ=16 mm	22,845	1960	φ=16 mm	28,270	1960	φ=16 mm	32,178
1975	φ=16 mm	29,515	1975	φ=16 mm	22,560	1975	φ=16 mm	26,666	1975	φ=16 mm	32,365	1975	φ=16 mm	36,470
1990	φ=16 mm	21,694	1990	φ=16 mm	18,429	1990	φ=16 mm	20,356	1990	φ=16 mm	23,031	1990	φ=16 mm	24,958
2005	φ=16 mm	21,636	2005	φ=16 mm	12,280	2005	φ=16 mm	17,802	2005	φ=16 mm	25,469	2005	φ=16 mm	30,992
2015	φ=16 mm	12,917	2015	φ=16 mm	8,591	2015	φ=16 mm	11,144	2015	φ=16 mm	14,689	2015	φ=16 mm	17,242

Figura 5.116: Curve di crescita con dati gaussiani

2) Distribuzione dati reali:



A%-FRATTILE 50%			A%-FRATTILE 5%			A%-FRATTILE 25%			A%-FRATTILE 75%			A%-FRATTILE 95%		
[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]	[-]	[mm]	[%]
1960	φ=16 mm	25,557	1960	φ=16 mm	18,700	1960	φ=16 mm	23,300	1960	φ=16 mm	28,100	1960	φ=16 mm	31,200
1975	φ=16 mm	29,515	1975	φ=16 mm	22,500	1975	φ=16 mm	26,200	1975	φ=16 mm	32,500	1975	φ=16 mm	36,200
1990	φ=16 mm	21,694	1990	φ=16 mm	18,500	1990	φ=16 mm	20,500	1990	φ=16 mm	22,800	1990	φ=16 mm	24,300
2005	φ=16 mm	21,636	2005	φ=16 mm	13,500	2005	φ=16 mm	15,000	2005	φ=16 mm	25,500	2005	φ=16 mm	28,500
2015	φ=16 mm	12,917	2015	φ=16 mm	7,490	2015	φ=16 mm	11,580	2015	φ=16 mm	14,500	2015	φ=16 mm	16,800

Figura 5.117: Curve di crescita con dati reali

Dai diagrammi ottenuti è possibile osservare come l'andamento degli allungamenti percentuali a rottura sia molto simile per i vari diametri, con un trend in leggera diminuzione con il passare degli anni. In linea generale, si può notare un calo del valore dell'allungamento percentuale fra l'inizio e la fine del periodo in esame di circa il 10-15%; ciò sta ad indicare che l'allungamento percentuale a rottura nel corso del tempo varia indipendentemente dal diametro dei provini.

Un'altra considerazione che può essere fatta è legata all'andamento delle distribuzioni dei frattili nel tempo; riportando i punti relativi ai frattili calcolati attraverso la macro del foglio di calcolo si può notare come la distribuzione di tali punti tende a restringersi nel corso degli anni, avvicinandosi sempre di più al valore medio, corrispondente al frattile del 50%. Ciò indica che col passare degli anni si ha una distribuzione dei dati sempre più concentrata e di conseguenza un grado di precisione via via più elevato.

Allo stesso risultato si arriva anche osservando le differenze fra i grafici relativi alle distribuzioni gaussiane e quelle descritte dai dati reali: in questi ultimi infatti, le curve dei frattili appaiono più vicine fra loro e maggiormente concentrate intorno alla mediana, e questo indica come l'analisi attraverso i dati reali porti ad avere un grado di precisione ancora più alto rispetto all'analisi svolta con la curva gaussiana. In particolare, è possibile osservare come in corrispondenza degli anni 1975 e 2005 si ha un allargamento delle curve dei frattili che dunque si discostano dal valore medio, mentre nel 1990 si ha al contrario un restringimento delle curve. Le variazioni che si possono osservare nell'andamento delle curve sono anche la conseguenza del fatto che i certificati analizzati fanno riferimento a soli cinque anni, uno ogni quindici, dunque avendo avuto a disposizione un database contenente anche i dati relativi agli anni intermendi si avrebbero avuti dei diagrammi più ricchi di informazioni e ancor più dettagliati.

Nonostante ciò, dai diagrammi ottenuti si possono osservare le variazioni dei valori di A% fra periodi successivi di quindici anni ciascuno; da questa osservazione emerge come sia per la rottura che per lo snervamento ci siano dislivelli fra un quindicennio e l'altro che in alcuni casi sfiorano il 12%; questo è legato al fatto che nel periodo temporale analizzato sono stati fatti numerosi progressi tecnologici e scientifici che hanno portato a importanti cambiamenti delle proprietà meccaniche del materiale nell'arco di pochi anni.

Di seguito si riporta il diagramma comparato degli allungamenti percentuali a rottura facendo riferimento a tre diametri fra quelli analizzati in precedenza; dall'osservazione dei risultati emerge quanto era stato descritto in precedenza, ovvero che l'andamento dell'allungamento percentuale a rottura negli anni mostra un trend decrescente indipendentemente dal diametro dei provini.

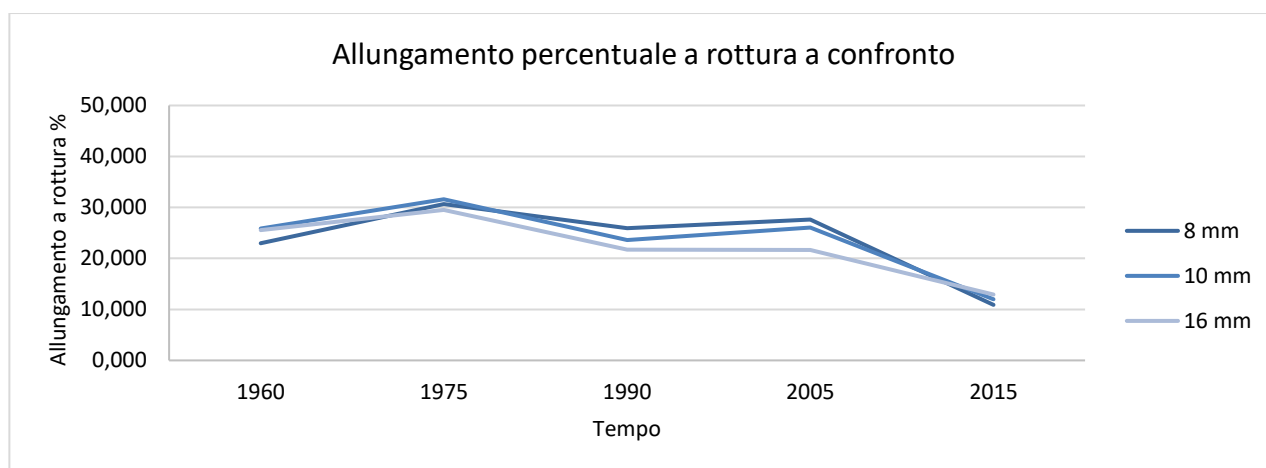


Figura 5.118: Curve di crescita dell'allungamento % a rottura a confronto

5.7.3 Analisi per tipi di acciaio nel periodo di riferimento

Un terzo tipo di analisi sui dati raccolti è stata effettuata andando a suddividere il database in funzione delle tipologie. Ciò è importante in quanto, se si dispone di uno stato di conoscenza che comprende, oltre al periodo di costruzione, anche la categoria di acciaio adoperata, è ovviamente possibile ridurre le incertezze legate alla determinazione delle caratteristiche meccaniche. In tal senso, come è possibile osservare dai diagrammi riportati in questo paragrafo, le distribuzioni in funzione della categoria di acciaio mostrano una misura della dispersione intorno al valore atteso più bassa. Quindi se è nota anche la categoria di acciaio utilizzata, è possibile affidarsi a valori di tensioni di rottura più realistici ed affetti da una minore incertezza. Di seguito si riportano i grafici ottenuti dall'analisi di tipo statistico effettuata sui dati raccolti nel database.

1) Acciaio Aq 42

- Tensione di rottura:

	gauss	reali
n=	558	558
sqm=	107,727238	
min=		242,50228
fratt_5%=	334,4997335	391,437309
fratt_25%=	439,1028816	444,106819
Media=	511,7110401	511,71104
fratt_75%=	584,3191985	552,157662
fratt_95%=	688,9223466	712,111682
max=		1189,26266
mediana=		485,854614

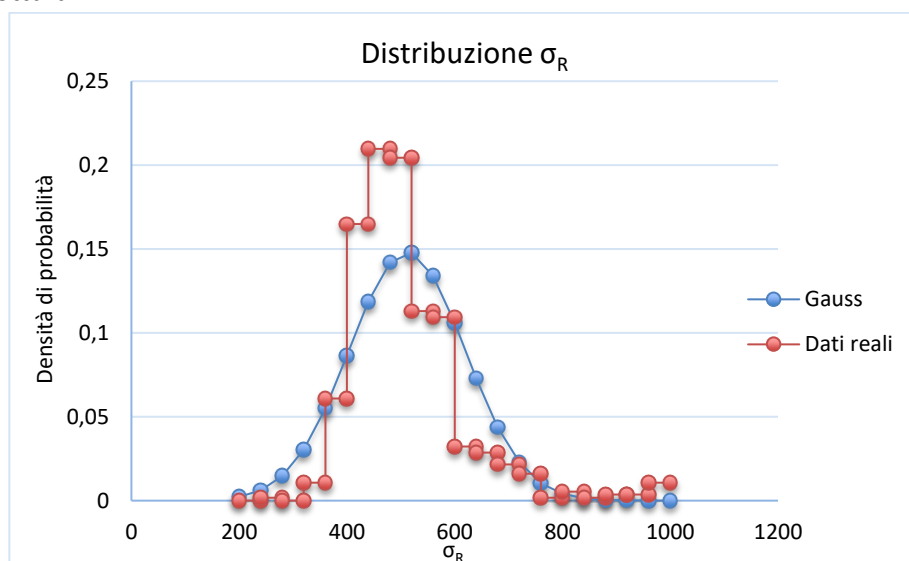


Figura 5.119: Distribuzione gaussiana delle tensioni di rottura

- Tensione di snervamento:

	gauss	reali
n=	558	558
sqm=	79,19358453	
min=		101,936799
fratt_5%=	235,7337173	274,699816
fratt_25%=	312,6306879	322,54629
Media=	366,0071639	366,007164
fratt_75%=	419,3836399	390,504156
fratt_95%=	496,2806105	502,541927
max=		842,243766
mediana=		355,804879

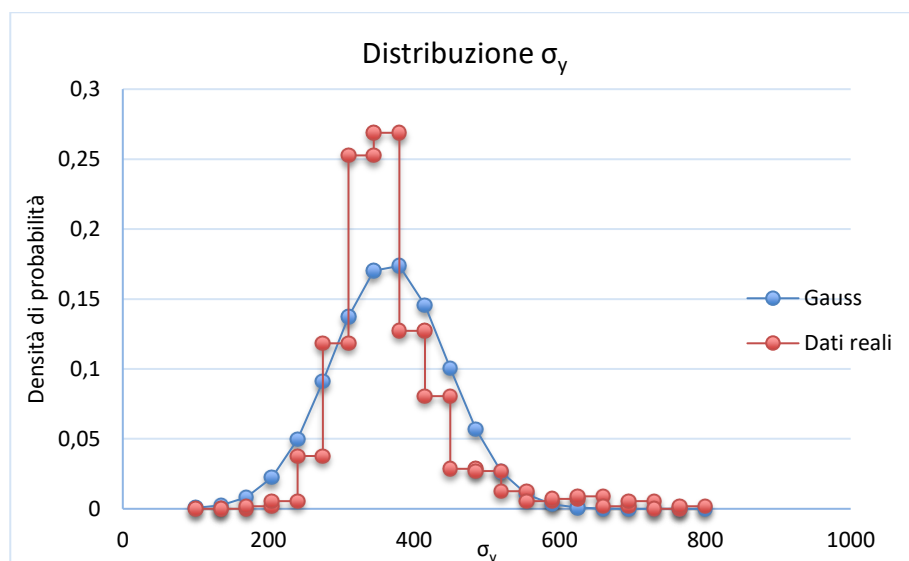


Figura 5.120: Distribuzione gaussiana delle tensioni di snervamento

5.7.3 Analisi per tipi di acciaio nel periodo di riferimento

Un terzo tipo di analisi sui dati raccolti è stata effettuata andando a suddividere il database in funzione delle tipologie. Ciò è importante in quanto, se si dispone di uno stato di conoscenza che comprende, oltre al periodo di costruzione, anche la categoria di acciaio adoperata, è ovviamente possibile ridurre le incertezze legate alla determinazione delle caratteristiche meccaniche. In tal senso, come è possibile osservare dai diagrammi riportati in questo paragrafo, le distribuzioni in funzione della categoria di acciaio mostrano una misura della dispersione intorno al valore atteso più bassa. Quindi se è nota anche la categoria di acciaio utilizzata, è possibile affidarsi a valori di tensioni di rottura più realistici ed affetti da una minore incertezza. Di seguito si riportano i grafici ottenuti dall'analisi di tipo statistico effettuata sui dati raccolti nel database.

1) Acciaio Aq 42

- Tensione di rottura:

	gauss	reali
n=	558	558
sqm=	107,727238	
min=		242,50228
fratt_5%=	334,4997335	391,437309
fratt_25%=	439,1028816	444,106819
Media=	511,7110401	511,71104
fratt_75%=	584,3191985	552,157662
fratt_95%=	688,9223466	712,111682
max=		1189,26266
mediana=		485,854614

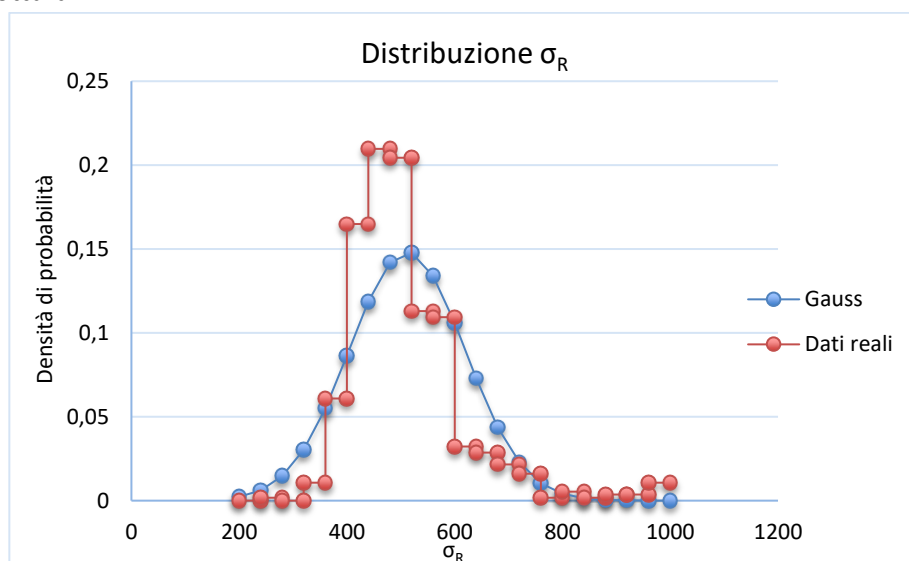


Figura 5.119: Distribuzione gaussiana delle tensioni di rottura

- Tensione di snervamento:

	gauss	reali
n=	558	558
sqm=	79,19358453	
min=		101,936799
fratt_5%=	235,7337173	274,699816
fratt_25%=	312,6306879	322,54629
Media=	366,0071639	366,007164
fratt_75%=	419,3836399	390,504156
fratt_95%=	496,2806105	502,541927
max=		842,243766
mediana=		355,804879

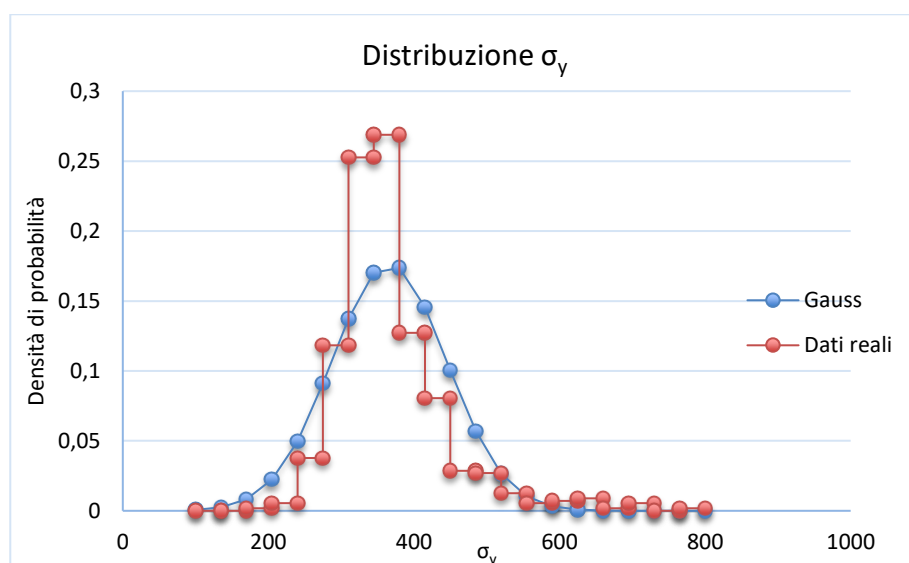


Figura 5.120: Distribuzione gaussiana delle tensioni di snervamento

2) Acciaio Aq 50

- Tensione di rottura:

	gauss	reali
n=	1900	1900
sqm=	107,0315237	
min=		118,455688
fratt_5%=	399,9621618	434,118906
fratt_25%=	503,8897712	512,390283
Media=	576,0290182	576,029018
fratt_75%=	648,1682651	615,586506
fratt_95%=	752,0958746	784,913354
max=		1224,54015
mediana=		562,638177

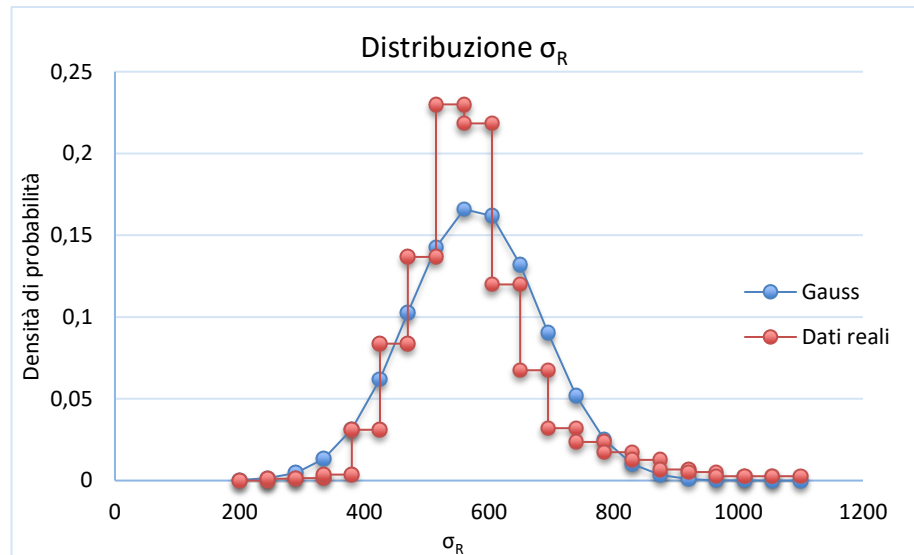


Figura 5.121: Distribuzione gaussiana delle tensioni di rottura

- Tensione di snervamento:

	gauss	reali
n=	1906	1906
sqm=	78,33359226	
min=		191,075167
fratt_5%=	280,3192691	311,896177
fratt_25%=	356,3811872	360,754737
Media=	409,1780283	409,178028
fratt_75%=	461,9748695	439,963072
fratt_95%=	538,0367876	554,357494
max=		957,91673
mediana=		394,561342

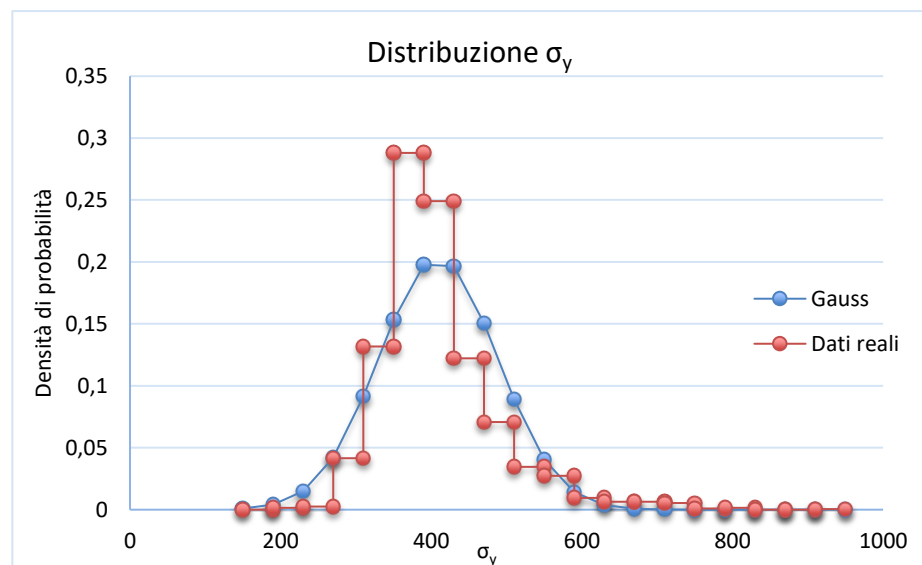


Figura 5.122: Distribuzione gaussiana delle tensioni di snervamento

3) Acciaio Aq 60

- Tensione di rottura:

	gauss	reali
n=	617	617
sqm=	165,7987069	
min=		362,228249
fratt_5%=	396,6567265	458,390957
fratt_25%=	557,6472709	555,244173
Media=	669,3955993	669,395599
fratt_75%=	781,1439277	745,373412
fratt_95%=	942,1344721	913,183826
max=		1981,8788
mediana=		654,2752

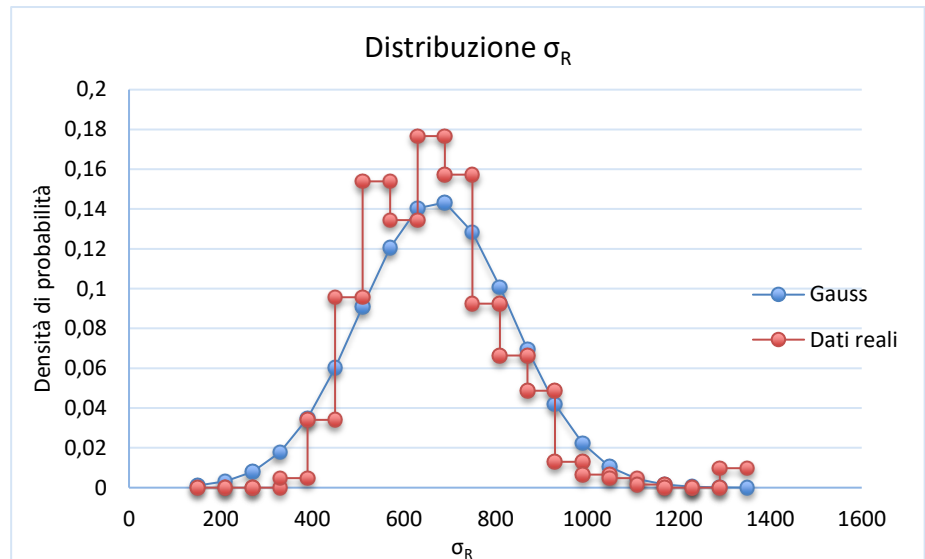


Figura 5.123: Distribuzione gaussiana delle tensioni di rottura

- Tensione di snervamento:

	gauss	reali
n=	603	603
sqm=	112,1405503	
min=		83,2137136
fratt_5%=	280,0084701	331,674959
fratt_25%=	388,8969445	383,166692
Media=	464,4796754	464,479675
fratt_75%=	540,0624063	511,631833
fratt_95%=	648,9508806	657,889981
max=		1299,59266
mediana=		450,560652

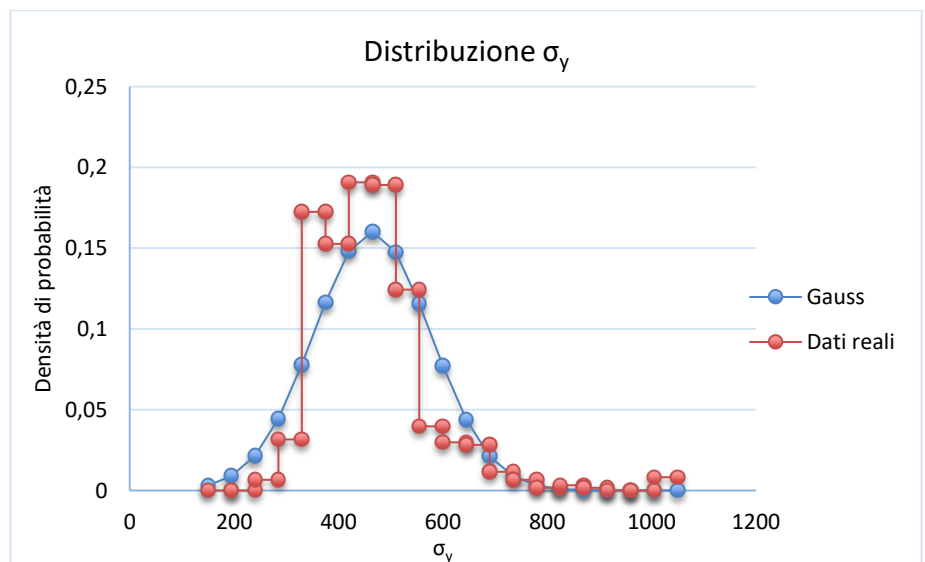


Figura 5.124: Distribuzione gaussiana delle tensioni di snervamento

4) Acciaio FeB 32 K

- Tensione di rottura:

	gauss	reali
n=	2285	2285
sqm=	88,96273698	
min=		56,0652396
fratt_5%=	472,0009065	495,310907
fratt_25%=	558,3837241	560,652396
Media=	618,3446088	618,344609
fratt_75%=	678,3054936	670,744139
fratt_95%=	764,6883112	774,719674
max=		1087,66565
mediana=		605,606524

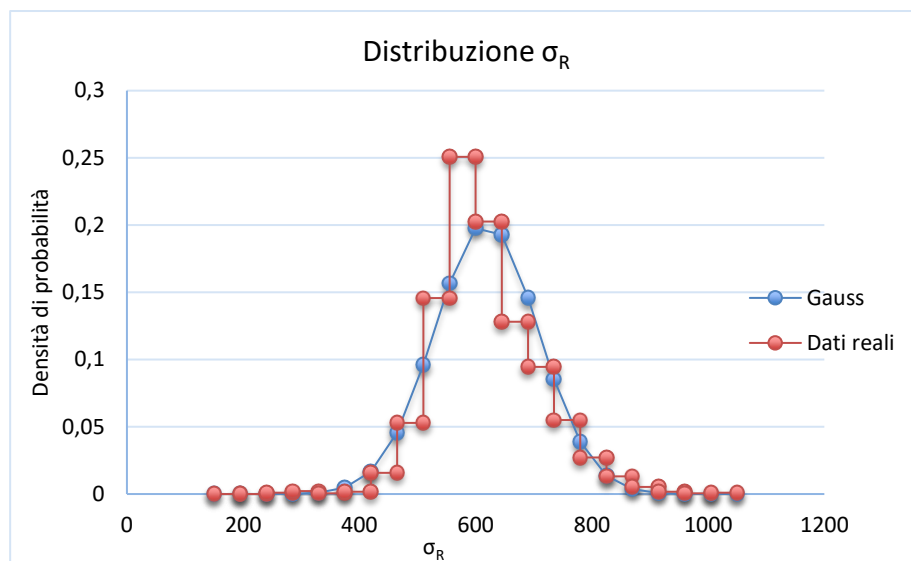


Figura 5.125: Distribuzione gaussiana delle tensioni di rottura

- Tensione di snervamento:

	gauss	reali
n=	2284	2284
sqm=	57,92352938	
min=		290,519878
fratt_5%=	330,7031656	344,546381
fratt_25%=	386,9469126	386,340469
Media=	425,9873714	425,987371
fratt_75%=	465,0278302	459,734964
fratt_95%=	521,2715772	525,993884
max=		1004,64997
mediana=		418,960245

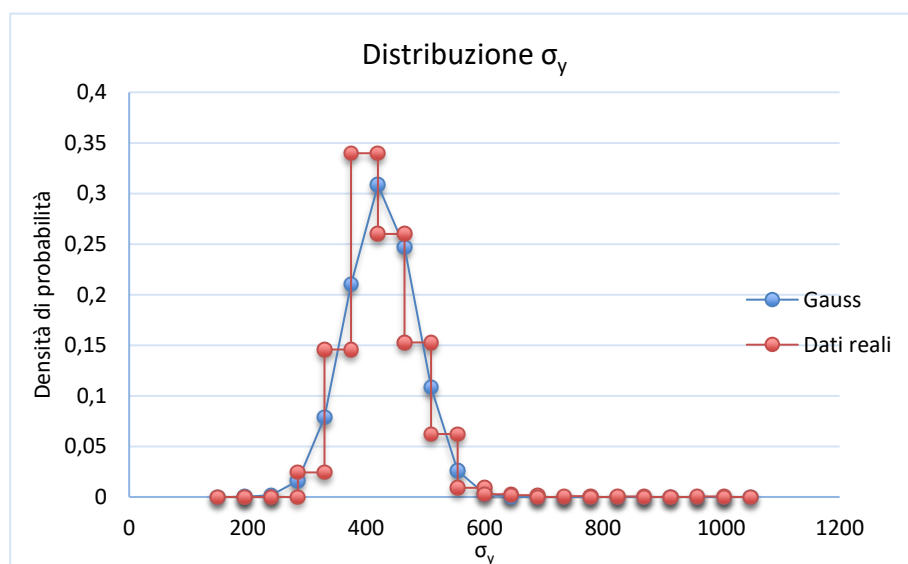


Figura 5.126: Distribuzione gaussiana delle tensioni di snervamento

5) Acciaio FeB 38 K

- Tensione di rottura:

	gauss	reali
n=	221	221
sqm=	57,78568363	
min=		579
fratt_5%=	621,3950391	604
fratt_25%=	677,5049379	686
Media=	716,4524887	716,452489
fratt_75%=	755,4000395	762
fratt_95%=	811,5099383	812
max=		847
mediana=		712

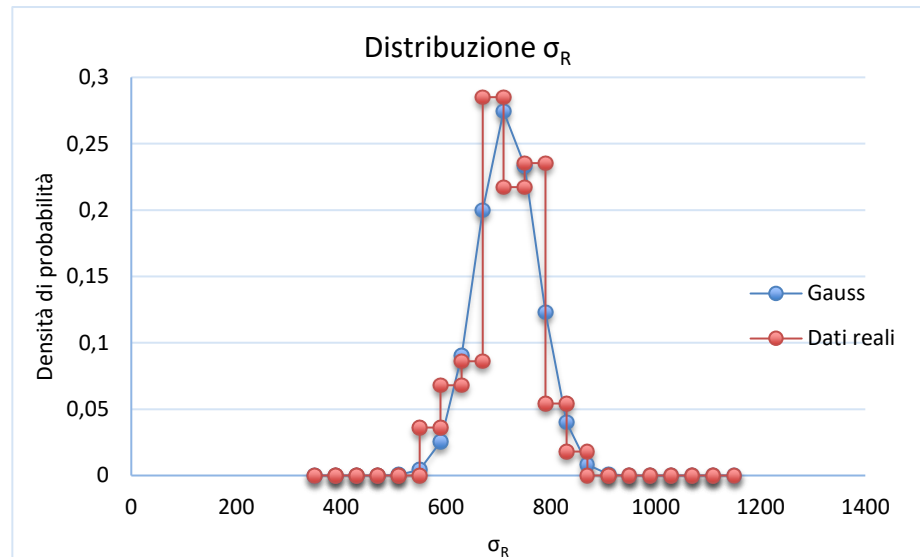


Figura 5.127: Distribuzione gaussiana delle tensioni di rottura

- Tensione di snervamento:

	gauss	reali
n=	221	221
sqm=	31,76153628	
min=		388
fratt_5%=	427,8699199	432
fratt_25%=	458,7103716	461
Media=	480,1176471	480,117647
fratt_75%=	501,5249225	493
fratt_95%=	532,3653742	533
max=		592
mediana=		480

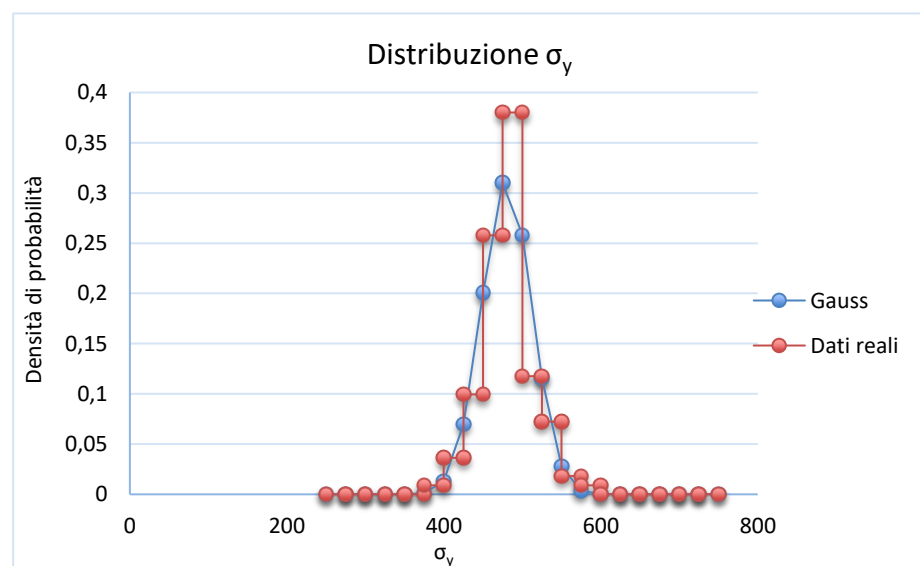


Figura 5.128: Distribuzione gaussiana delle tensioni di snervamento

6) Acciaio FeB 44 K

- Tensione di rottura:

	gauss	reali
n=	5556	5556
sqm=	89,27615861	
min=		328,236493
fratt_5%=	513,2508918	532,110092
fratt_25%=	599,9380418	606
Media=	660,1101727	660,110173
fratt_75%=	720,2823036	715
fratt_95%=	806,9694536	815
max=		1168
mediana=		642

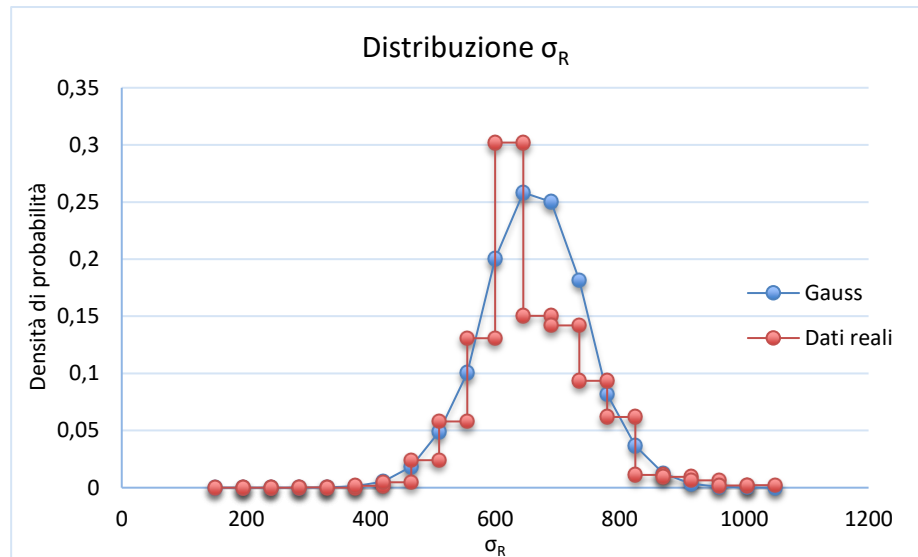


Figura 5.129: Distribuzione gaussiana delle tensioni di rottura

- Tensione di snervamento:

	gauss	reali
n=	5552	5552
sqm=	84,75978782	
min=		302,752294
fratt_5%=	357,1841794	366,972477
fratt_25%=	439,4859334	445
Media=	496,6140304	496,61403
fratt_75%=	553,7421274	547
fratt_95%=	636,0438814	603
max=		1040
mediana=		498

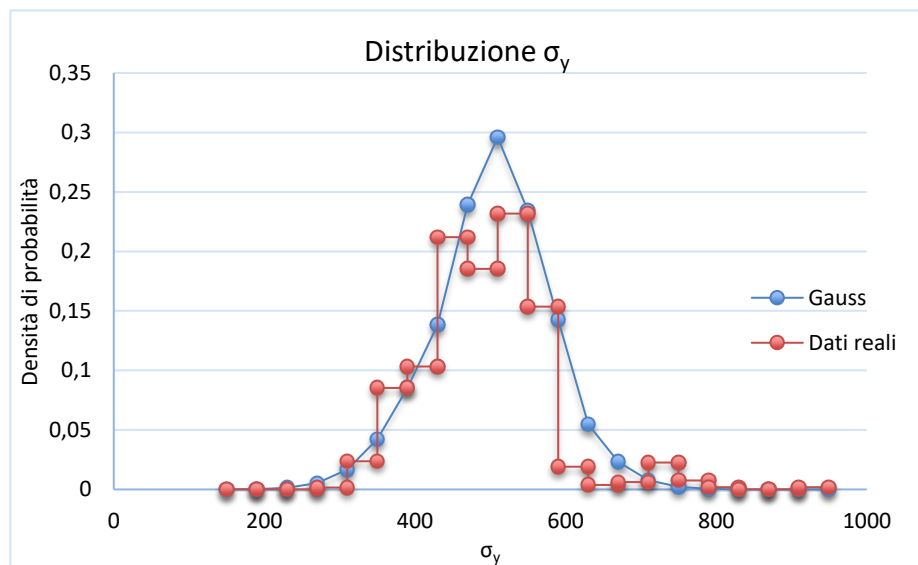


Figura 5.130: Distribuzione gaussiana delle tensioni di snervamento

7) Acciaio B 450 C

- Tensione di rottura:

	gauss	reali
n=	2682	2682
sqm=	40,90980731	
min=		373,65
fratt_5%=	556,8387286	585
fratt_25%=	596,5621515	609
Media=	624,1353617	624,135362
fratt_75%=	651,7085718	639,24
fratt_95%=	691,4319947	668
max=		1776
mediana=		624

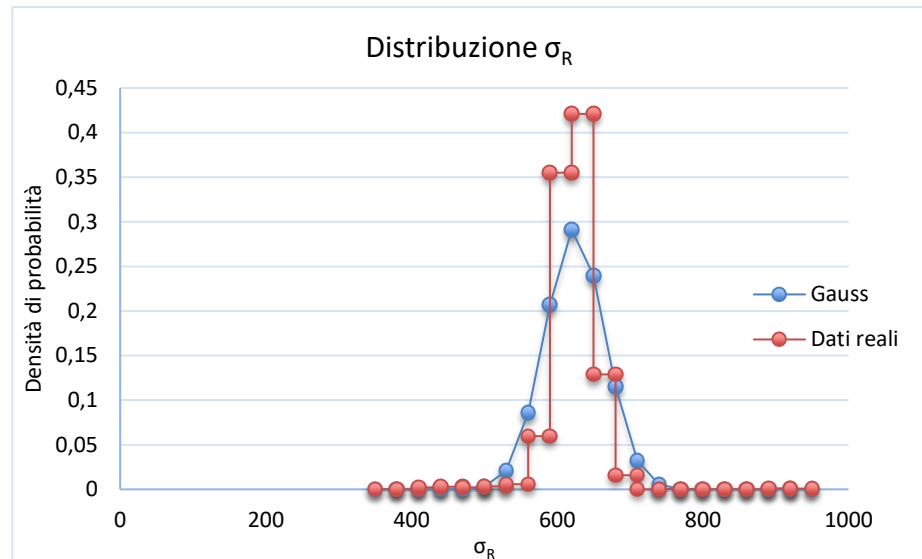


Figura 5.131: Distribuzione gaussiana delle tensioni di rottura

- Tensione di snervamento:

	gauss	reali
n=	2682	2682
sqm=	32,10238366	
min=		328,27
fratt_5%=	466,6935476	477
fratt_25%=	497,8649621	505
Media=	519,5019687	519,501969
fratt_75%=	541,1389753	537
fratt_95%=	572,3103898	561,9
max=		884
mediana=		520,47

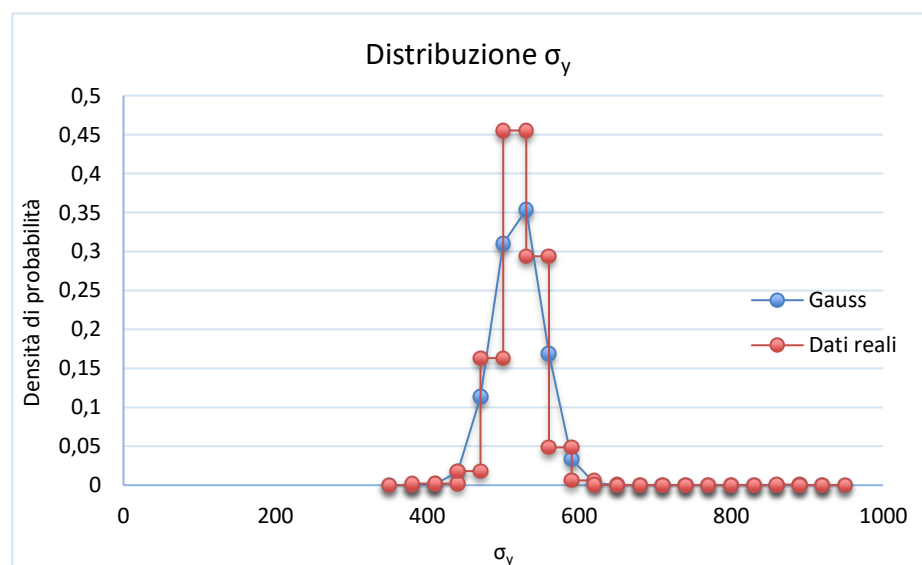


Figura 5.132: Distribuzione gaussiana delle tensioni di snervamento

Dall'osservazione dei diagrammi ottenuti, è possibile constatare che in linea generale all'aumentare della classe di resistenza le curve si spostano verso destra; ciò era pronosticabile dal fatto che sull'asse x sono riportate la tensione di rottura e quella di snervamento, i cui valori inevitabilmente aumentano al passaggio di una tipologia di acciaio ad un'altra di resistenza maggiore. Inoltre le curve si alzano e si restringono, ovvero la probabilità che si verifichi il valore atteso medio tende ad aumentare, e le deviazioni standard tendono a diminuire. Ciò è indice di una minore incertezza sulla tensione di rottura per le tipologie di acciaio a resistenza maggiore. Mettendo a confronto i valori ottenuti nelle tabelle sopra riportate per ciascuna tipologia di acciaio, è evidente come le variazioni nei valori di tensione fra una tipologia e quella immediatamente successiva in termini di resistenza, siano pressoché costanti, ad eccezione del tipo AQ 50 che rispetto ad AQ 60 presenta un distacco di circa 100 MPa per la rottura e di 60 MPa per lo snervamento e del tipo FeB32 che in confronto a FeB38 mostra un salto di 100 MPa per la rottura e 55 MPa per lo snervamento. Una leggera inversione di tendenza nell'andamento crescente della tensione di rottura all'aumentare della classe di resistenza è dato dall'acciaio B450C, che mostra rispetto alla tipologia FeB44 un calo di circa 40 MPa nel valore medio di tensione. Al contrario, nel caso dello snervamento, l'acciaio B450C segue il trend generale con un valore medio superiore a quello di FeB44 di circa 20 MPa.

Si ricorda, inoltre, che la tipologia FeB32 fa riferimento ad un periodo immediatamente successivo a quello delle altre categorie, per cui il fatto che la sua distribuzione tende a sovrapporsi a quella della tipologia AQ60 non è sorprendente.

Di seguito si riporta il grafico comparato che descrive proprio la variazione delle distribuzioni dei valori di σ_R e σ_y in funzione della tipologia di acciaio.

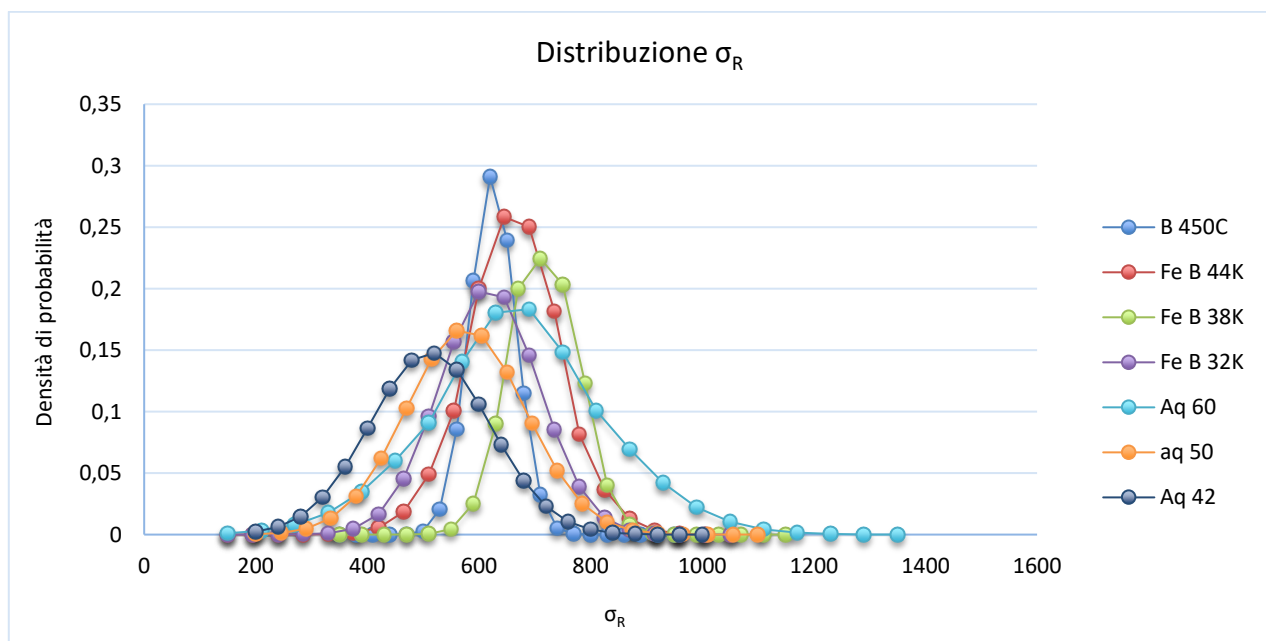


Figura 5.133: Distribuzione gaussiana delle tensioni di rottura a confronto

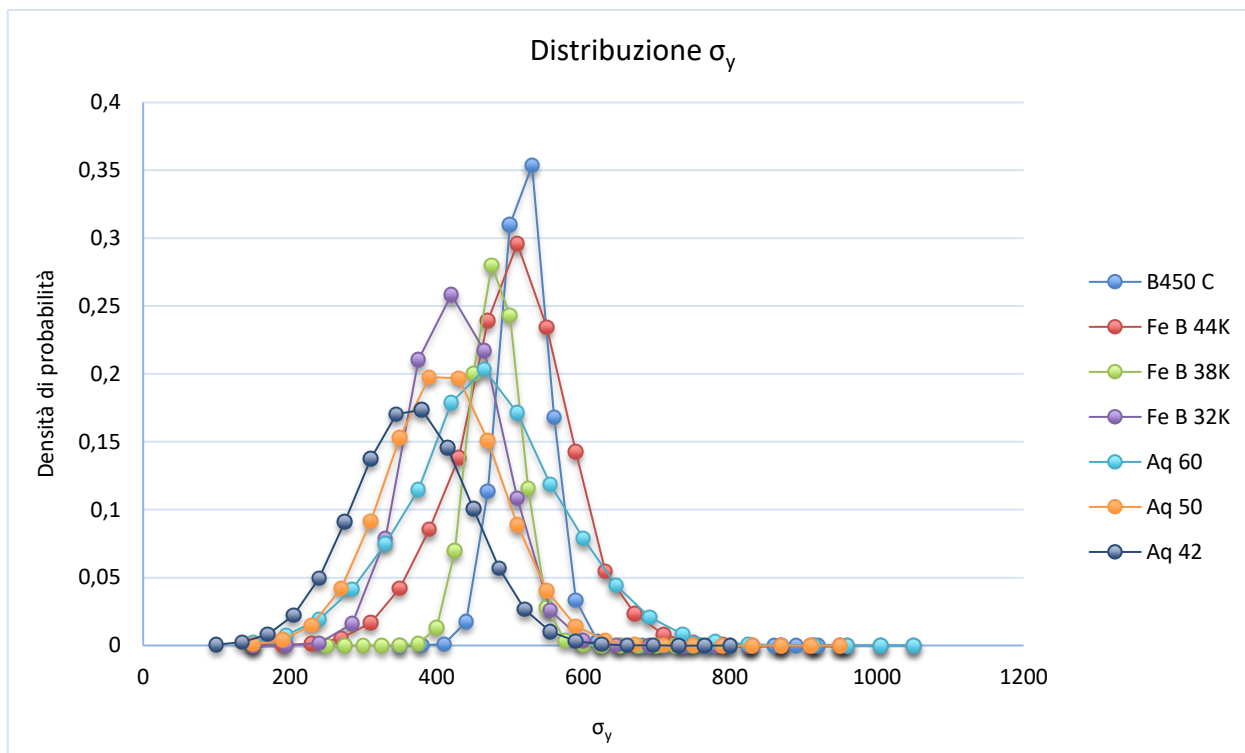


Figura 5.134: Distribuzione gaussiana delle tensioni di snervamento a confronto

Analogamente a quanto fatto nel paragrafo precedente, si passa all'analisi del secondo parametro meccanico preso in esame in questo studio, ovvero l'allungamento percentuale a rottura. Anche in questo caso, come in precedenza, è stato suddiviso il database in funzione delle tipologie di acciaio presenti nel periodo in esame e sono stati riportati i diagrammi relativi all'analisi statistica effettuata tramite la macro del foglio di calcolo. Di seguito si riportano i risultati.

1) Acciaio Aq 42:

	gauss	reali
n=	558	558
sqm=	5,611643412	
min=		4,2
fratt_5%=	17,31239497	15,3
fratt_25%=	22,76130073	23,7
Media=	26,54354839	26,5435484
fratt_75%=	30,32579605	30
fratt_95%=	35,7747018	34
max=		36,6
mediana=		27,5

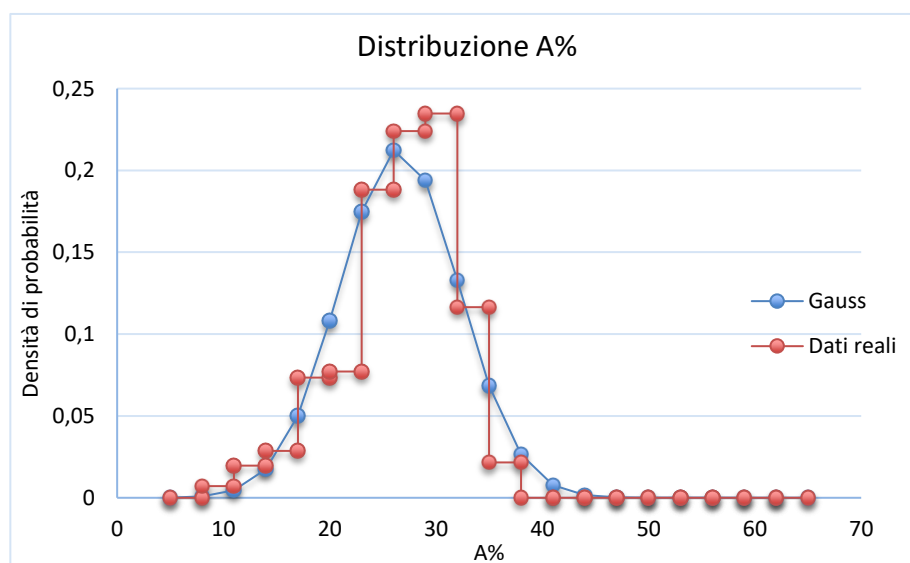


Figura 5.135: Distribuzione gaussiana dell'allungamento % a rottura

2) Acciaio Aq 50:

	gauss	reali
n=	1910	1910
sqm=	4,955561384	
min=		2,2
fratt_5%=	16,95754131	16,2
fratt_25%=	21,76939142	22,5
Media=	25,10943979	25,1094398
fratt_75%=	28,44948816	28,1
fratt_95%=	33,26133827	31,6
max=		90
mediana=		25,7

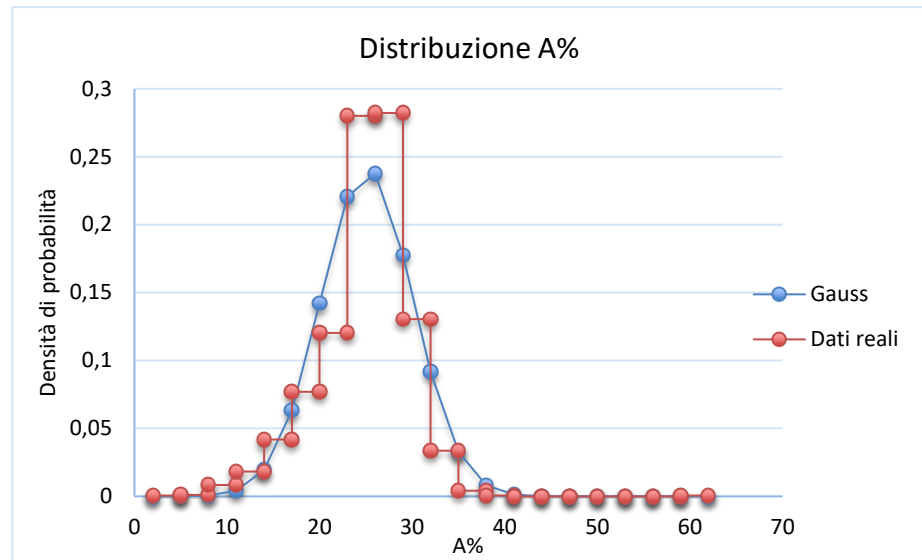


Figura 5.136: Distribuzione gaussiana dell'allungamento % a rottura

3) Acciaio Aq 60:

	gauss	reali
n=	607	607
sqm=	6,245364843	
min=		3,3
fratt_5%=	11,80677022	12,5
fratt_25%=	17,87101948	18
Media=	22,08039539	22,0803954
fratt_75%=	26,28977129	26,1
fratt_95%=	32,35402055	31,2
max=		50
mediana=		22

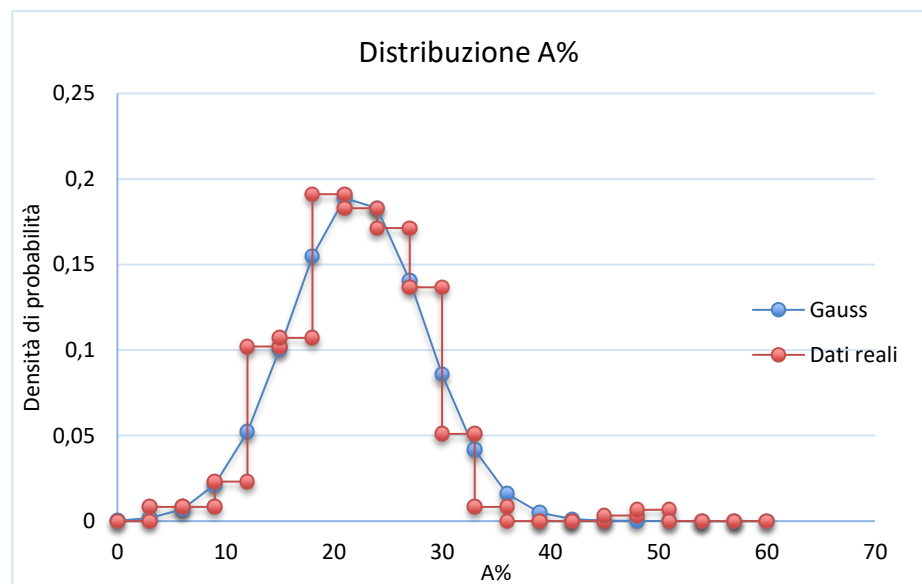


Figura 5.137: Distribuzione gaussiana dell'allungamento % a rottura

4) Acciaio FeB 32 K:

	gauss	reali
n=	2285	2285
sqm=	4,082526378	
min=		12,8
fratt_5%=	23,92093558	23,33
fratt_25%=	27,88506869	28
Media=	30,63669147	30,6366915
fratt_75%=	33,38831424	33,3
fratt_95%=	37,35244736	36,66
max=		54
mediana=		30

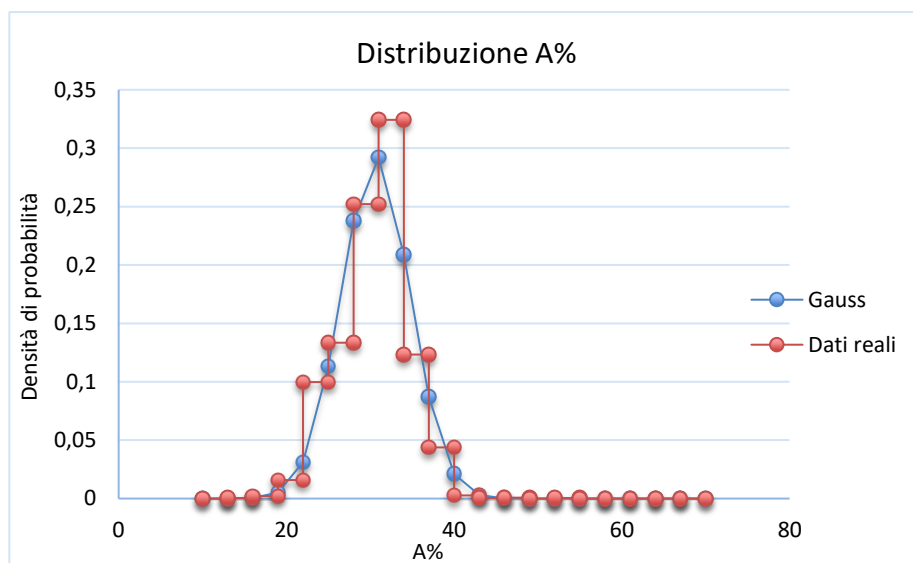


Figura 5.138: Distribuzione gaussiana dell'allungamento % a rottura

5) Acciaio FeB 38 K:

	gauss	reali
n=	221	221
sqm=	2,815892052	
min=		17,3
fratt_5%=	18,53663586	19,3
fratt_25%=	21,27086704	20,9
Media=	23,16877828	23,1687783
fratt_75%=	25,06668952	25,6
fratt_95%=	27,80092071	27,6
max=		29,8
mediana=		22,7

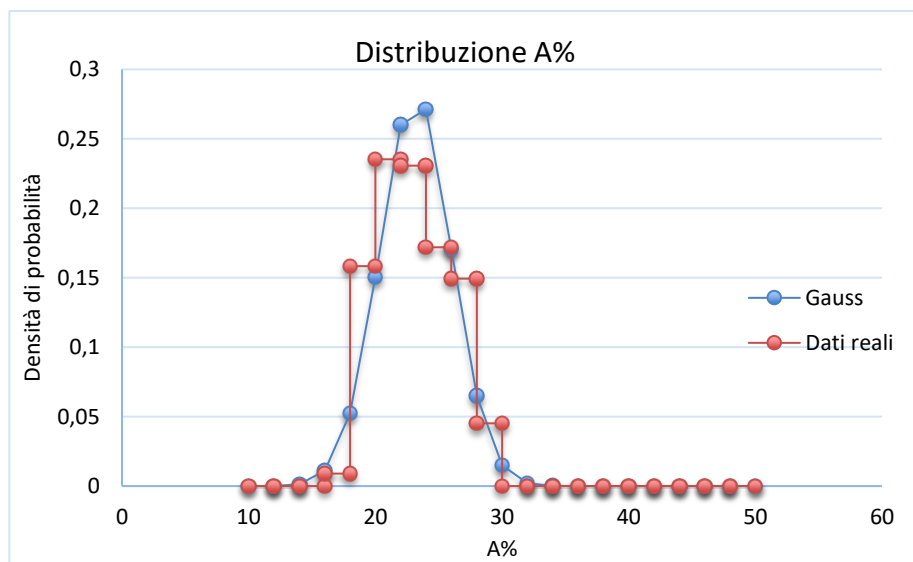


Figura 5.139: Distribuzione gaussiana dell'allungamento % a rottura

6) Acciaio FeB 44 K:

	gauss	reali
n=	5552	5552
sqm=	5,754749189	
min=		1,4
fratt_5%=	16,8645507	17
fratt_25%=	22,45241216	22,7
Media=	26,33111311	26,3311131
fratt_75%=	30,20981407	30
fratt_95%=	35,79767553	36
max=		53,5
mediana=		26

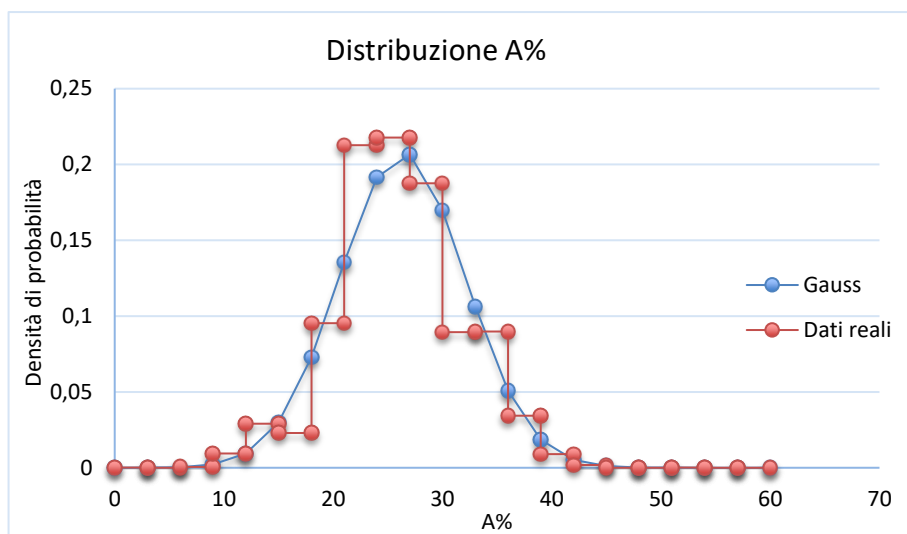


Figura 5.140: Distribuzione gaussiana dell'allungamento % a rottura

7) Acciaio B 450 C:

	gauss	reali
n=	2680	2680
sqm=	2,786168906	
min=		1,2
fratt_5%=	8,055591701	7,6
fratt_25%=	10,76096171	11
Media=	12,63883955	12,6388396
fratt_75%=	14,5167174	14,49
fratt_95%=	17,2220874	16,7
max=		27,04
mediana=		12,8

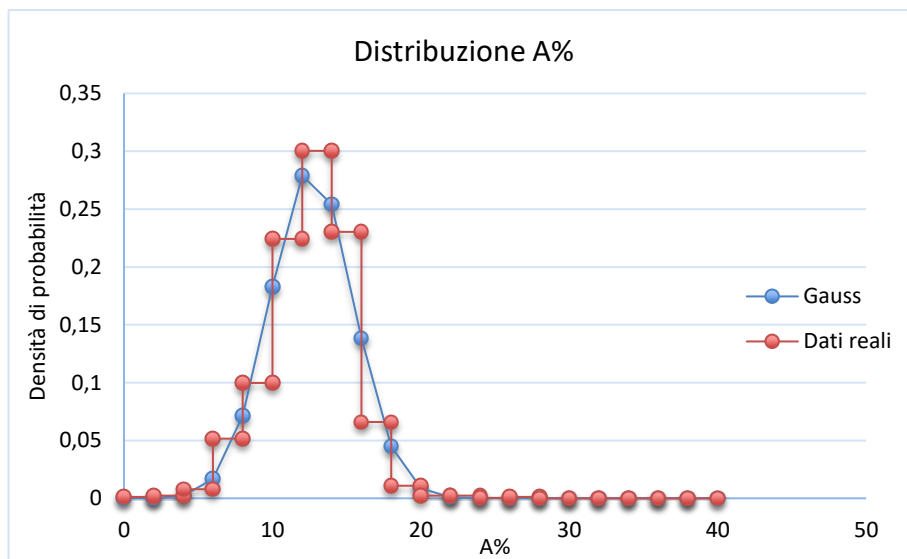


Figura 5.141: Distribuzione gaussiana dell'allungamento % a rottura

I risultati ottenuti mostrano come all'aumentare della classe di resistenza dell'acciaio il valore medio dell'allungamento percentuale a rottura tende a diminuire; infatti le curve tendono a spostarsi verso sinistra evidenziando come all'aumentare della resistenza diminuisce la duttilità. Nota la categoria di acciaio, quindi è possibile considerare un valore di percentuale di allungamento più consono nel caso in cui non si dispongano di informazioni sufficienti.

Nel grafico comparato sottostante si evidenzia proprio questa variazione delle curve in funzione della tipologia di acciaio a cui sono correlate.

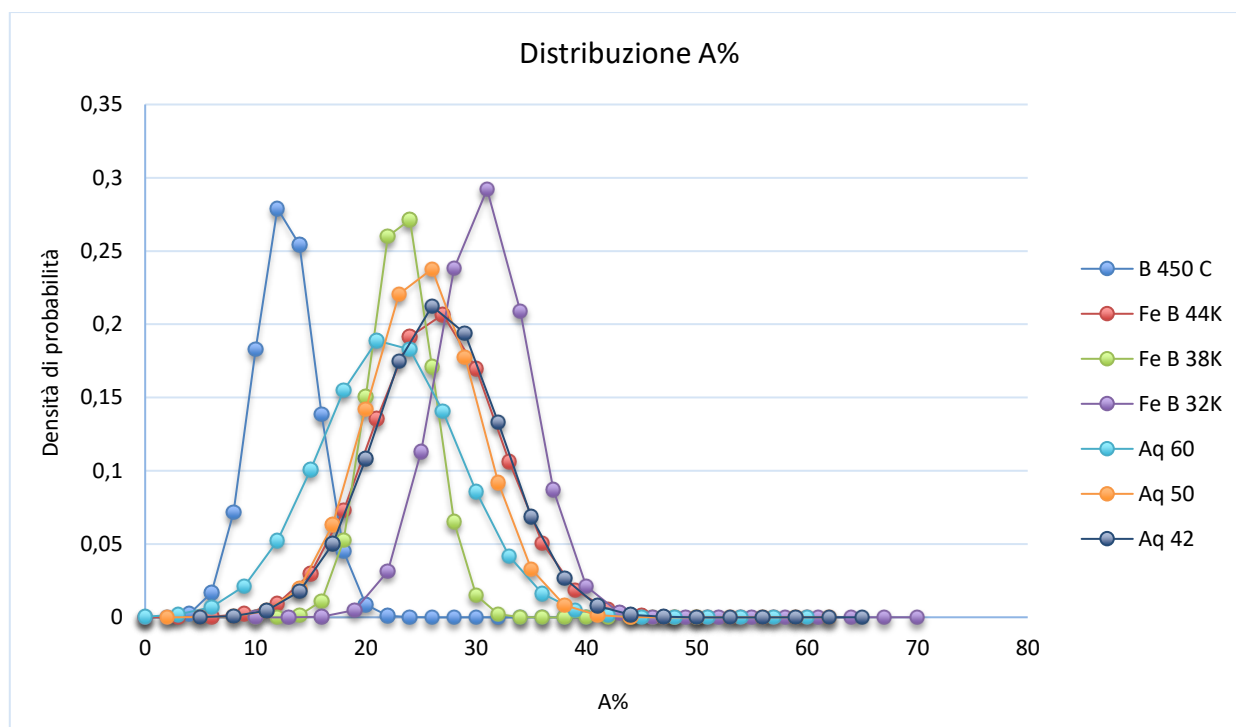


Figura 5.142: Distribuzione gaussiana dell'allungamento % a rottura a confronto

La categoria FeB32, presenta valori di percentuali di allungamento superiori testimoniate anche da un limite normativo, relativamente a tale parametro, superiore rispetto alla Circolare n.1472 del 23/05/1957. Non è più, quindi, possibile leggere la sovrapposizione con la categoria di acciaio relativa al periodo 1950 - 1972, in quanto l'acciaio FeB32 mostra non solo una percentuale di allungamento superiore rispetto alla rispettiva categoria che va a sostituire ma anche una deviazione standard minore. Ciò sta ad indicare che sebbene in termini di resistenza di snervamento non si registrano sostanziali cambiamenti, questa tipologia si presentano molto più duttile. Tale aspetto è da imputarsi non solo ad un miglioramento fisico-chimico della produzione di acciaio, ma anche ad una maggiore coscienza normativa.

CAPITOLO 6. APPLICAZIONE AL CASO REALE

6.1 Il viadotto di S. Stefano Belbo

La struttura presa in esame come caso studio per l'applicazione pratica della metodologia descritta in precedenza per la conoscenza delle caratteristiche meccaniche degli acciai da cemento armato in caso di mancanza di informazioni certe sulla struttura e in assenza di risultati di prove di laboratorio sui materiali, è un viadotto sito nella provincia di Asti realizzato nella prima metà degli anni '70 del secolo scorso, da parte di ANAS.



Figure 6.1 e 6.2: Fotografie del viadotto di S. Stefano Belbo

La Strada provinciale n. 592 rientra nel “Piano degli Investimenti e degli interventi sulla rete stradale”, e fra le opere soggette ad intervento di recupero è presente il viadotto di S. Stefano Belbo; questa struttura collega il comune di S. Stefano Belbo (CN) al comune di Canelli (AT) ed è stata oggetto di un intervento che ha eliminato le cause di un grave degrado e ha ripristinato alcune superfici in calcestruzzo. Durante i lavori si sono riscontrati gravi danni su alcune travi in c.a.p. in particolare, l'interruzione di diversi fili dell'armatura di precompressione.

6.2 La normativa di riferimento all'epoca della costruzione

Le principali normative in vigore nel periodo di realizzazione dell'opera in materia di costruzioni in calcestruzzo armato erano le seguenti:

- 1) Legge n. 1684 del 25 novembre 1962 (G.U. n. 326 del 22/12/1962): tale normativa mantiene due categorie sismiche (categoria 1/A e 2/A) ma, a differenza delle precedenti, prescrive l'applicazione delle norme non più solo ai Comuni già colpiti dai terremoti. Inoltre vengono definiti:
 - la riduzione dell'azione sismica per condizioni geologiche favorevoli;
 - nuovi limiti per le altezze massime ed il numero di piani;
 - l'obbligo di introdurre le norme del buon costruire nei piani regolatori comunali;
 - la ridefinizione dei coefficienti di proporzionalità e di distribuzione delle forze sismiche e nuovi coefficienti di riduzione dei sovraccarichi;

- consente le strutture in muratura, in c.a., in acciaio e legno;
 - vieta le strutture spingenti;
 - elimina gli effetti sismici verticali tranne che per le strutture a sbalzo (+40%).
- 2) D.M. 30/05/1974: è una “legge quadro”, in cui si inseriscono norme specifiche, quali le prescrizioni per opere speciali che si intrecciano con quelle sul cemento armato, integrandole in maniera opportuna. Questa legge ha parzialmente modificato la classificazione degli acciai da armatura, definendo le seguenti classi:
- Barre lisce:
 1. FeB 22 : tensione di snervamento $\geq 22 \text{ kg/mm}^2$
 tensione di rottura $\geq 34 \text{ kg/mm}^2$
 allungamento percentuale $\geq 24 \%$
 2. FeB 32 : tensione di snervamento $\geq 32 \text{ kg/mm}^2$
 tensione di rottura $\geq 50 \text{ kg/mm}^2$
 allungamento percentuale $\geq 23 \%$
 - Barre ad aderenza migliorata:
 1. FeB 38 : tensione di snervamento $\geq 38 \text{ kg/mm}^2$
 tensione di rottura $\geq 46 \text{ kg/mm}^2$
 allungamento percentuale $\geq 14 \%$
 2. FeB 44 : tensione di snervamento $\geq 44 \text{ kg/mm}^2$
 tensione di rottura $\geq 55 \text{ kg/mm}^2$
 allungamento percentuale $\geq 12 \%$

6.3 Il prelievo dei provini

A fronte dell'intervento di manutenzione da effettuare su tale struttura, sono stati estrapolati degli spezzoni di acciaio d'armatura che successivamente sono stati sottoposti alla prova di rottura a trazione, al fine di poterne valutare le caratteristiche meccaniche di resistenza.

In una provetta si distinguono le seguenti parti:

- la lunghezza della cosiddetta “parte centrale calibrata” L_c ;
- la lunghezza iniziale L_0 tra i riferimenti (2), più breve della precedente;
- il diametro d della parte calibrata a cui corrisponde una sezione S_0 (nel caso di provette a sezione circolare, larghezza a e l'altezza b della sezione se questa è rettangolare);
- le teste di serraggio (1), che hanno forma e dimensioni tali da essere afferrate tra le ganasce - della macchina con cui si effettua la prova;
- i raccordi ad archi di cerchio tra la parte calibrata e le teste, necessari per evitare pericolose concentrazioni di sforzi che influirebbero sui risultati della prova;
- la lunghezza totale L .

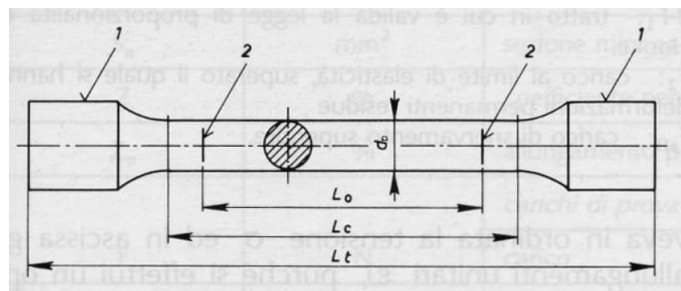


Figura 6.3: Provino di acciaio per prova a trazione

Sulla parte calibrata devono essere incisi, prima della prova, i riferimenti che individuano il “tratto utile” L_0 ed un certo numero di intervalli N tra tali riferimenti.

L’esperienza ha evidenziato che la forma e le dimensioni della provetta influenzano notevolmente le deformazioni. Per questo, è necessario assumere convenientemente la lunghezza L in modo da garantire un’uniforme distribuzione dello sforzo sull’intero tratto. La distanza tra i riferimenti dopo la rottura, misurata portando a far combaciare i due spezzoni, è detta lunghezza ultima L_u . L’allungamento subito dalla provetta è:

$$\Delta L = L_u - L_0$$

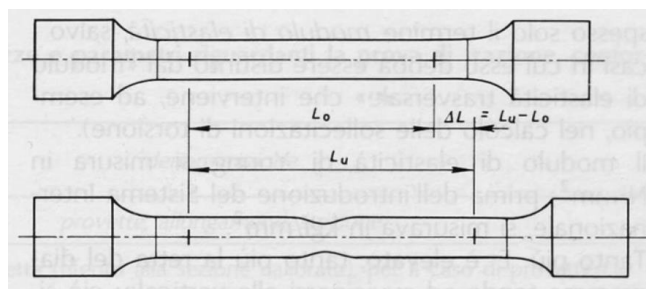


Figura 6.4: Provino di acciaio prima e dopo la prova di trazione

L’estrazione dei provini sui quali effettuare la prova di trazione viene svolta attraverso una prova ad alta invasività con la quale si estrae da un elemento in calcestruzzo armato la barra di acciaio da esaminare, adottando le necessarie misure di sicurezza al fine di evitare crolli o danneggiamenti della struttura stessa.

Una volta estratti, i campioni sono giunti presso il Politecnico di Torino dove, lavorati per renderne ortogonali le superfici di base, sono stati sottoposti a prova di rottura per trazione.

6.4 Confronto fra i risultati delle prove a trazione e i dati del Database

I provini che sono stati sottoposti alla prova di trazione sono stati catalogati attraverso delle sigle alfanumeriche e sono stati scelti appositamente di diverso diametro proprio per avere un quadro più ampio possibile delle caratteristiche prestazionali dell’acciaio in esame.

I tondini analizzati hanno le seguenti caratteristiche:

N.Provino	Sigla provino	Provenienza	Anno	Diametro	Sezione	σ_R	σ_y	A%
-	-	-	-	[mm]	[cm ²]	[Mpa]	[Mpa]	[%]
1	Staff. rave C	Cuneo	1975	10	0,8063	639	438	27,4
2	Staff. Trave G	Cuneo	1975	10	0,8121	638	432	27
3	PR2 Traverso barra E	Cuneo	1975	12	1,2106	648	432	24,17
4	PR2 Traverso barra E	Cuneo	1975	12	1,1748	650	420	28,67
5	PREL. Soletta E	Cuneo	1975	16	2,0676	717	449	25,13
6	Trave C barra	Cuneo	1975	16	2,0653	740	470	23,63

Figura 6.5: Caratteristiche dei provini di prova

Per verificare la validità del metodo sperimentale proposto, ovvero la definizione di un database contenente le caratteristiche prestazionali degli acciai storici utilizzabile per definire i valori di tensione a rottura, snervamento e allungamento percentuale a rottura prima di effettuare gli opportuni test di laboratorio, su provini di acciaio di strutture in c.a. delle quali è nota solamente l'epoca di costruzione, è sufficiente andare ad inserire i valori riportati nella tabella sopra riportata proprio all'interno delle curve di crescita delle tensioni e degli allungamenti descritte nel capitolo precedente.

L'analisi fatta suddividendo i provini del database per diametri consente di ricavare il valore medio della tensione di rottura, snervamento e dell'allungamento percentuale a rottura in funzione dell'anno di realizzazione del provino stesso.

Di seguito si riportano i risultati ottenuti suddivisi per i diametri considerati nei punti di prova.

1) Diametro: 10mm

- Tensione di rottura

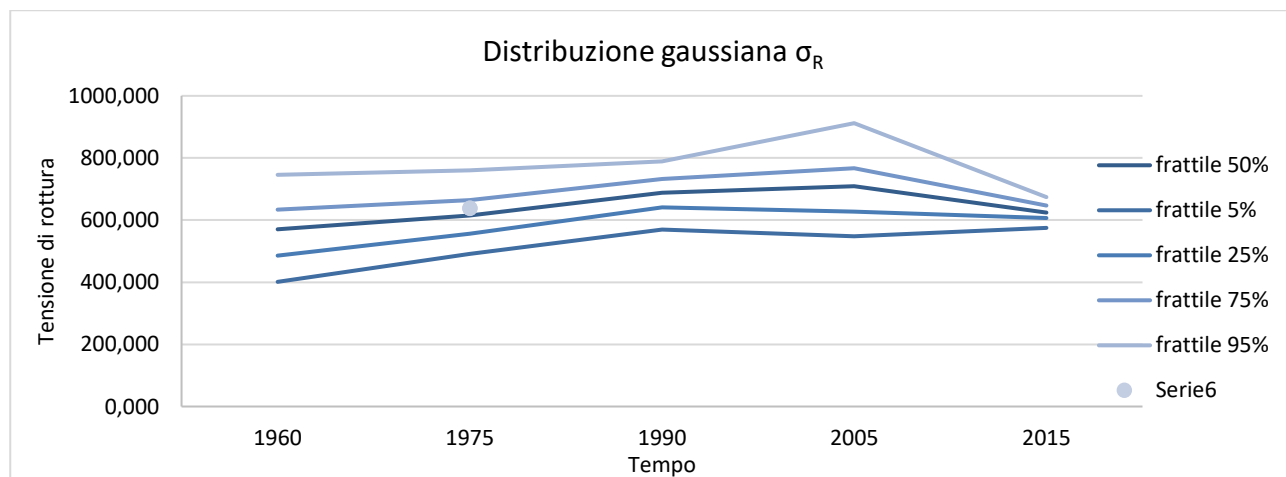


Figura 6.6: Verifica dei punti di prova nelle curve di crescita con dati gaussiani

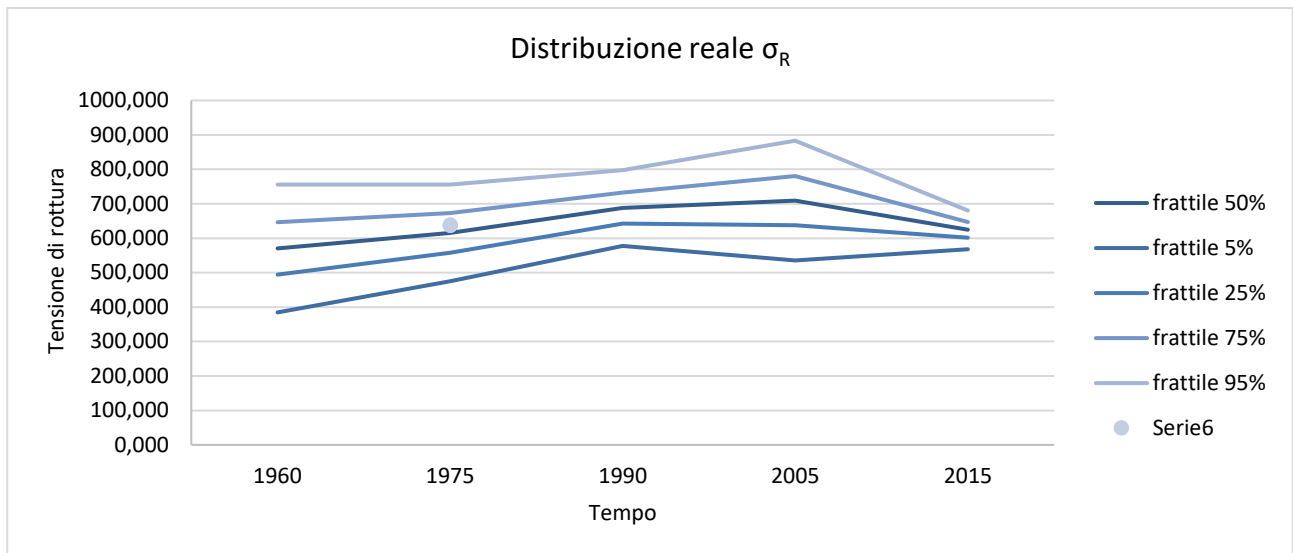


Figura 6.7: Verifica dei punti di prova nelle curve di crescita con dati reali

- Tensione di snervamento

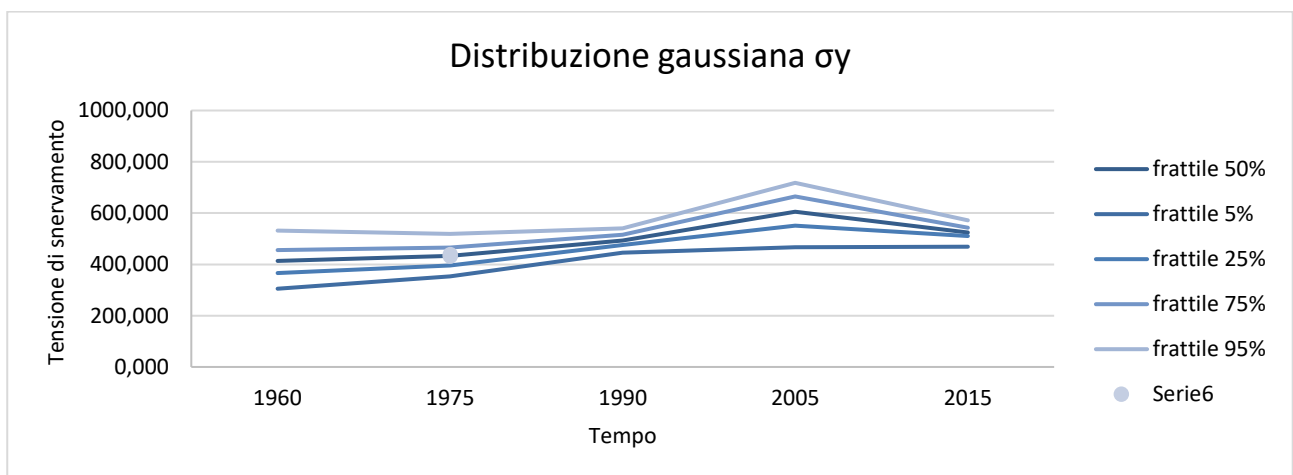


Figura 6.8: Verifica dei punti di prova nelle curve di crescita con dati gaussiani

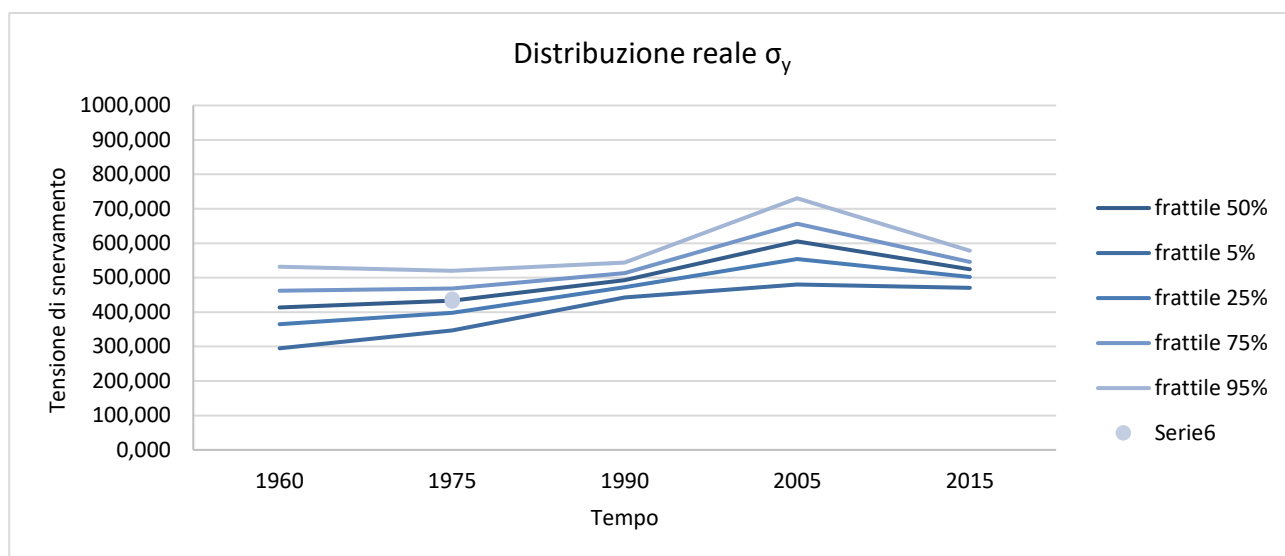


Figura 6.9: Verifica dei punti di prova nelle curve di crescita con dati reali

- Allungamento % a rottura

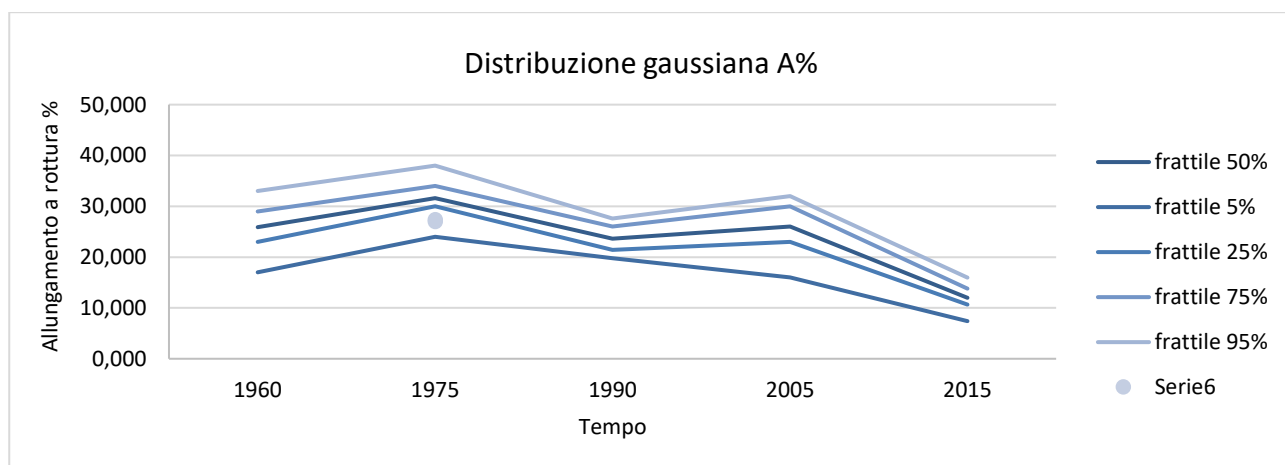


Figura 6.10: Verifica dei punti di prova nelle curve di crescita con dati gaussiani

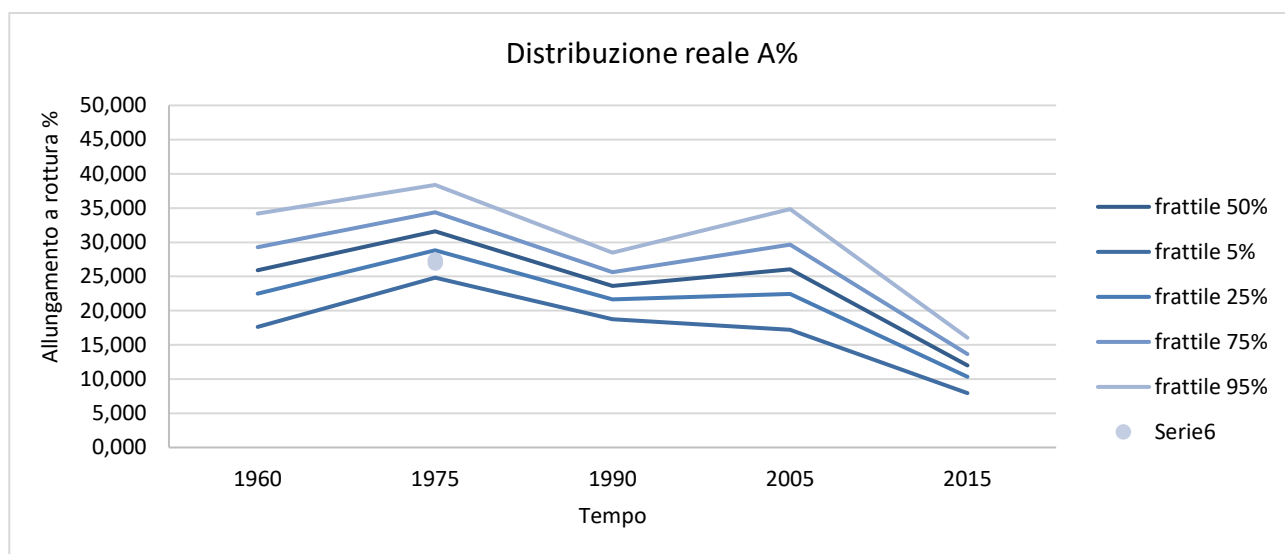


Figura 6.11: Verifica dei punti di prova nelle curve di crescita con dati reali

2) Diametro: 12mm

- Tensione di rottura

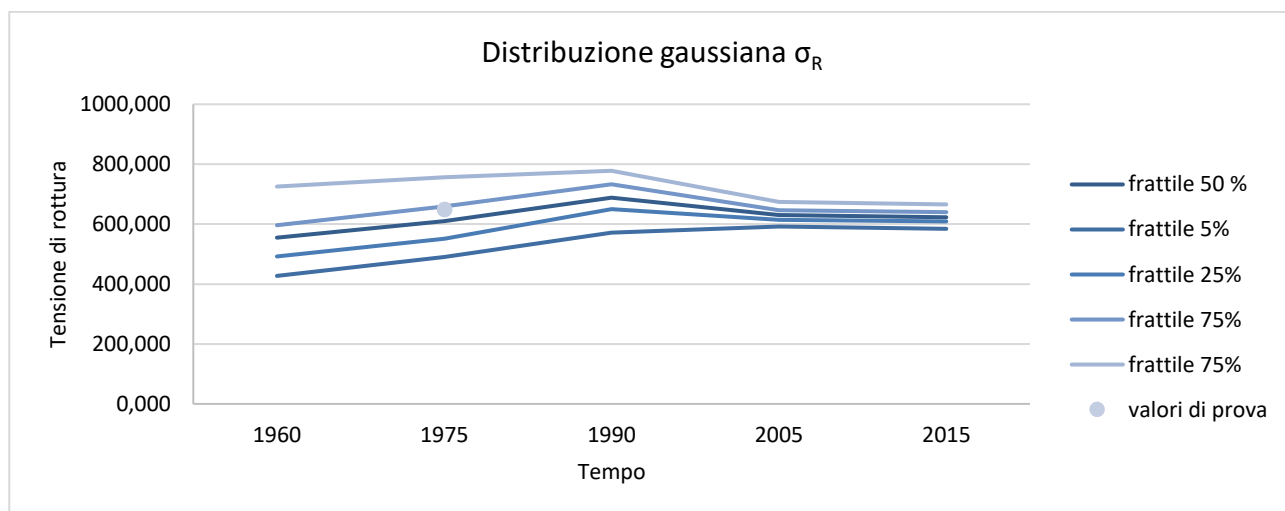


Figura 6.12: Verifica dei punti di prova nelle curve di crescita con dati gaussiani

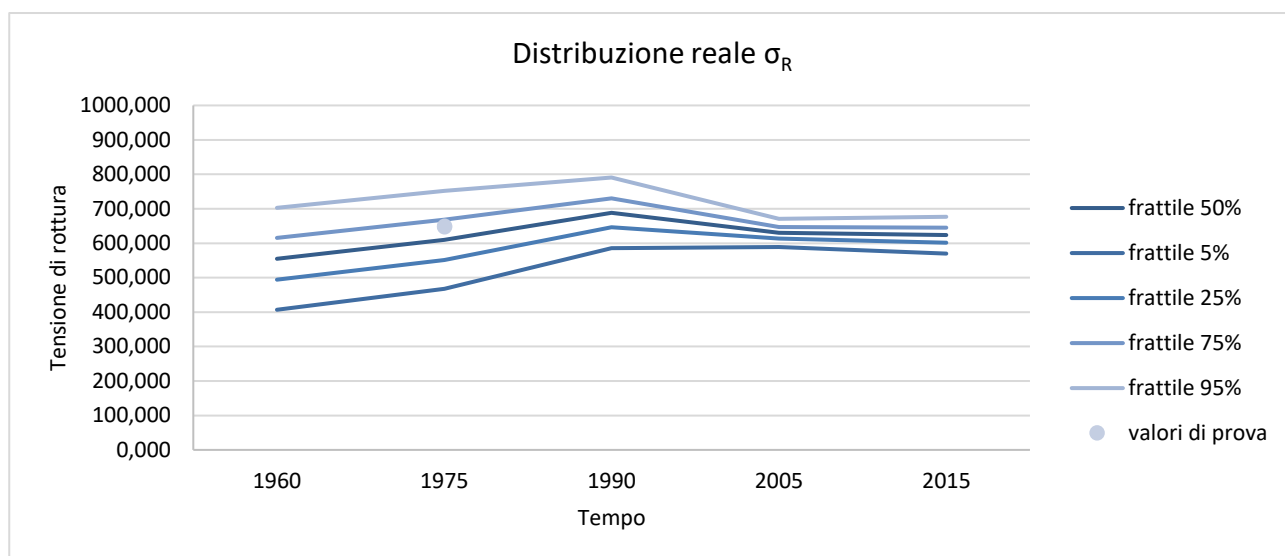


Figura 6.13: Verifica dei punti di prova nelle curve di crescita con dati reali

- Tensione di snervamento

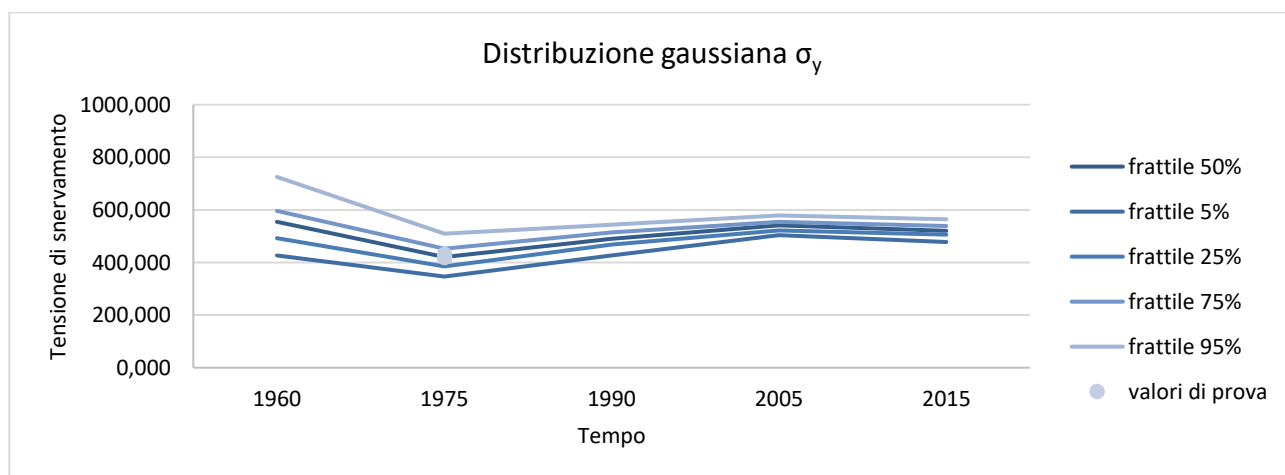


Figura 6.14: Verifica dei punti di prova nelle curve di crescita con dati gaussiani

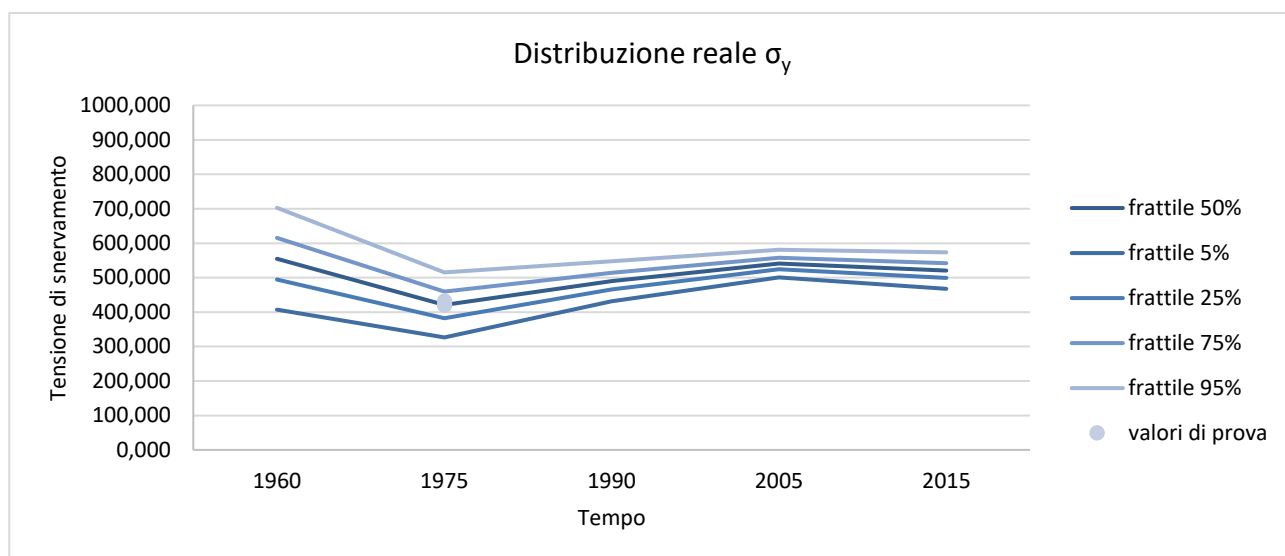


Figura 6.15: Verifica dei punti di prova nelle curve di crescita con dati reali

- Allungamento % a rottura

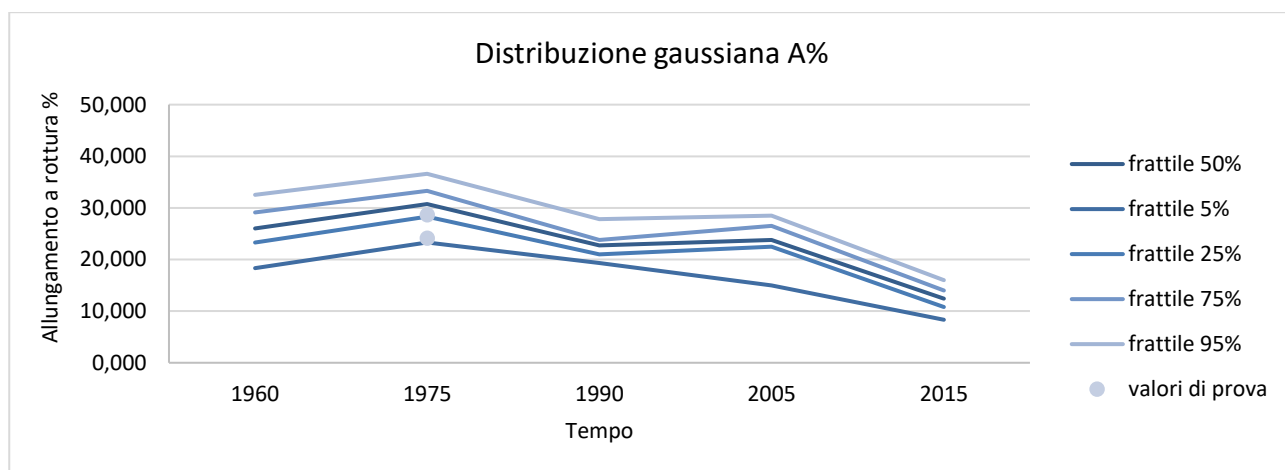


Figura 6.16: Verifica dei punti di prova nelle curve di crescita con dati gaussiani

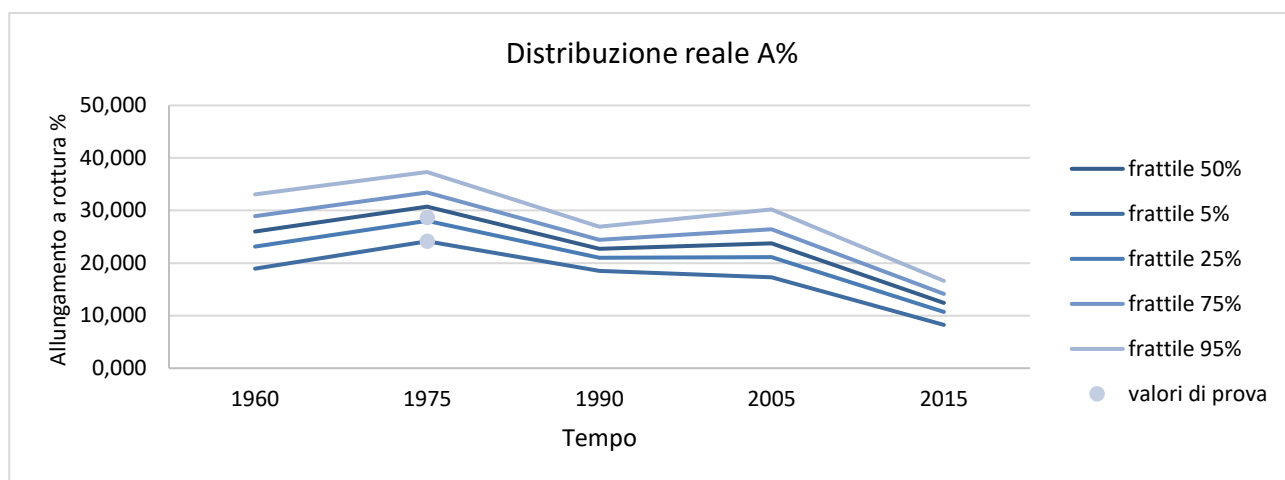


Figura 6.17: Verifica dei punti di prova nelle curve di crescita con dati reali

3) Diametro: 16mm

- Tensione di rottura

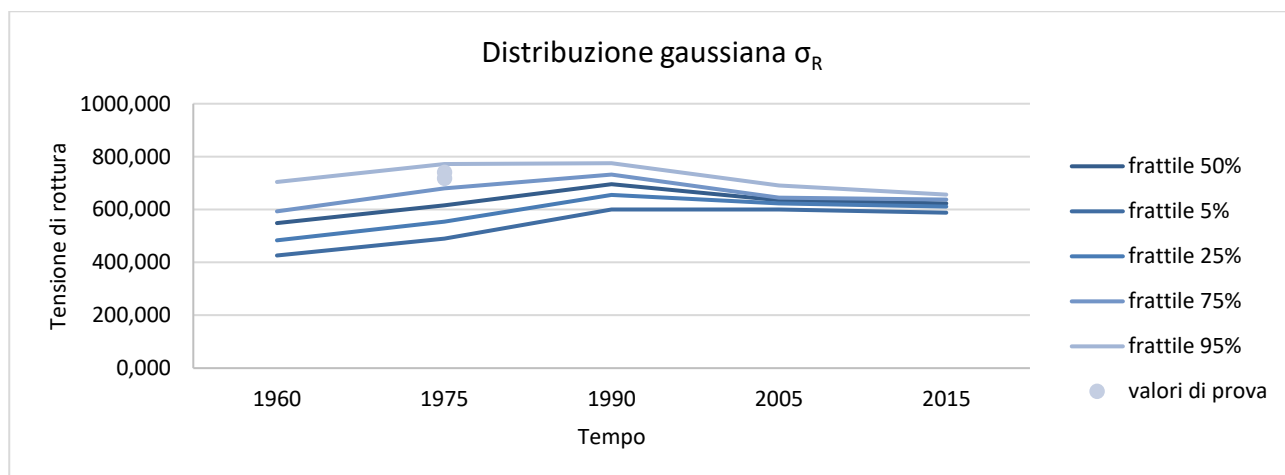


Figura 6.18: Verifica dei punti di prova nelle curve di crescita con dati gaussiani

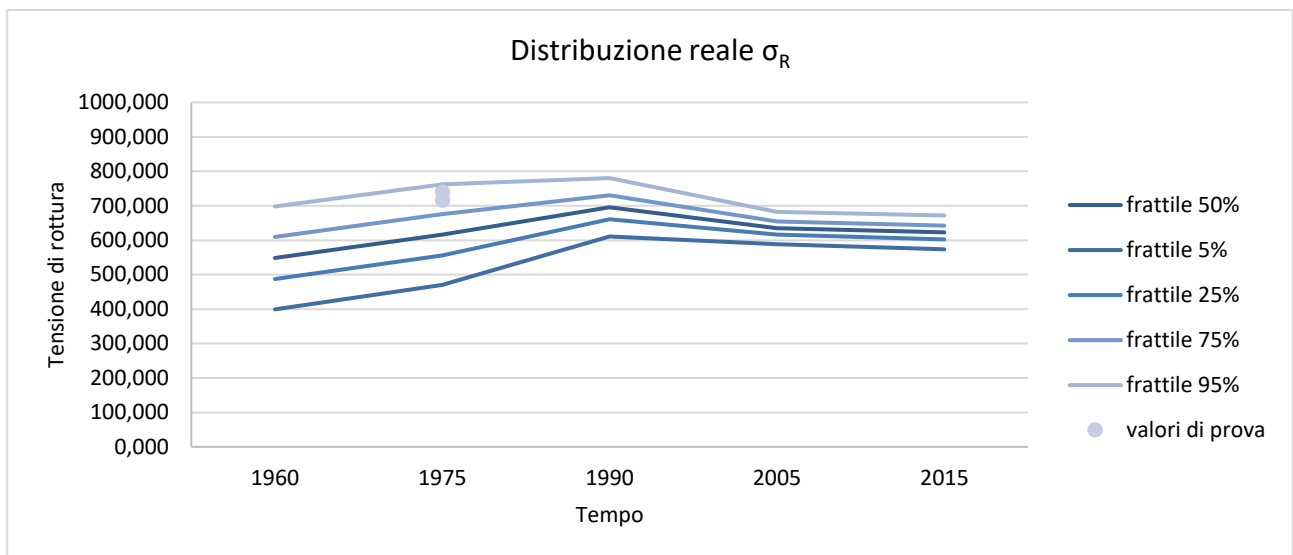


Figura 6.19: Verifica dei punti di prova nelle curve di crescita con dati reali

- Tensione di snervamento

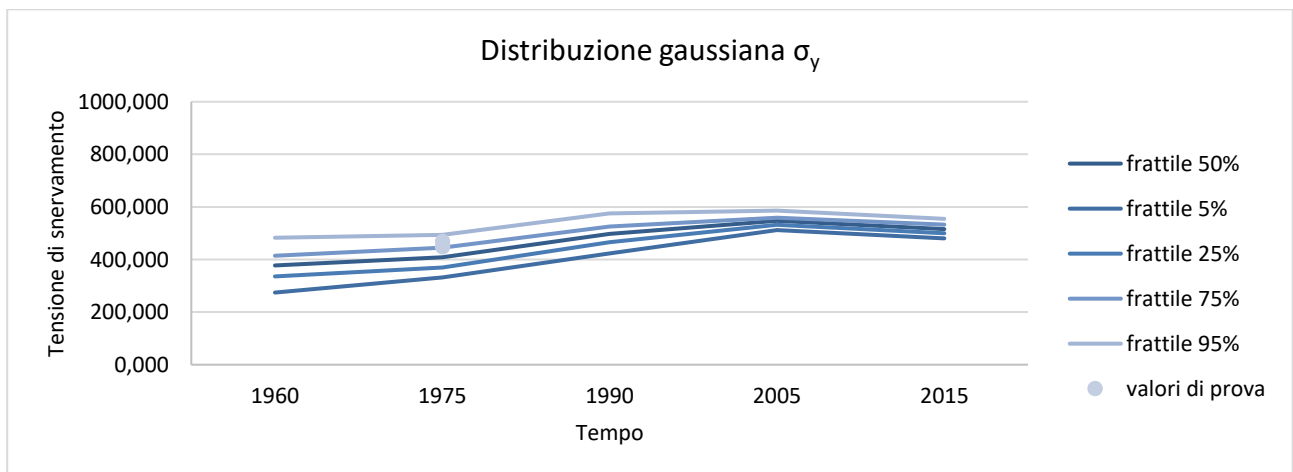


Figura 6.20: Verifica dei punti di prova nelle curve di crescita con dati gaussiani

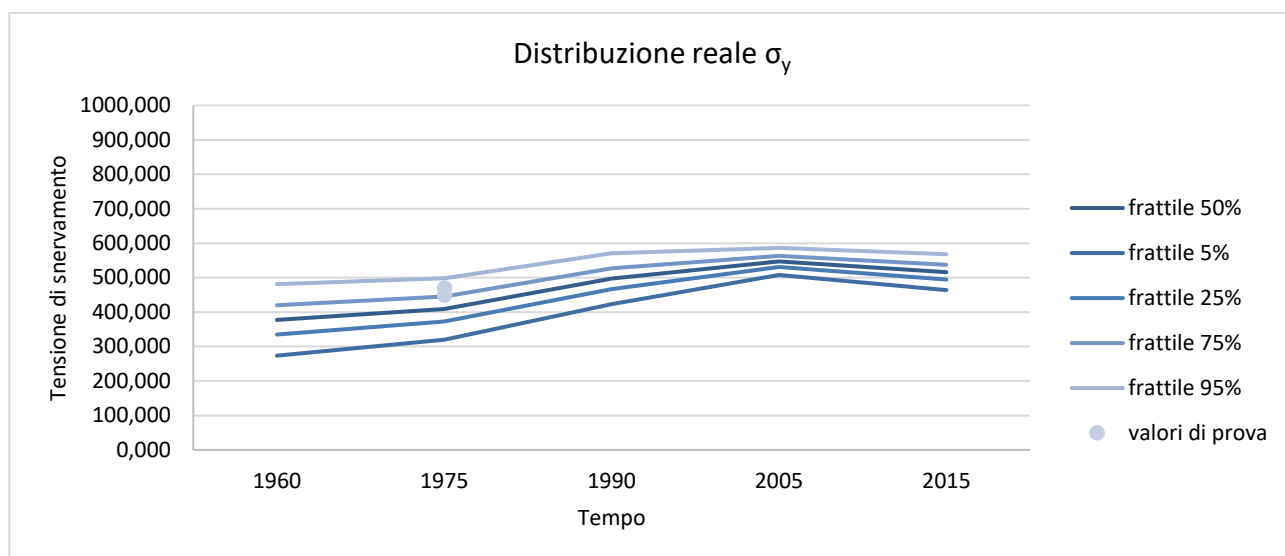


Figura 6.21: Verifica dei punti di prova nelle curve di crescita con dati reali

- Allungamento % a rottura

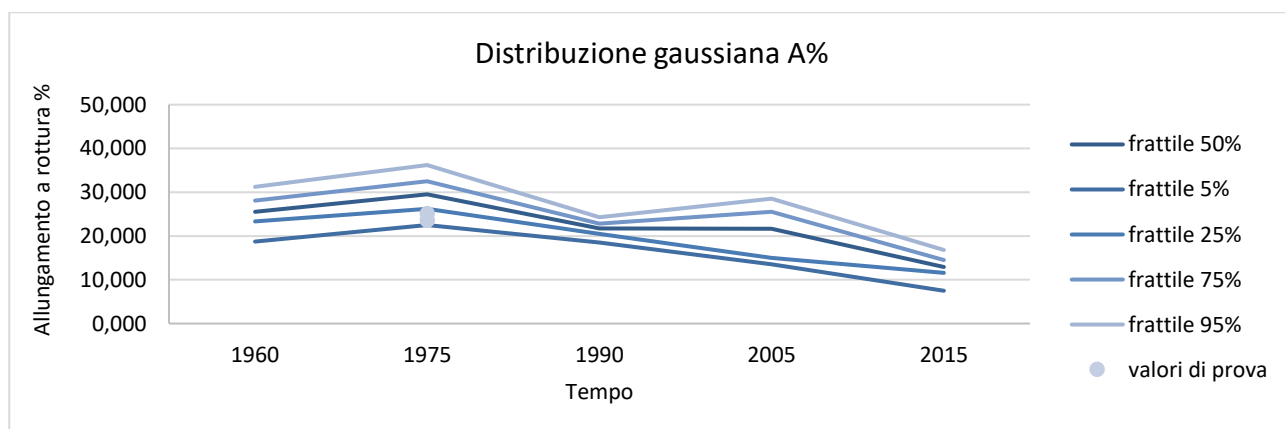


Figura 6.22: Verifica dei punti di prova nelle curve di crescita con dati gaussiani

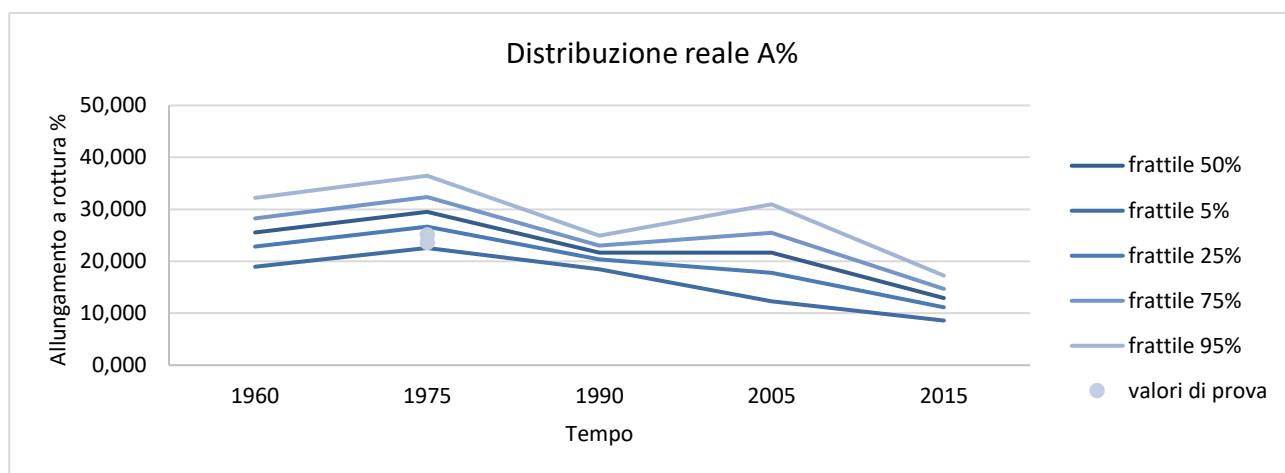


Figura 6.23: Verifica dei punti di prova nelle curve di crescita con dati reali

Dall'osservazione dei risultati ottenuti è possibile stabilire che il metodo statistico basato sulla raccolta delle informazioni contenute nei certificati storici del Politecnico di Torino ed elaborati nel database hanno portato alla realizzazione di un efficace soluzione che consente di predefinire correttamente le caratteristiche prestazionali di un acciaio da armatura a partire dalla sola epoca di costruzione.

L'analisi dei dati dimostra che, in assenza di prove distruttive, il ricorso alla curva di crescita della tensione media di rottura, della tensione di snervamento e dell'allungamento percentuale a rottura avrebbe portato ad assumere valori di tali caratteristiche compresi all'interno del range definito da tali curve e nella maggior parte dei casi al di sopra della curva corrispondente al valore medio, dunque operando a favore di sicurezza. In generale dunque, è evidente come il manufatto analizzato mostra di avere caratteristiche prestazionali al di sopra di quelle normalmente previste per le costruzioni dell'epoca. In ogni caso, tuttavia, tale metodo non può sostituire le prove di laboratorio per la caratterizzazione dei materiali.

Un'ulteriore considerazione che può essere fatta in merito a questo metodo di valutazione delle caratteristiche prestazionali dei tondini è dato dal fatto che esso si attesta come un'analisi maggiormente a favore di sicurezza con l'aumentare del diametro del provino in esame per i valori relativi alle tensioni di rottura e snervamento. Infatti, osservando le curve ottenute, è possibile notare come al crescere della sezione del tondino i punti di prova tendono a spostarsi sopra la curva dei valori medi. Per quanto riguarda invece la distribuzione dei dati relativi agli allungamenti a rottura si verifica un andamento pressoché invariato per tutti i diametri.

CAPITOLO 7. CONCLUSIONI

Nel presente lavoro sono presentati e discussi i risultati preliminari di una analisi statistica effettuate su un esteso database relativo alle principali caratteristiche meccaniche degli acciai da cemento armato impiegati tra il 1960 e il 2015, desunto dallo studio di migliaia di certificati di prova emessi dal laboratorio Prove del Dipartimento di Ingegneria e Edile e Strutturale (DISEG) del Politecnico di Torino.

Un primo risultato evidenzia un graduale decremento dell'utilizzo degli acciai lisci a favore delle attuali barre nervate. Infatti, se gli anni '60 fanno registrare un predominante utilizzo delle barre lisce, con percentuale del 100% nel campione analizzato, gli anni '70 sono caratterizzati da una controtendenza con un utilizzo delle barre nervate che mediamente fa registrare una percentuale di quasi il 50%. Dal 1990 in poi infine, l'unica tipologia di acciaio adottata è quella ad aderenza migliorata, dunque questo tipo di acciaio prende il posto di quello che fino a qualche decennio prima era l'unico tipo utilizzato come armature del calcestruzzo.

L'acciaio AQ42 è senza dubbio la categoria più utilizzata negli anni '50 con una progressiva diminuzione a favore di acciai definiti da una maggiore resistenza (sia a rottura che a snervamento) quale l'acciaio AQ50 che, infatti, risulta predominare la seconda metà degli anni '60. Gli acciai FeB22K e FeB32K sostituiscono definitivamente gli acciai di qualità; in particolare, essi evidenziano, mediamente, una tensione di snervamento rispettivamente simile agli acciai AQ42 e QA60. Gli acciai lisci sono, in generale, caratterizzati da una elevata duttilità; infatti, in media, la percentuale di allungamento è pari a circa il 25%.

Il settore delle costruzioni è caratterizzato da un ampio patrimonio di edifici esistenti, realizzati nei secoli con tecniche costruttive e materiali diversi tra loro. Questo comporta che l'approccio e lo studio di ogni edificio si presta a diventare un caso singolo ed irripetibile con particolarità proprie e differenti dalle altre.

Sebbene il lavoro svolto in questa tesi sia stato circoscritto alle sole opere in conglomerato cementizio armato ordinario, nell'ottica di dover intervenire, su larga scala, in merito al problema della valutazione della vulnerabilità degli edifici esistenti, risulta necessario, comunque, adottare una metodologia speditiva ed uniforme. È risultato evidente infatti nel caso del ponte sulle Rocche nel Comune di Montaldo Roero, che si inserisce nel panorama delle opere infrastrutturali della regione Piemonte. Queste sono state realizzate in epoche differenti, a partire dai primi decenni del Novecento e si trovano spesso sprovviste della documentazione di progetto, necessaria per recuperare le caratteristiche prestazionali del manufatto.

Il metodo proposto consente di determinare le caratteristiche prestazionali dei provini d'acciaio in funzione delle eventuali informazioni di cui si è a conoscenza: nel caso in cui sia nota solamente l'epoca di realizzazione della struttura e le informazioni relative ai diametri o ai tipi di acciaio dei tondini utilizzati nella struttura in questione si possono adottare le curve sopra riportate, che permettono di avere una soluzione più dettagliata e più vicina al dato reale. Inoltre, grazie alle curve generali nell'analisi anno per anno riportata nel paragrafo 5.7.1 è possibile determinare i valori medi di tensione di rottura, di snervamento e allungamento percentuale a rottura per ogni anno del periodo analizzato.

Le curve di crescita della tensione di rottura dell'acciaio descritte in funzione del diametro e del tipo di acciaio di cui è composto il provino diventano così, per gli acciai "storici", un modello di riferimento in funzione dell'anno di costruzione. In assenza o nell'impossibilità di eseguire prove distruttive e/o non distruttive sull'edificio, in base alla collocazione tra i livelli di tensione a rottura stabiliti dalle curve di crescita è possibile

assumere, nei confronti della costruzione, un certo margine di affidabilità e di sicurezza per quei valori che siano nell'intorno del valore medio in riferimento ad un determinato anno. I valori di tensione determinati per gli anni presi in considerazione e le curve di crescita proposte costituiscono, attualmente, solo una base di partenza per sviluppi futuri; difatti, per migliorare il grafico e renderlo fruibile anche per edifici realizzati in altre epoche, è necessario ricavare valori della tensione di rottura a trazione σ_R per ulteriori anni e diametri.

Dai risultati teorici e sperimentali prima descritti è possibile constatare che i documenti di certificazione dei materiali come quelli del Politecnico di Torino contengono utili informazioni relative alla tensione degli acciai ed alla loro evoluzione storica. Inoltre, in ciascun anno finora analizzato la distribuzione reale delle tensioni di rottura dei materiali è pressappoco di tipo normale gaussiano. È evidente una crescita della tensione media a trazione degli acciai (e dei relativi percentili) nel tempo. In circa 60 anni, la tensione media è aumentata di circa 150 MPa.

La metodologia proposta si caratterizza per essere semplificata e per attestarsi ad un livello di analisi di tipo "visivo". Questo comporta che, in presenza di evidente deficit da parte della struttura, non si possa fare a meno di svolgere tutte le analisi approfondite necessarie. Infine, è utile rilevare che i risultati ottenuti riguardano acciai integri e ben conservati nel tempo. Nel momento in cui eventuali fenomeni di degrado fossero presenti, sarebbe opportuno eseguire una riduzione delle tensioni misurate per ottenere un risultato più consono.

I risultati ottenuti dall'analisi statistica possono senza dubbio fornire un utile supporto alla fase di definizione delle caratteristiche meccaniche dei materiali, che assume un ruolo centrale nel processo di conoscenza, essenziale per la valutazione della capacità sismica del costruito esistente in cemento armato.

Bibliografia:

- [1] Bufarini. S., D'aria V.; Giacchetti R., *Il controllo strutturale degli edifici in cemento armato e muratura*, 2 ed., Roma, EPC Libri, 2010.
- [2] Siviero E., Russo S., Mazzocato S., *Le armature di rinforzo per calcestruzzo*, 1 ed., Milano, FrancoAngeli, 2001.
- [3] Nelva R., Signorelli B., *Avvento ed evoluzione del calcestruzzo armato in Italia: il sistema Hennebique*, Milano, Aitec, 1990.
- [4] Torricelli Marco. (2011). *"Il calcestruzzo strutturale"*. In: *In materiali da costruzione: identificazione, qualificazione, accettazione secondo le norme tecniche per le costruzioni*, d.m. 14/01/2008, 2° edizione, Santarcangelo in Romagna (RN), Maggioli Editore.
- [5] Consiglio Superiore dei lavori pubblici, *Linee guida sul calcestruzzo strutturale*, 1996.
- [6] *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*, D.M. 14 gennaio, 2008.
- [7] Case Mauro, Clai Giorgio. (2000). *Prove sui materiali da costruzione per nuove opere e per verifiche di sicurezza su strutture esistenti*. Rimini. Maggioli Editore.
- [8] Meletti Carlo, Massimiliano Stucchi, Boschi Enzo. (2010). *"Dalla classificazione sismica del territorio nazionale alle zone sismiche secondo la nuova normativa sismica"*. In: *Norme tecniche per le costruzioni: guida pratica*. Seconda edizione. IL SOLE 24 ORE.
- [9] Baldi Paolo. (1998). *Calcolo della probabilità e statistica*. Seconda Edizione. Milano. McGraw – Hill libri Italia.
- [10] Mapei. *Il degrado del calcestruzzo*.
<http://www.mapei.com/public/IT/linedocument/degrado%20cls.pdf>
- [11] Sollazzo A., Sgobbo C. (2008) *"La norme ufficiali italiane sul cemento armato e il loro sviluppo durante il XX secolo"*. In: *Sicurezza e conservazione delle prime costruzioni in calcestruzzo armato: il viadotto di Corso Italia a Bari*. Prima edizione. Novara. Città Studi EDIZIONI.
- [12] Santarella L., *Prontuario del cemento armato*, 24 ed., Milano, Hoepli, 1997.
- [13] Santarella L., *Prontuario del cemento armato*, 38 ed., Milano, Hoepli, 2010.
- [14] Albenga G., *Sguardo sintetico all'evoluzione del cemento armato dall'origine ai giorni nostri*, Roma, Faili, 1945.
- [15] Arpaia M., Pedferri P., *Corrosione e protezione delle strutture metalliche e in cemento armato negli ambienti naturali*, Milano, 1987.
- [16] Iori T., *Il cemento armato in Italia : dalle origini alla seconda guerra mondiale*, Roma, EdilStampa, 2001.
- [17] Mattone M., Amarilla L., *Architettura in ferro e calcestruzzo armato : nuove tecnologie costruttive tra Ottocento e Novecento in Italia e in Argentina*, Torino, Cedil, 2011.

- [18] Di Biase C., *Il degrado del calcestruzzo nell'architettura del Novecento*, Santarcangelo di Romagna: Maggioli, 2009.
- [19] Circ. esplicativa NTC 2008 n° 617 del 02_02_2009.
- [20] UNI EN 10020:2001
- [21] Lentile R., *architetture in cemento armato : orientamenti per la conservazione*, Milano, Angeli, 2008.
- [22] C. Simonnet, *Le béton: histoire d'un matériaux*, Marseille 2005.
- [23] T. Iori, A. Marzo Magno, *150 anni di storia del cemento in Italia, 1861-2011. Le opere, gli uomini, le imprese*, Roma 2011 .
- [24] A. Zappa, *Cemento, storia, metamorfosi recenti*, «Casabella», 2012, 818, pp. 52-54.
- [25] V. Marchis, *Storia delle macchine. Tre millenni di cultura tecnologica*, Roma-Bari 1994, nuova ed. riv. e accresciuta 2005.
- [26] UNI EN 10080:2005 – Acciaio d'armatura per calcestruzzo - Acciaio d'armatura saldabile - Generalità.
- [27] L. Bertolini, B. Elsener, P. Pedferri, R. Polder, *Corrosion and protection of steel in concrete: prevention, diagnosis, repair*, Wiley, 2004.
- [28] P. Pedferri, L. Bertolini, *La durabilità del calcestruzzo armato*, con CD ROM, ISBN 88 386 0845-Ed. Mc Graw-Hill, 2000.
- [29] Toniolo G., Di Prisco M., *Cemento Armato. Calcolo agli Stati limite*, Bologna, 2009.
- [30] L. 25 Novembre 1962 n. 1684
- [31] L. 5 Novembre 1971 n. 1086
- [32] DM 30 Maggio 1972
- [33] DM 27 Luglio 1985
- [34] DM 14 Febbraio 1992
- [35] DM 09 Gennaio 1996
- [36] Colla Elisa (2014). *STIMA DELLA RESISTENZA A COMPRESSIONE DEI CALCESTRUZZI STORICI*. Tesi di laurea magistrale. Torino. Politecnico di Torino.
- [37] M. Verderame, P. Ricci, M. Esposito, F.C. Sansiviero, *LE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEGLI ACCIAI IMPIEGATI NELLE STRUTTURE IN C.A. REALIZZATE DAL 1950 AL 1980*, 2011.

Appendice 1

Macro

```

Sub Macro1()
'
' Macro1 Macro
'

Dim cella As Double 'valore nella cella letta
Dim C(20) As Integer ' numero casi nelle classi di resistenza
Dim n As Integer 'numero di casi analizzato
Dim i, j, indmin As Integer 'variabili dei cicli
Dim somma As Double 'somma delle resistenze
Dim medio As Double 'calcolo del valore medio
Dim somquaddiff As Double 'somma dei quadrati della differenza
Dim scarto As Double 'scarto quadratico medio
Dim gauss As Double 'valori della legge di gauss
Dim min As Double 'valore minimo
Dim max As Double 'valore massimo
Dim a() As Double 'vettore disordinato delle resistenze
Dim b() As Double 'vettore ordinato delle resistenze
Dim Delta As Double 'intervallo di variazione

'azzerare le classi
For i = 1 To 20
    C(i) = 0
Next i

'legge i casi nelle classi di resistenza
'calcolo del numero dei casi e max e min
Range("q1").Select
Delta = ActiveCell.Value 'intervallo di variazione

```

Range("i5").Select

n = 0

max = 0

min = 1500

Do

 cella = ActiveCell.Value

 If cella = 10000 Then Exit Do

 If cella <= Delta Then

 C(1) = C(1) + 1

 Elseif cella > Delta And cella <= Delta * 2 Then

 C(2) = C(2) + 1

 Elseif cella > Delta * 2 And cella <= Delta * 3 Then

 C(3) = C(3) + 1

 Elseif cella > Delta * 3 And cella <= Delta * 4 Then

 C(4) = C(4) + 1

 Elseif cella > Delta * 4 And cella <= Delta * 5 Then

 C(5) = C(5) + 1

 Elseif cella > Delta * 5 And cella <= Delta * 6 Then

 C(6) = C(6) + 1

 Elseif cella > Delta * 6 And cella <= Delta * 7 Then

 C(7) = C(7) + 1

 Elseif cella > Delta * 7 And cella <= Delta * 8 Then

 C(8) = C(8) + 1

 Elseif cella > Delta * 8 And cella <= Delta * 9 Then

 C(9) = C(9) + 1

```

Elseif cella > Delta * 9 And cella <= Delta * 10 Then

    C(10) = C(10) + 1

Elseif cella > Delta * 10 And cella <= Delta * 11 Then

    C(11) = C(11) + 1

Elseif cella > Delta * 11 And cella <= Delta * 12 Then

    C(12) = C(12) + 1

Elseif cella > Delta * 12 And cella <= Delta * 13 Then

    C(13) = C(13) + 1

Elseif cella > Delta * 13 And cella <= Delta * 14 Then

    C(14) = C(14) + 1

Elseif cella > Delta * 14 And cella <= Delta * 15 Then

    C(15) = C(15) + 1

Elseif cella > Delta * 15 And cella <= Delta * 16 Then

    C(16) = C(16) + 1

Elseif cella > Delta * 16 And cella <= Delta * 17 Then

    C(17) = C(17) + 1

Elseif cella > Delta * 17 And cella <= Delta * 18 Then

    C(18) = C(18) + 1

Elseif cella > Delta * 18 And cella <= Delta * 19 Then

    C(19) = C(19) + 1

Elseif cella > Delta * 19 Then

    C(20) = C(20) + 1

End If

n = n + 1

somma = somma + cella

```


'calcolo del massimo

If cella > max Then

max = cella

End If

'calcolo del minimo

If cella < min Then

min = cella

End If

ActiveCell.Offset(1, 0).Select

Loop

Range("n4").Select

ActiveCell.Value = n

Range("o4").Select

ActiveCell.Value = n

Range("o6").Select

ActiveCell.Value = min

Range("o12").Select

ActiveCell.Value = max

'stampo classi di frequenza

```
Range("q5").Select
```

```
For i = 1 To 20
```

```
    ActiveCell.Value = C(i) / n
```

```
    ActiveCell.Offset(2, 0).Select
```

```
Next i
```

```
'calcolo valore medio
```

```
medio = somma / n
```

```
Range("n9").Select
```

```
ActiveCell.Value = medio
```

```
Range("o9").Select
```

```
ActiveCell.Value = medio
```

```
'memorizzo il vettore delle C come in colonna
```

```
ReDim a(n) 'vettore disordinato delle resistenze
```

```
Range("i5").Select
```

```
For i = 1 To n
```

```
    cella = ActiveCell.Value
```

```
    a(i) = cella
```

```
    ActiveCell.Offset(1, 0).Select
```

```
Next i
```

```
'memorizzo il vettore delle C ordinato crescente
```

```
ReDim b(n) 'vettore ordinato delle resistenze
```

```
For i = 1 To n
```

```
    min = 1000
```

```
    For j = 1 To n
```

If a(j) < min Then

min = a(j)

indmin = j

End If

Next j

b(i) = min

a(indmin) = 1000

Next i

'calcolo dei frattili

'5%

indmin = Int(n * 0.05)

Range("o7").Select

ActiveCell.Value = b(indmin)

'25%

indmin = Int(n * 0.25)

Range("o8").Select

ActiveCell.Value = b(indmin)

'75%

indmin = Int(n * 0.75)

Range("o10").Select

ActiveCell.Value = b(indmin)

'95%

indmin = Int(n * 0.95)

Range("o11").Select

ActiveCell.Value = b(indmin)

'mediana

indmin = Int(n * 0.5)

Range("o13").Select

ActiveCell.Value = b(indmin)

'-----Valori calcolati con la legge di Gauss-----

'calcolo dela somma dei quadrati della differenza

Range("i5").Select

somquaddiff = 0

Do

 cella = ActiveCell.Value

 If cella = 10000 Then Exit Do

 somquaddiff = somquaddiff + (cella - medio) ^ 2

 ActiveCell.Offset(1, 0).Select

Loop

'calcolo dello scarto quadratico medio

scarto = (somquaddiff / (n - 1)) ^ 0.5

Range("n5").Select

ActiveCell.Value = scarto

'legge di gauss

Range("s5").Select

For i = 0 To 20

gauss = Delta * (1 / scarto / (2 * 3.14) ^ 0.5) * Exp(-0.5 * ((i * Delta - medio) / scarto) ^ 2)

ActiveCell.Value = gauss

ActiveCell.Offset(1, 0).Select

Next i

'calcolo dei frattili

Range("n7").Select

ActiveCell.Value = medio - 1.645 * scarto

Range("n8").Select

ActiveCell.Value = medio - 0.674 * scarto

Range("n10").Select

ActiveCell.Value = medio + 0.674 * scarto

Range("n11").Select

ActiveCell.Value = medio + 1.645 * scarto

'Stop

End Sub