

# POLITECNICO DI TORINO

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica

**Corso di Laurea Magistrale  
in Ingegneria Edile**

Tesi di Laurea Magistrale

## **Influenza del degrado dovuto a corrosione sulla risposta sismica di edifici**



**Relatori:**

Francesco Tondolo

---

Donato Sabia

---

**Studente:**

Maria Elena De Arcangelis

---





## ABSTRACT

La durabilità delle opere in calcestruzzo armato è ritenuto un argomento centrale per molti studi che nelle ultime decadi hanno approfondito i fenomeni di degrado e danneggiamento delle strutture; tra le principali cause di degrado vi è la corrosione delle armature che se trascurata, può portare a significative riduzioni in termini di sicurezza. Questa tipologia di degrado che è spesso riscontrata in strutture situate in ambienti particolarmente aggressivi ed è senz'altro ritenuta di fondamentale importanza se si pensa a ponti collocati in zone marine o viadotti che nel periodo invernale vengono frequentemente a contatto con sostanze corrosive (come il comune sale per disgelo stradale), sembrerebbe essere una problematica secondaria per gli edifici. Essa assume invece centralità, se si pensa che buona parte degli edifici nei quali viviamo è stata costruita in tempi in cui non vi erano controlli accurati su alcuni parametri dai quali questa tipologia di degrado dipende (come ad esempio lo spessore del copriferro, la qualità dei materiali e le tecniche di posa in opera). Inoltre, numerosi studi dimostrano che i fenomeni corrosivi che interessano le armature possono portare a riduzioni della capacità portante e a variazioni della duttilità delle strutture, aspetti che destano notevole preoccupazione soprattutto se riferiti a strutture situate in zone ad alto rischio sismico.

Si ritiene necessario per tali motivi, individuare e studiare metodologie di indagine per la valutazione della prestazione sismica di edifici in c.a. soggetti a corrosione delle armature, da un lato per prevenirne i rischi legati ad errori in fase di progettazione e/o esecuzione e dall'altro per operare una valutazione accurata della loro sicurezza e operatività residua, specialmente in riferimento ad azioni sismiche.

## INDICE

ABSTRACT	1
INDICE	2
<b><i>I Capitolo</i></b>	<b><i>4</i></b>
I.1. CORROSIONE DELLE ARMATURE NELLE STRUTTURE IN C.A.	4
I.2. TIPOLOGIE DI CORROSIONE	5
I.2.1. Corrosione indotta da carbonatazione	7
I.2.2. Corrosione indotta da cloruri	10
I.2.3. Altre tipologie di corrosione	13
<b><i>II Capitolo</i></b>	<b><i>14</i></b>
II.1. EFFETTI/DEGRADO DELLA STRUTTURA IN C.A.	14
II.1.1. Riduzione della sezione resistente	15
II.1.2. Riduzione della sezione resistente/modifica del legame costitutivo dell'acciaio	19
II.1.3. Espansione degli ossidi, variazione del legame di aderenza acciaio-calcestruzzo	20
II.1.4. Espansione degli ossidi, degrado del calcestruzzo	21
<b><i>III Capitolo</i></b>	<b><i>23</i></b>
III.1. ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA	23
III.2. ANALISI STATICA NON LINEARE	24
III.2.1. Generalità	24
III.2.2. Metodo N2	24
III.2.3. Normativa e limiti di applicabilità	29
<b><i>IV Capitolo</i></b>	<b><i>31</i></b>
IV.1. MODELLAZIONE DELLA SEZIONE	31
IV.1.1. Premessa	31
IV.1.2. Sezione presso-inflessa e diagramma momento-curvatura	32
IV.1.3. Procedura numerica per il calcolo del diagramma momento-curvatura	35
IV.1.4. Programma Excel per il calcolo del diagramma momento-curvatura	36
IV.1.5. Calcolo del diagramma momento-curvatura modificato per effetto della corrosione	37
IV.1.5.1. Modifica dell'interfaccia/dati di input	37
IV.1.5.2. Modifica dello script/iter di calcolo	38
<b><i>V Capitolo</i></b>	<b><i>42</i></b>
V.1. CASO STUDIO	42
V.1.1. Generalità	42
V.1.2. Materiali di riferimento	44
V.2. MODELLO IN ADINA	45
V.2.1. Geometria	45
V.2.2. Proprietà del materiale e mesh	46
V.2.3. Inserimento dei vincoli e applicazione dei carichi	48

<i>V.2.4. Process e Post-process</i>	48
<b><i>VI Capitolo</i></b>	<b>50</b>
VI.1. SCENARI CORROSIVI	50
<i>VI.1.1. Definizione scenario iniziale (SC 00)</i>	51
<i>VI.1.2. Input di corrosione</i>	52
VI.1.2.1. Riduzione di sezione 4%	54
VI.1.2.2. Riduzione di sezione 8%	54
VI.1.2.3. Riduzione di sezione 12%	54
<i>VI.1.3. Grafici momento-curvatura</i>	55
<i>VI.1.4. Grafici e tabelle – Scenari corrosivi</i>	56
VI.1.4.1. Grafici e tabelle – Scenari corrosivi: Quadro riassuntivo	74
<b><i>VII Capitolo</i></b>	<b>77</b>
VII.1. DEFINIZIONE DELLA DOMANDA SISMICA	77
VII.2. CONFRONTO CURVA DI CAPACITA' E CURVA DI DOMANDA	79
<i>VII.2.1. Confronto capacità e domanda: Quadro riassuntivo</i>	89
<b><i>VIII Capitolo</i></b>	<b>91</b>
VIII.1. CONCLUSIONI	91
<i>VIII.1.1. Risultati dello studio</i>	91
ELENCO DELLE TABELLE	94
BIBLIOGRAFIA	98

# *I Capitolo*

---

## **I.1. CORROSIONE DELLE ARMATURE NELLE STRUTTURE IN C.A.**

Tra le principali cause di degrado del calcestruzzo armato, vi è quella relativa alla corrosione delle armature; è noto infatti, che la protezione delle barre di acciaio all'interno della pasta cementizia è garantita dal livello di alcalinità dell'ambiente ( $\text{pH} > 11,5$ ); in questa condizione, si crea un film di ossido a rivestimento delle barre (passivazione dell'acciaio) che impedisce l'insorgere dei fenomeni corrosivi o meglio che fa tendere a zero la velocità del processo di corrosione (1) (2).

Tuttavia questa protezione, come verrà approfondito in seguito, non è assicurata nel tempo; si ritiene opportuno quindi, al fine di comprendere quanto relativo a questo fenomeno, introdurre tale problema dal punto di vista elettrochimico.

In via del tutto generale, può essere riassunto nella seguente reazione:



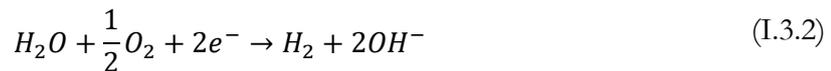
dall'espressione sopra (I.1), si evince che il fenomeno della corrosione nelle barre di acciaio è del tutto analogo a quello che accade nella batteria; esso è determinato dall'interazione tra il materiale metallico e l'ambiente in cui esso si trova; questa tipologia di processo è caratterizzata da due semi-reazioni, che avvengono in due zone dell'armatura a diverso potenziale e che costituiranno rispettivamente il catodo e l'anodo; mentre l'elettrolita è costituito dalla soluzione presente nei pori capillari del calcestruzzo (sostanzialmente una soluzione di idrossido di sodio e di potassio) (1) (2) (3).

La semi-reazione anodica avviene su una parte di superficie in cui il metallo si ossida e si disperde in soluzione sotto forma di ioni; l'eccesso di cariche negative darà luogo ad un flusso di elettroni che migreranno verso la parte carica positivamente (catodo).

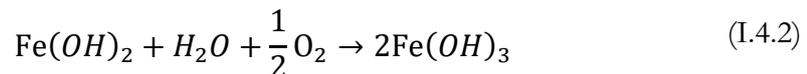
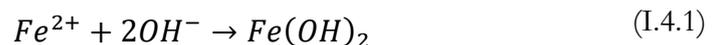
Nel caso specifico delle armature in acciaio annegate nel calcestruzzo, se si considera la dissoluzione del ferro si avrà la semi-reazione all'anodo:



due possibili semi-reazioni al catodo che sono:



Dove la prima (I.3.1) avviene in ambiente acido oppure privo di ossigeno, mentre la seconda (I.3.2) rappresenta la semi-reazione più comune ossia quella che si ha in ambienti aerati; le due semi-reazioni, danno luogo alle reazioni:



ossia alla formazione dei prodotti idrossido di ferro (I.4.1) e ossido di ferro idrato (I.4.2) (1) (2) (3) (4).

## I.2. TIPOLOGIE DI CORROSIONE

Il processo di degrado del calcestruzzo e la corrosione delle armature sono due fenomeni strettamente connessi; infatti sia la formazione di micro-fessure o la distruzione del copriferro compromettono le caratteristiche protettive del calcestruzzo ma anche l'attacco corrosivo può provocare cracking o delaminazione del calcestruzzo poiché i prodotti che si formano dai processi di corrosione sono espansivi (2).

Come meglio verrà approfondito, esistono varie condizioni per le quali le qualità protettive del calcestruzzo vengono compromesse ma per ognuna di esse, può risultare valido lo schema in Figura 1 che mostra le fasi della corrosione delle armature durante la vita di servizio della struttura in calcestruzzo armato; le due fasi, propagazione e innesco, vengono individuate poiché i parametri iniziali differiscono (5). Dallo schema si nota infatti che nella prima fase si raccolgono tutti quei fenomeni che portano alla perdita di passività delle armature, i parametri evidenziati sono infatti la concentrazione di  $CO_2$

(carbonatazione) e cloruri  $\text{Cl}^-$  (attacco da cloruri); nella seconda si ha invece la diffusione, più o meno rapida, del fenomeno e in questo caso i parametri sono la temperatura  $T$  e l'umidità relativa  $\text{RH}$ .

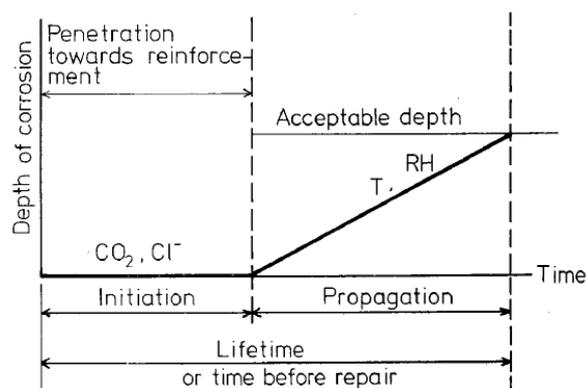


Figura 1 Schematizzazione delle fasi del processo di corrosione da Corrosion of steel in concrete, Tuutti K. (5)

La lunghezza del tratto iniziale dipende da quanto rapidamente il copriferro si lasci permeare e dalla concentrazione nell'ambiente delle sostanze che determinano il processo di corrosione; in questa fase, nella quale avviene la penetrazione tramite processi di trasporto come diffusione e convezione, viene studiata ponendo particolare attenzione ai seguenti parametri:

- differenza di concentrazione, tra l'ambiente e l'elemento di calcestruzzo armato nelle condizioni iniziali;
- distanza di trasporto, spessore del copriferro;
- permeabilità del calcestruzzo rispetto alle sostanze penetranti (5).

La lunghezza della seconda fase, che determina il livello di corrosione raggiunto, dipende sia dai fattori appena elencati ma anche dalle caratteristiche tecniche e di confezionamento del calcestruzzo, dalla sua composizione chimica e dalla temperatura delle zone soggette a corrosione.

Nei paragrafi che seguono, verranno descritte le tipologie più comuni relative alla corrosione in strutture in calcestruzzo armato mentre verrà fatto un accenno alle restanti.

### 1.2.1. Corrosione indotta da carbonatazione

La corrosione per carbonatazione rappresenta un fenomeno di degrado generalizzato poiché può interessare ampie aree, per effetto della carbonatazione si arriva ad avere la completa distruzione del film protettivo delle armature.

E' noto che nel calcestruzzo sia contenuto un certo numero di sostanze come gli idrossidi di sodio, calcio e potassio che tendono a garantire elevato il valore del pH ( $\geq 13$ ), favorendo la passivazione delle barre di acciaio e quindi la loro protezione dai fenomeni corrosivi. Le naturali condizioni di equilibrio fra le componenti della pasta cementizia, possono essere alterate dalla porosità del calcestruzzo stesso o dalle fessure che si hanno in normali condizioni di esercizio, poiché esse favoriscono la penetrazione di agenti esterni.

L'aria o meglio, l'anidride carbonica, in essa contenuta (con tenori di variabilità da 0,04% in ambiente rurale a 0,2% in città), rappresenta una possibile causa di innesco per la corrosione delle armature a seguito del fenomeno conosciuto come carbonatazione; infatti, negli ambienti umidi, l'anidride carbonica ( $CO_2$ ) presente, reagisce con la pasta cementizia e tende a neutralizzare l'alcalinità del composto, per completezza si può accennare anche ad altri componenti presenti, ad esempio l'anidride solforosa ( $SO_2$ ), ma solitamente la loro azione è limitata alla superficie dell'elemento (2) (6).

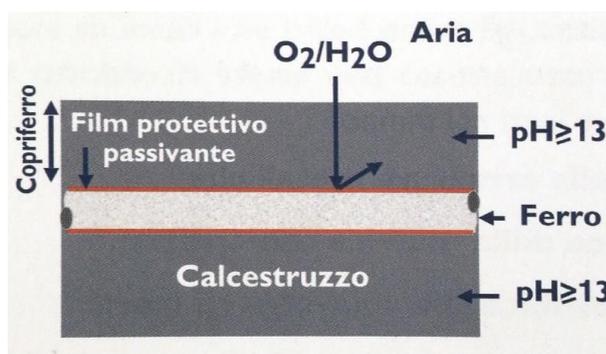
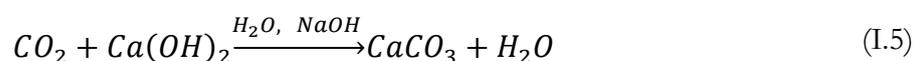


Figura 2 Condizione di passività delle armature nel calcestruzzo da Il nuovo calcestruzzo, Collepari M. (6)

In via del tutto generale, la reazione che si ha per il fenomeno della carbonatazione, può essere scritta come segue



dove è mostrato che l'idrossido di calcio reagendo con l'anidride carbonica presente nell'ambiente produce il carbonato di calcio, ottenendo quindi, la neutralizzazione della soluzione nei pori cioè alterando il pH della soluzione ( $\text{pH} < 9$ ); occorre specificare che questo processo, che può sembrare semplice e immediato, è caratterizzato da fasi e reazioni intermedie nelle quali sono coinvolti gli idrossidi di sodio e potassio (2) (6).

L'inizio della carbonatazione ha luogo nella parte più esterna dell'elemento, penetrando l'elemento e alterando il pH e, nella pratica comune per misurare la profondità di carbonatazione viene utilizzata una soluzione di fenolftaleina in etanolo; quest'ultima viene applicata sulle superfici nelle quali si intende valutarne lo stato, la zona assumerà un colore rosa se il pH è maggiore di 9 mentre manterra il suo colore invariato se è soggetta a carbonatazione (2).

Poiché il livello di carbonatazione diminuisce con il tempo, la relazione che lega la profondità della penetrazione è la seguente:

$$d = K \cdot \sqrt{t} \quad (\text{I.6})$$

dove  $d$  esprime lo spessore in mm,  $t$  è il tempo in anni e  $K$  è il coefficiente di penetrazione ( $\text{mm}/\text{anni}^{1/2}$ ); quest'ultimo fattore, tiene conto del coefficiente di diffusione  $D$ , della concentrazione di  $\text{CO}_2$  e della quantità di componenti alcalini del composto assumendo che questi termini siano costanti nel tempo (per strutture reali non esposte alla pioggia, il valore di  $K$  assume valori compresi tra 2 e 15  $\text{mm}/\text{anni}^{1/2}$ )

(1) (2) (5).

Per questa tipologia di corrosione, tra le più frequenti per edifici civili con struttura in calcestruzzo armato, la norma UNI EN 206 definisce diverse classi al fine di individuare il livello di esposizione; le classi sono riportate in Tabella 1 (7).

Tabella 1 Classificazione dei livelli di corrosione proposta dalla norma UNI EN 206

Corrosione indotta da carbonatazione		
<b>XC1</b>	Asciutto o permanentemente bagnato	-Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria bassa -Calcestruzzo perennemente sommerso in acqua
<b>XC2</b>	Bagnato, raramente asciutto	-Superfici del calcestruzzo a contatto con l'acqua per lunghi periodi -Fondazioni
<b>XC3</b>	Umidità moderata	-Calcestruzzo all'interno di edifici con un elevato/moderato umidità dell'aria bassa -Calcestruzzo situato all'esterno non soggetto a pioggia
<b>XC4</b>	Soggetto a cicli di asciutto e bagnato	-Superfici del calcestruzzo a contatto con l'acqua

Da quanto scritto finora si può notare che il contenuto d'acqua all'interno del calcestruzzo rappresenta un parametro di regolazione per entrambe le fasi, infatti l'acqua nei pori impedisce il propagarsi dell'anidride carbonica durante la fase iniziale e la presenza di acqua nella seconda fase favorisce la reazione della CO<sub>2</sub> con i costituenti alcalini della pasta cementizia. Quindi da una parte si hanno parametri caratteristici di specifiche condizioni ambientali e climatiche in cui la struttura è collocata, come umidità relativa, concentrazione di CO<sub>2</sub> e temperatura (la velocità di penetrazione cresce all'aumentare della temperatura) mentre dall'altra si hanno parametri specifici della struttura come alcalinità del calcestruzzo, rapporto acqua-cemento e stagionatura; infatti in merito a quest'ultimi, si ha che la capacità del calcestruzzo di fissare la CO<sub>2</sub> è proporzionale all'alcalinità presente nella matrice cementizia e che per un calcestruzzo correttamente stagionato, al diminuire del rapporto a/c, si ha una diminuzione della porosità e quindi un rallentamento della penetrazione della carbonatazione (8) (9).

Terminata la fase di innesco, ossia quando la matrice cementizia carbonata è a contatto con le barre di acciaio, si ha la distruzione del film protettivo di quest'ultime (depassivizzazione) e ha inizio il fenomeno corrosivo; in generale questa fase, detta di propagazione, è governata dal contenuto d'acqua che è il fattore principale per quanto riguarda la resistività del calcestruzzo e quindi la velocità di corrosione.

### 1.2.2. Corrosione indotta da cloruri

In presenza di corrosione dovuta ai cloruri, il fenomeno corrosivo porta ad un danneggiamento conosciuto come *pitting* ossia di tipo localizzato; questa tipologia di corrosione è molto frequente poiché, sebbene le norme vigenti non consentano l'utilizzo di materiali che contengono elevate concentrazioni di cloruri, è comune ritrovare queste concentrazioni nell'ambiente esterno come per il caso di costruzioni in ambienti marini o opere stradali sulle quali vengono adoperati sali antigelo (2).

Anche in questo caso vi è il danneggiamento del film protettivo; le zone non più protette si comportano come anodi mentre le restanti aree come catodo (zone passive dove si hanno le reazioni di riduzione dell'ossigeno).

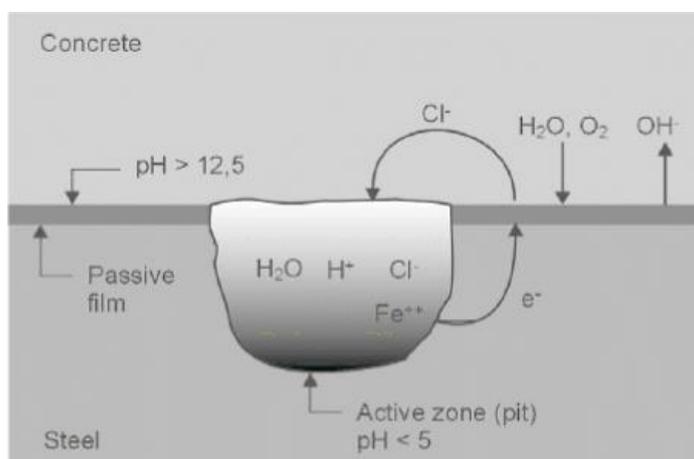


Figura 3 Meccanismo di pitting dell'acciaio nel calcestruzzo da Corrosion of steel in concrete, Bertolini et al. (2)

A differenza del problema della carbonatazione, questo caso risulta essere più complicato; infatti non si ha più un fronte di penetrazione che aumenta ma si è in presenza di una condizione che cambia gradualmente in relazione all'aumento della concentrazione di cloruri nell'ambiente (1) (5). La corrosione ha infatti inizio quando si raggiunge una

concentrazione limite di cloruri nel calcestruzzo a contatto con le armature.

Il contenuto critico di cloruri è in generale espresso in percentuale in riferimento alla massa di cemento nel calcestruzzo, in altre parole si deve avere che la quantità di cloruri nella soluzione dei pori del calcestruzzo sia tale da raggiungere il limite critico del rapporto

$[Cl^-]/[OH^-]$ ; riferendosi al caso reale, nell'esperienza comune si ha che a un rischio di corrosione basso per calcestruzzi non carbonatati (ottenuti con normali cementi portland) corrisponde un contenuto di cloruri intorno allo 0,4% mentre all'aumentare del rischio la concentrazione aumenta fino a valori superiori a 1% inoltre, come è presumibile pensare, per strutture interamente sommerse in acque marine le percentuali sono molto più alte (8) (4) (9).

Per corrosione indotta da cloruri, la norma UNI EN 206, fa due classificazioni separate fra corrosione indotta da cloruri provenienti da acqua del mare e i restanti come riportato in Tabella 2 (7).

Tabella 2 Classificazione dei livelli di corrosione proposta dalla norma UNI EN 206

Corrosione indotta da cloruri non provenienti da acqua del mare		
<b>XD1</b>	Umidità moderata	-Superfici di calcestruzzo esposte a concentrazioni di cloruri nell'atmosfera
<b>XD2</b>	Bagnato, raramente asciutto	-Piscine -Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
<b>XD3</b>	Cicli di asciutto e bagnato	-Parti di ponti esposti a soluzioni contenenti cloruri -Pavimentazioni -Parcheggi
Corrosione indotta da cloruri provenienti da acqua del mare		
<b>XS1</b>	Esposte in un ambiente marino ma non a diretto contatto con l'acqua del mare	-Strutture vicine o sulla costa
<b>XS2</b>	Perennemente sommerse	-Parti di strutture marine
<b>XS3</b>	Soggette a variazioni dei livelli dell'acqua, a spruzzi/onde	-Parti di strutture marine

Dalla Tabella 2 si nota che la condizione più critica è quella che si ha in strutture soggette a cicli di asciutto e bagnato, questa condizione favorisce la penetrazione dei cloruri e velocizza il meccanismo di corrosione rispetto ai tempi che invece si hanno nelle zone perennemente sommerse. Raggiunto il valore limite di concentrazione di cloruri, si ha l'innescio dei fenomeni corrosivi e quindi la fase di propagazione. Per analizzare questo fenomeno dal punto di vista fisico è necessario introdurre diversi fenomeni di trasporto, tra i quali: permeazione, diffusione capillare, evaporazione, e diffusione.

Tuttavia il principale meccanismo risulta essere la diffusione e, per tale motivo, è spesso l'unico a cui si fa riferimento nella pratica comune; un ulteriore aspetto, riguarda la complessità nel modellare gli altri meccanismi di trasporto (8) (9).

Il meccanismo della diffusione può essere previsto, con buona approssimazione, tramite la seconda legge di Fick:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -D_{ce} \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (I.7)$$

Dove C è il contenuto totale di cloruri in kg/m<sup>3</sup>, t è il tempo in s, x è la profondità di penetrazione in m e  $D_{ce}$  è il coefficiente di diffusione dei cloruri effettivo in m<sup>2</sup>/s (esso è ricavato per via sperimentale).

La precedente equazione (I.7) viene integrata assumendo la concentrazione di diffusione di ioni misurata sulla superficie del calcestruzzo è costante nel tempo ed è uguale a  $C_S$  ottenendo:

$$C_x = C_S \left( 1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D_{ce}t}} \right) \quad (I.8)$$

si ha pertanto (noti  $D_{ce}$  e  $C_S$ ), la possibilità di valutare la variazione dei profili di concentrazione dei cloruri per strutture reali e stimare quando avviene il raggiungimento del valore di contenuto critico (2).

Diversi studi concordano sul fatto che entro pochi mesi,  $C_S$  raggiunga un valore che tende a mantenersi costante; esso è legato alla posizione della struttura, all'orientamento delle superfici, alla concentrazione di cloruri nell'atmosfera e alle condizioni di esposizione in relazione agli agenti atmosferici come venti e piogge (2).

Il valore di  $D_{ce}$ , in genere compreso tra  $10^{-13}$  m<sup>2</sup>/s e  $10^{-10}$  m<sup>2</sup>/s, dipende dalle caratteristiche del calcestruzzo, dalla sua permabilità nonché da altri fattori ad essa connessi come il rapporto acqua/cemento, la maturazione, la fessurazione ect. ;

la velocità di propagazione, assume un valore che va da alcune decine di  $\mu\text{m}/\text{anno}$  fino a 1 mm/anno in relazione al livello di umidità dell'ambiente, al tenore di cloruri ( dall' 1% al 3%, in peso rispetto al cemento) e crescendo ulteriormente spostandosi da un clima temperato a un clima tropicale (2).

### **1.2.3. Altre tipologie di corrosione**

Altre tipologie di corrosione, delle quali verrà fatto solo un accenno poiché raramente riscontrabili in strutture ordinarie in calcestruzzo armato, sono:

- Corrosione per fatica
- Corrosione dovuta a correnti indotte (o vaganti)

La corrosione per fatica, in generale, si presenta in armature ad alta resistenza, quindi in strutture in calcestruzzo precompresso; essa è strettamente collegata al fenomeno noto come infragilimento da idrogeno che, in particolari condizioni (metallurgiche, ambientali e di carico), è responsabile di una rottura fragile del materiale (2).

La corrosione dovuta a correnti indotte, potrebbe insorgere in strutture ferroviarie, ponti, tunnel, o strutture ad essi adiacenti; in questi casi si potrebbe rilevare la presenza di correnti elettriche che non seguendo i propri percorsi, si disperdono nel calcestruzzo armato e vanno ad interessare zone delle barre in aree più o meno distanti; gli effetti, trascurabili in presenza di correnti alternate, possono essere rilevanti in presenza di correnti continue, con grandi intensità e prolungate nel tempo distruggendo lo stato passivante delle armature nelle zone in cui avviene il passaggio al calcestruzzo (2).

# *II Capitolo*

---

## **II.1. EFFETTI/DEGRADO DELLA STRUTTURA IN C.A.**

Definite le condizioni generali riguardanti gli aspetti fisico-chimici della corrosione, si passa ad approfondire le principali conseguenze strutturali ad esse connesse con l'intenzione di analizzare i diversi studi che nelle ultime decadi, hanno indagato tale fenomeno.

L'interesse crescente in questo ambito è dovuto, sebbene il fenomeno della corrosione sia spesso localizzato in porzioni ridotte della struttura, alle grandi variazioni in termini di sicurezza che esso comporta; infatti, l'importanza di tali studi va ricercata soprattutto nella definizione di come la vita di servizio delle strutture in calcestruzzo armato si modifichi con il propagarsi dei fenomeni corrosivi.

Per collegarsi a quanto scritto nel capitolo precedente, è doveroso ricordare che, la corrosione delle armature di acciaio nel calcestruzzo può essere analizzata suddividendo il processo in tre fasi; la prima fase, solitamente chiamata fase iniziale, è rappresentata dall'inizio del processo di diffusione (di CO<sub>2</sub> o cloruri) dagli strati esterni di calcestruzzo, copriferro, verso le armature, la seconda fase è l'inizio (innesco) della corrosione e conseguente formazione dei prodotti corrosivi e la terza fase è il deterioramento quando si verificano cracking e delaminazione (10).

Il degrado del calcestruzzo dovuto ai fenomeni corrosivi comporta diversi effetti connessi fra loro che implicano alterazioni dei due materiali e di conseguenza modifiche delle leggi costitutive e del comportamento strutturale globale.

I meccanismi principali che vengono individuati come causa della riduzione della capacità portante di un elemento o una struttura in c.a. sono tre: formazione di fessure nel calcestruzzo del copriferro (cover cracking), riduzione della sezione delle barre di acciaio (loss of bar section) e deterioramento del legame tra acciaio e calcestruzzo; quest'ultimi, come mostrato nella Figura 4 sono collegati a meccanismi secondari che insieme

concorrono alla riduzione della capacità portante (11) (12).

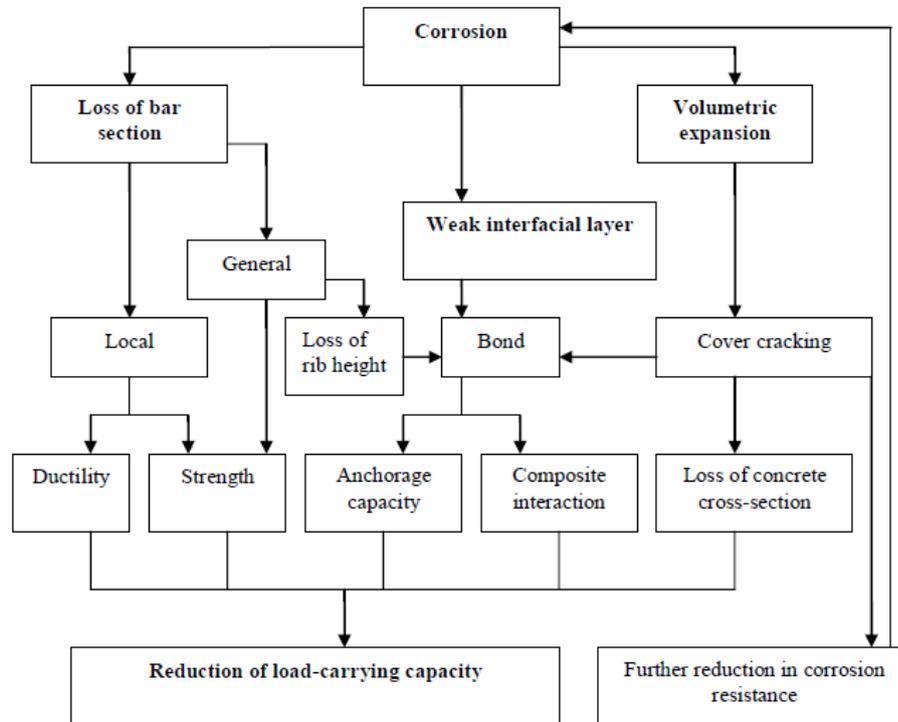


Figura 4 Diagramma effetti della corrosione da Cairns, J., Du, Y., and Law, D. Residual bond strength of corroded plain round bars (12).

Nei paragrafi successivi è presentato un approfondimento sugli effetti dal punto di vista descrittivo e analitico; tuttavia occorre specificare che così come è difficile analizzare singolarmente un effetto tralasciando gli altri, è anche complicato sviluppare un modello che tenga conto di tutti gli aspetti; l'impossibilità di avere un quadro completo è legata al fatto che spesso, tali modelli si basano su prove sperimentali i cui risultati non sempre sono comparabili.

### II.1.1. Riduzione della sezione resistente

La formazione dei prodotti di corrosione sulle barre di acciaio, con l'avanzare del processo, oltre a determinare una variazione delle caratteristiche dell'acciaio, porta alla progressiva perdita di sezione resistente e di conseguenza a notevoli variazioni di comportamento del materiale composito.

La riduzione della sezione resistente delle barre, che può essere di tipo localizzato (pitting) o diffuso (per effetto della carbonatazione), comporta in generale, la diminuzione della resistenza a rottura e della resistenza a fatica e l'alterazione delle proprietà di deformazione dell'acciaio.

E' stimato che, una riduzione della sezione di armatura compresa fra il 10 e il 25% nelle zone critiche della struttura indica il possibile raggiungimento della vita utile residua della struttura, mentre riduzioni del 5%, segnano l'inizio della fase di deterioramento iniziale (13); inoltre sulla base di uno studio inerente la duttilità delle armature soggette a corrosione, è risultato che la riduzione in termini di duttilità è principalmente funzione della perdita di area piuttosto che del tipo di barra o dal diametro della barra (14) .

L'importanza nella definizione della perdita di sezione è dovuta al fatto che la riduzione della sezione resistente (%) e la penetrazione dell'attacco (mm) sono due dei parametri principali utilizzati dai ricercatori per quantificare lo stato di corrosione (11); nello specifico si dovrebbe ricorrere alla perdita di massa ma per praticità, soprattutto per gli studi analitici si converte quest'ultima in perdita di sezione. In ambito sperimentale infatti, misurare la riduzione della sezione della barra risulta intuitivo, essa viene valutata a partire dalla perdita di massa delle armature per unità di lunghezza. La massa di riferimento nelle aree soggette a corrosione viene misurata riferendosi alle barre collocate in zone dove il processo di corrosione non è attivo mentre per le aree soggette a corrosione, la massa residua per unità di lunghezza viene valutata dopo la rimozione dei prodotti di corrosione e poi correlata alla massa di riferimento; la differenza tra le due è pari alla perdita media di massa per unità di lunghezza che permette di ottenere la perdita di sezione, come mostrato dall'equazioni (II.1) (II.2) (15) :

$$\Delta m = m - m' \quad (II.1)$$

$$\Delta A_S = \frac{\Delta m}{m} A_S \quad (II.2)$$

con  $\Delta m$  perdita di massa per unità di lunghezza,  $m$  e  $m'$  massa di riferimento e massa residua per unità di lunghezza,  $\Delta A_S$  perdita di sezione in (mm<sup>2</sup>) e  $A_S$  sezione nominale (mm<sup>2</sup>).

Analiticamente la riduzione della sezione è funzione della penetrazione dell'attacco corrosivo, quest'ultimo viene indicato generalmente con  $X$  oppure  $P_X$  e viene espresso in mm o mm/anno.

Nella Figura 5 viene mostrata la riduzione della sezione al variare della penetrazione; a sinistra con il caso di corrosione uniforme e a destra è riportato il caso di corrosione localizzata (pitting).

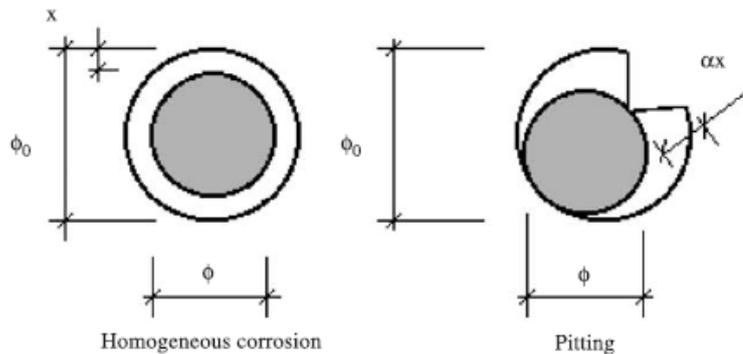


Figura 5 Diminuzione della sezione resistente da Rodriguez J., Ortega L.M., Casal J., Diez J.M., Corrosion of reinforcement and service life of concrete structures (16)

Analiticamente si avrà (16) :

$$\phi = \phi_0 - \alpha X \quad (\text{II.3})$$

Dove  $\phi$  e  $\phi_0$  sono il diametro residuo e diametro iniziale in mm mentre  $\alpha$  è un coefficiente che dipende dal tipo di attacco;  $\alpha$  assume valore pari a 2 nel caso di corrosione distribuita e fino a 10 nel caso di pitting.

L'attacco di penetrazione può essere a suo volta espresso introducendo il termine  $I_{corr}$  che rappresenta la densità di corrente di corrosione ed è espresso in  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ; la misura di tale parametro fornisce la quantità di metallo che si trasforma in ossido per unità di superficie di armatura (17). La tecnica più utilizzata per misurare la corrente di corrosione viene chiamata resistenza di polarizzazione  $R_p$ , la misurazione della corrente di corrosione viene effettuata mediante un elettrodo di riferimento, che indica il potenziale elettrico e un elettrodo ausiliario che fornisce la corrente (18).

Considerando ad esempio una corrosione di tipo generalizzato, per la quale la riduzione dell'acciaio può essere assunta approssimativamente uniforme nell'intera superficie, introducendo il fattore tempo dal quale la riduzione di sezione dipende, per  $\phi$  e  $P_X$  si avrà:

$$\phi(t) = \phi_0 - 2I_{corr}k(t - t_{in}) \quad (II.4)$$

$$P_X = I_{corr}kt_p \quad (II.5)$$

dove  $k$  è un fattore di conversione da  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  a  $\text{mm}/\text{anno}$  che per l'acciaio delle barre è pari a 0.0116,  $(t - t_{in})$  è il tempo di propagazione  $t_p$  e quindi l'unità di misura di  $P_X$  risulta essere  $\text{mm}/\text{anno}$  (18).

La valutazione del fattore  $I_{corr}$  può essere fatta in riferimento a prove sperimentali su strutture reali e in laboratorio oppure avvalendosi di opportune tabelle che forniscono dei valori di  $I_{corr}$  in funzione dell'aggressività dell'ambiente nel quale la struttura è collocata. Riferendosi alla normativa UNI EN 206 (la norma europea che si occupa di specificazione, prestazione, produzione e conformità del calcestruzzo), vengono individuati i valori da utilizzare in base alle diverse classi di esposizione Tabella 3

Tabella 3 Valori suggeriti dalla norma UNI EN 206 per la valutazione di  $I_{corr}$  (7)

Classe di esposizione		$I_{corr}$ [ $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ]	
0	Nessun rischio di corrosione	$\approx 0.01$	
CORROSIONE INDOTTA DA CARBONATAZIONE		Parzialmente carbonata	Interamente carbonata
C1	Asciutto	$\approx 0.01$	$\approx 0.01$
C2	Bagnato, raramente asciutto	0.1 - 0.5	0.2 - 0.5
C3	Umidità moderata	0.05 - 0.1	0.1 - 0.2
C4	Cicli di asciutto e bagnato	0.01 - 0.2	0.2 - 0.5
CORROSIONE INDOTTA DA CLORURI			
D1	Umidità moderata	0.1 - 0.2	

D2	Bagnato, raramente asciutto	0.1 - 0.5
D3	Cicli di asciutto e bagnato	0.5 - 5
S1	ambiente marino ma non a diretto contatto con l'acqua del mare	0.5 - 5
S2	Sommerso	0.1 - 1
S3	Soggette a variazioni dei livelli dell'acqua, a spruzzi/onde	1 - 10

Assumendo la stessa intensità di corrente di corrosione per un gruppo di n barre di armatura con lo stesso diametro soggetto a corrosione generale, l'area della sezione al tempo t può essere scritta come (17):

$$A_S(t) = \frac{n\pi[\Phi_0 = 2I_{corr}k(t - t_{in})]^2}{4} \quad (II.5)$$

### II.1.2. Riduzione della sezione resistente/modifica del legame costitutivo dell'acciaio

In relazione alla formazione dei prodotti corrosivi e al diminuire della sezione viene introdotta una modifica delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio.

A tal proposito una delle formulazioni utilizzate per la modifica del legame costitutivo del materiale, proposta da Cairns (19), è riportata di seguito:

$$f_{ym}^* = (1 - \alpha_y Q_{corr}) f_{ym} \quad (II.6)$$

$$f_{um}^* = (1 - \alpha_u Q_{corr}) f_{um} \quad (II.7)$$

$$\varepsilon_u^* = (1 - \alpha_1 Q_{corr}) \varepsilon_u \quad (II.8)$$

Con  $f_{ym}^*$ ,  $f_{um}^*$  e  $\varepsilon_u^*$  che rappresentano tensione di snervamento, tensione ultima e deformazione ultima dell'acciaio soggetto a corrosione;  $f_{ym}$ ,  $f_{um}$  e  $\varepsilon_u$  sono i valori di tensione di snervamento, tensione ultima e deformazione ultima dell'acciaio non corrosivo.

Per ottenere queste grandezze ridotte, si fa riferimento alla perdita di sezione media  $Q_{corr}$  espressa in percentuale e ai coefficienti empirici  $\alpha_y$ ,  $\alpha_u$ ,  $\alpha_1$  che assumono differenti valori in funzione del tipo di corrosione a cui si fa riferimento (indotta da cloruri o per carbonatazione); di seguito è riportata la Tabella 4 a cui si fa riferimento per i suddetti coefficienti (20).

Tabella 4

Tipologia di corrosione	$Q_{corr}$ %	$\alpha_y$ -	$\alpha_u$ -	$\alpha_1$ -
Carbonatazione	0-3	0.012	0.011	0.03
Cloruri	0-25	0.017	0.018	0.06

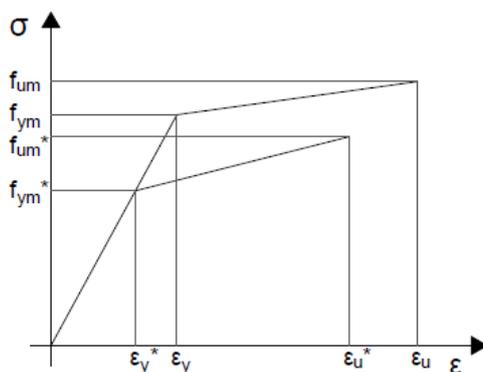


Figura 6 Modifica del legame costitutivo dell'acciaio

### II.1.3. Espansione degli ossidi, variazione del legame di aderenza acciaio-calcestruzzo

Se da un lato la formazione di prodotti di corrosione portano a una riduzione della sezione resistente delle barre di acciaio, dall'altro, tali prodotti accumulandosi sulla superficie delle armature occupano un volume maggiore di quello del metallo originale (non corrosivo) provocando cracking o spalling (delaminazione) del copriferro e modificando il legame tra calcestruzzo e acciaio. Infatti la delaminazione del copriferro implica la perdita di confinamento e la riduzione della resistenza del legame nella zona di interfaccia tra i due materiali, mentre la superficie della barra ricoperta dagli ossidi, comporta un cambiamento all'interfaccia tra le due superfici di contatto che interferisce con lo sviluppo dei meccanismi di legame che si basano sull'aderenza dei due materiali.

Anche se questo tema è oggetto di diversi studi negli anni sia riferiti a prove

sperimentali che a modelli analitici, si è ancora lontani dal trovare una soluzione condivisa e universalmente accettabile sia perché la sua formulazione implica il coinvolgimento di un ampio numero di parametri (come ad esempio il rapporto tra copriferro e diametro, posizione delle armature, il livello di confinamento, la qualità del calcestruzzo, la fessurazione del copriferro ecc.) sia perché gli studi fino ad ora portati avanti (quasi tutti in condizione di corrosione artificiale) hanno portato a risultati difficilmente comparabili fra loro (21).

Per tali ragioni e per il fatto che, in generale, per bassi livelli di corrosione non varia il legame come mostrato dall'andamento in Figura 7 tale aspetto viene spesso trascurato (22).

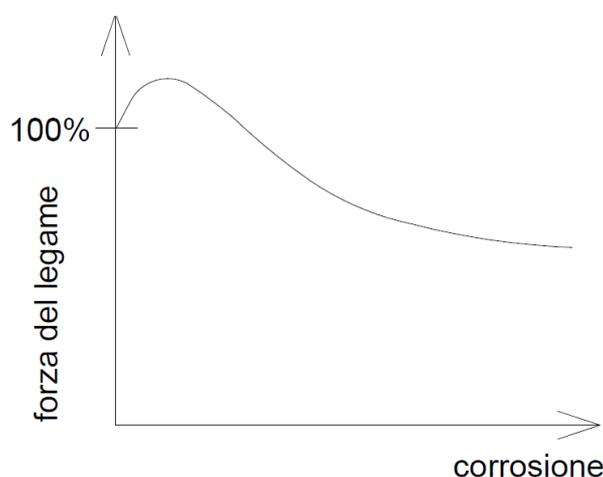


Figura 7 Andamento della forza del legame in funzione della corrosione da Cabrera J., Ghoddoussi P. The effects of reinforcement corrosion on the strength of the steel/concrete “bond” (22)

#### **II.1.4. Espansione degli ossidi, degrado del calcestruzzo**

Maggiormente definito è il fenomeno per il quale, dall'espansione dei prodotti della corrosione si generano fessure che portano alla perdita dell'integrità iniziale del calcestruzzo e quindi ad un abbassamento della sua resistenza a compressione. Per tenere conto di questo fenomeno, in generale esistono due tipi di approcci. Il primo, consiste nel ridurre la sezione del calcestruzzo rimuovendo la parte del copriferro nella zona compressa, simulando quindi, la delaminazione del copriferro.

Il secondo, più adatto nel caso di corrosione moderata, consiste nel modificare la legge costitutiva del calcestruzzo, riducendo la resistenza a compressione.

In tal senso, nel determinare la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo, una delle formulazioni più diffuse è quella proposta da Coronelli e Gambarova secondo la

quale la riduzione della resistenza a compressione dipende dall'ampiezza della deformazione media a trazione che causa microfessure longitudinali; a partire dal modello di Vecchio e Colins (23) (24) si ha:

$$f_{cm}^* = \frac{f_c}{1 + K \varepsilon_1 / \varepsilon_0} \quad (\text{II.9})$$

dove  $K$  è un coefficiente correlato alla rugosità della barra e al diametro (per barre nervate con diametro medio  $K$  viene posto uguale a 0,1 (23))  $\varepsilon_0$  è la deformazione massima a compressione;  $\varepsilon_1$  è il valore medio della deformazione a tensione nel calcestruzzo ordinario rispetto alla direzione dello sforzo applicato. La deformazione  $\varepsilon_1$  viene valutata attraverso l'espressione:

$$\varepsilon_1 = (b_f - b_0) / b_0 \quad (\text{II.10})$$

con il termine  $b_0$  che indica la larghezza della sezione dell'elemento quando non si ha corrosione e  $b_f$  che esprime la larghezza dell'elemento aumentata per effetto delle fessure dovute al fenomeno corrosivo; per esprimere l'aumento della larghezza della sezione si ha:

$$b_f - b_0 = n_{bars} w_{cr} \quad (\text{II.11})$$

con  $n_{bars}$  numero di barre nello strato compresso e  $w_{cr}$  che indica la larghezza totale delle fessure per un dato livello di corrosione (23).

Per un determinato livello di corrosione  $X$  (25) :

$$w_{cr} = \sum_i u_{i,corr} = 2\pi(v_{rs} - 1)X \quad (\text{II.12})$$

con  $v_{rs}$  che rappresenta il rapporto di espansione volumetrica degli ossidi rispetto al materiale non corrosivo, posto uguale a 2.

# *III Capitolo*

---

## **III.1. ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA**

Al fine di analizzare e ottenere una risposta sismica il più possibile accurata e conforme alla reale risposta della struttura si è ritenuto opportuno ricorrere a strumenti di analisi in grado di coglierne il comportamento non lineare. La scelta della tipologia di analisi è stata influenzata dalla necessità di considerare la non linearità di comportamento guardando anche alla semplicità di svolgimento, lettura e interpretazione dei risultati. Le suddette ragioni hanno portato alla scelta di effettuare un'analisi statica non lineare, comunemente nota con il termine anglosassone pushover, che risulta indubbiamente vantaggiosa in termini di rapidità di esecuzione e sforzo computazionale; va evidenziato inoltre che tale tipologia di analisi è ampiamente utilizzata nella progettazione e verifica sismica in quanto introdotta in diverse normative internazionali e nella normativa italiana nei primi anni duemila con l'ordinanza PCM 3274/2003 (26).

Tale tipologia di analisi, in generale, consiste nello “spingere oltre” la struttura, quindi portarla al collasso, operando un controllo in forze o in spostamenti. Gli aspetti fondamentali di questa analisi possono essere riassunti in due punti, il primo consiste nella determinazione del legame forza-spostamento della struttura in esame, anche noto come curva di capacità, il secondo è la valutazione del performance point ossia la verifica del massimo spostamento raggiunto rispetto alla domanda sismica (definita tramite lo spettro di risposta elastico in accelerazione del sito considerato); alla luce di ciò, un altro aspetto che favorisce l'impiego di un'analisi pushover nell'ambito di questo studio, è la possibilità di ottenere più confronti andando a variare soltanto la domanda e verificando come diversi scenari corrosivi possano avere effetti più o meno rilevanti in presenza di sisma. Esistono diversi approcci per eseguire un'analisi statica non lineare ma le peculiarità sulle quali il metodo è fondato sono le medesime e possono essere descritte nei punti elencati come segue:

- definizione di uno spettro che sia compatibile con l'azione sismica

- caratteristica del sito in cui la struttura è collocata (DOMANDA)
- corretta definizione di un modello MDOF (multi-degree-of-freedom) tenendo conto delle relative non linearità e svolgimento dell'analisi pushover con scelta appropriata della distribuzione di forze (CAPACITA');
  - passaggio al sistema SDOF (single-degree-of-freedom) equivalente e formulazione di una risposta adeguata;
  - confronto e verifica della risposta con la domanda.

## **III.2. ANALISI STATICA NON LINEARE**

### **III.2.1. Generalità**

“L'analisi statica non lineare consiste nell'applicare all'edificio i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali che, mantenendo invariati i rapporti relativi fra le forze stesse, vengano tutte scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo sulla struttura (es. un punto in sommità dell'edificio), fino al raggiungimento delle condizioni ultime”; la normativa prevede che vengano applicate almeno due distribuzioni di forze: una proporzionale alle masse e una proporzionale al prodotto delle masse per la deformata associata al primo modo di vibrare (26) (27). Esistono diverse metodologie per condurre questo tipo di analisi, le più utilizzate sono il metodo dello spettro di capacità (Capacity spectrum method) e il metodo N2; tralasciando le differenze che caratterizzano i due metodi, si può affermare che entrambi constano della fase di determinazione della curva di prestazione (nella quale viene descritta l'evoluzione della risposta strutturale) e della fase di individuazione del punto corrispondente alla risposta inelastica sulla curva di prestazione tramite lo studio di un sistema SDOF equivalente a quello MDOF di partenza. Nel presente lavoro si è fatto riferimento al metodo N2 le cui prescrizioni sono presenti nella normativa italiana, NTC2008 - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 gennaio (D.M. 14/1/08), e in quella europea.

### **III.2.2. Metodo N2**

Il metodo N2 combina l'analisi pushover di un sistema MDOF con l'analisi dello spettro di un sistema SDOF equivalente; il metodo può essere descritto in quattro punti:

1. Definizione del modello:

è necessario definire un modello che possa tener conto delle relazioni non lineari forza-spostamento per gli elementi strutturali; la domanda sismica è definita tramite lo spettro elastico in accelerazione  $S_{ae}$  nel quale le accelerazioni spettrali sono funzione del periodo naturale della struttura ( $T$ ) e tramite il quale si tiene conto di un opportuno coefficiente di smorzamento (28).

2. Determinazione della domanda sismica nel formato ADRS (Acceleration-Displacement- Response Spectrum):

lo spettro di domanda elastico viene riportato nel formato ADRS (Acceleration – Displacement Response Spectrum, ovvero pseudo-accelerazione spettrale  $S_{ae}$  in funzione dello spostamento relativo spettrale  $S_{de}$ ); per un un sistema elastico SDOF le quantità  $S_{ae}$  e de  $S_{de}$  sono legate dalla relazione:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (\text{III.1})$$

dove  $S_{ae}$  e  $S_{de}$  sono i valori dell'accelerazione e dello spostamento spettrale elastico corrispondenti al periodo  $T$  per un determinato smorzamento mentre per un sistema inelastico SDOF con una relazione bilineare forza-spostamento, l'accelerazione spettrale  $S_a$  e lo spostamento spettrale  $S_d$  possono essere determinati attraverso:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (\text{III.2})$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (\text{III.3})$$

indicando con  $\mu$  il fattore di duttilità definito come il rapporto tra spostamento

ultimo e spostamento allo snervamento e con  $R_\mu$  il fattore di riduzione della forza (28) (29).

3. Analisi pushover:

viene eseguita un'analisi pushover applicando alla struttura un profilo di forze orizzontali monotonamente crescenti; in questo modo può essere ricavata una relazione non lineare forza-spostamento e in genere vengono utilizzati taglio alla base e spostamento di un punto dell'ultimo livello, come grandezze rappresentative; occorre sottolineare come la scelta di un appropriata distribuzione di forze laterali sia determinante ai fini dell'analisi, e tale scelta non è univoca; nel metodo N2 il vettore dei carichi usato  $\mathbf{P}$  è ottenuto tramite l'espressione:

$$\mathbf{P} = \mathbf{p}\Psi = \mathbf{pM}\phi \quad (\text{III.4})$$

dove viene indicata con  $\mathbf{M}$  la matrice diagonale delle masse, con  $\mathbf{p}$  il moltiplicatore dei carichi laterali; la distribuzione dei carichi laterali  $\Psi$  funzione della massa e della deformata modale considerata  $\phi$  (28).

4. Definizione del modello SDOF equivalente:

poiché in questo metodo la domanda sismica è determinata utilizzando gli spettri di risposta, occorre ricondurre la curva di capacità del sistema MDOF in una SDOF equivalente; dalla dinamica è noto che una struttura costituita da un telaio di  $n$  piani, si deformi elasticamente secondo una propria forma modale  $\phi$ , può essere assimilata ad un oscillatore semplice con rigidità pari al rapporto tra taglio alla base e spostamento all'ultimo piano e avente una massa  $m^*$  definita tramite la seguente espressione:

$$m^* = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i}{\phi_n} \quad (\text{III.5})$$

la rigidezza del sistema sarà pari a quella del tratto elastico (III.6) e quindi il periodo sarà dato dalla (III.7) come mostrato di seguito

$$K^* = \frac{V_{b,y}^*}{D_y^*} \quad (\text{III.6})$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y}{V_{b,y}}} \quad (\text{III.7})$$

Nella (III.6) e nella (III.7) lo spostamento e il taglio alla base sono ricondotti alle relative grandezze nel sistema SDOF dividendo per il coefficiente di partecipazione al moto (III.10).

$$D_y^* = \frac{D_y}{\Gamma} \quad (\text{III.8})$$

$$V_{b,y}^* = \frac{V_{b,y}}{\Gamma} \quad (\text{III.9})$$

$$\Gamma = \frac{\phi^T M I}{\phi^T M \phi} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i^2} \quad (\text{III.10})$$

Mentre la curva di capacità nel piano ADRS (acceleration-displacement response spectrum) è ottenuta dividendo le forze del piano forza-spostamento ( $F^*$ - $D^*$ ) per la massa  $m^*$  (28).

5. Definizione della domanda sismica per il sistema SDOF equivalente:

La domanda sismica per il sistema SDOF equivalente può essere determinata tramite la procedura illustrata in Figura 8 dove sia la domanda che la capacità vengono disegnate nello stesso grafico; l'intersezione della retta radiale (corrispondente al periodo elastico del sistema bilineare ideale) con lo spettro

elastico di domanda  $S_{ae}$  definisce la domanda in accelerazione elastica richiesta. L'accelerazione allo snervamento  $S_{ay}$  indica sia la domanda in termini di accelerazione che la capacità inelastica del sistema; il fattore di riduzione  $R_\mu$  può essere determinato come indicato nella (III.11). La procedura per la definizione della risposta sismica del sistema SDOF quando il periodo è superiore a  $T_C$  (periodo di passaggio tra il tratto a pseudo-accellerazione costante e quello a pseudo-velocità costante) è semplice in quanto lo spostamento del sistema non dipende dalla sua resistenza e quindi è uguale a quello del sistema elastico con stesso periodo; nel caso in cui  $T^*$  è minore di  $T_C$  lo spostamento  $D^*$  viene determinato tramite un procedimento iterativo (28). Di seguito vengono illustrate le espressioni che permettono di ricavare la risposta sismica nel caso di periodo superiore a  $T_C$ , (III.12) e (III.13), e nel caso di periodo inferiore a  $T_C$  espressioni (III.14) e (III.15).

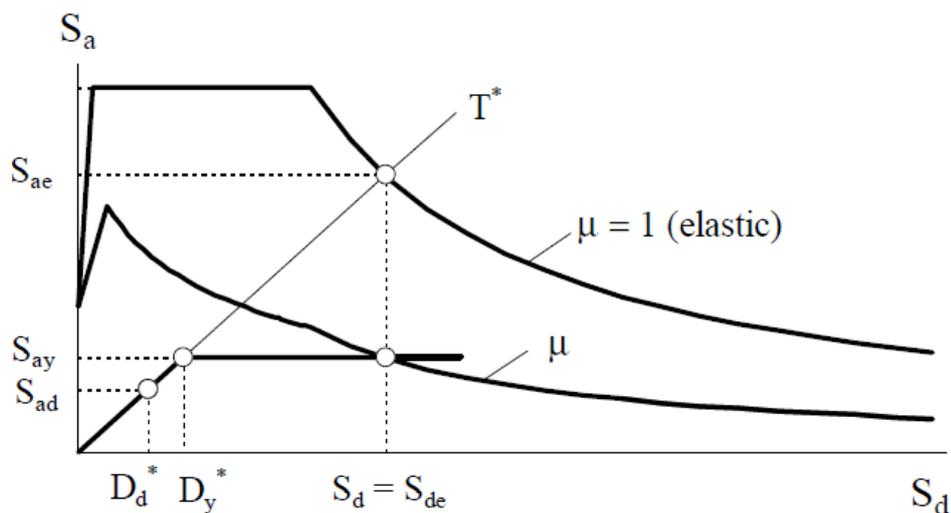


Figura 8 Spettro della domanda elastico e inelastico, curva di capacità da Fajfar P. A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} \quad (III.11)$$

$$S_d = S_{de}(T^*) \text{ per } T^* \geq T_C \quad (\text{III.12})$$

$$\mu = R_\mu \quad (\text{III.13})$$

$$S_d = \mu D_y^* = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left( 1 + (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \text{ per } T^* < T_C \quad (\text{III.14})$$

$$\mu = (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} + 1 \quad (\text{III.15})$$

6. Valutazione dei risultati ottenuti:

L'ultima parte riguarda l'analisi dei risultati ottenuti e la valutazione della performance della struttura comparando la domanda sismica locale e globale con la capacità.

### III.2.3. Normativa e limiti di applicabilità

L'analisi statica non lineare è presente in numerosi codici sismici, in Italia è normata nelle NTC2008 - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio (D.M. 14/1/08) ed è stata introdotta dall'ordinanza PCM 3274/2003; avendo presente il metodo descritto nel presente capitolo al paragrafo III.2.2 , la norma prevede che la struttura reale deve essere associata a un sistema strutturale equivalente a un grado di libertà e prescrive l'utilizzo di almeno due distribuzioni di forze che rientrino rispettivamente nel Gruppo 1 (distribuzioni principali) e nel Gruppo 2 (distribuzioni secondarie):

Gruppo 1:

- a) distribuzione proporzionale alle forze statiche, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare come seconda distribuzione la 2 a);
- b) distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni

proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa maggiore al 75%;

- c) distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a  $T_C$  (30).

Gruppo 2:

- d) distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della struttura;
- e) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione dell'entrata in campo plastico della struttura (30).

Tale tipologia di analisi è applicabile per strutture con regolarità in pianta e in altezza (come prescritto nelle NTC08) mentre per costruzioni non regolari è valido esclusivamente se si tiene conto dell'evoluzione della rigidezza e corrispondentemente delle forme di vibrazione conseguenti allo sviluppo delle deformazioni inelastiche (metodi evolutivi) (26) (30).

# IV Capitolo

## IV.1. MODELLAZIONE DELLA SEZIONE

### IV.1.1. Premessa

Al fine di ottenere un'analisi che tenesse conto della non linearità del sistema strutturale, è stato adottato un modello a plasticità diffusa nel quale il comportamento della sezione è descritto mediante dei diagrammi momento-curvatura, o meglio momento-curvatura-sforzo normale.

Nella progettazione sismica, è stato introdotto il concetto di duttilità strutturale con il quale si indica la capacità che il sistema ha di deformarsi oltre il campo elastico senza sostanziali riduzioni di resistenza; a livello della sezione per analizzarne la duttilità, si ricorre all'analisi del diagramma momento-curvatura.

Nell'ambito di questo lavoro si è fatto riferimento allo studio di un telaio piano, questo ha comportato la semplificazione di trattare esclusivamente il caso di flessione e pressoflessione retta; ci si è quindi limitati al determinare la relazione momento curvatura nella sola direzione sollecitata. Inoltre, si è ritenuto opportuno ricorrere a una rappresentazione di tipo bilatero supponendo quindi, che al momento di carico la sezione sia già fessurata Figura 9.

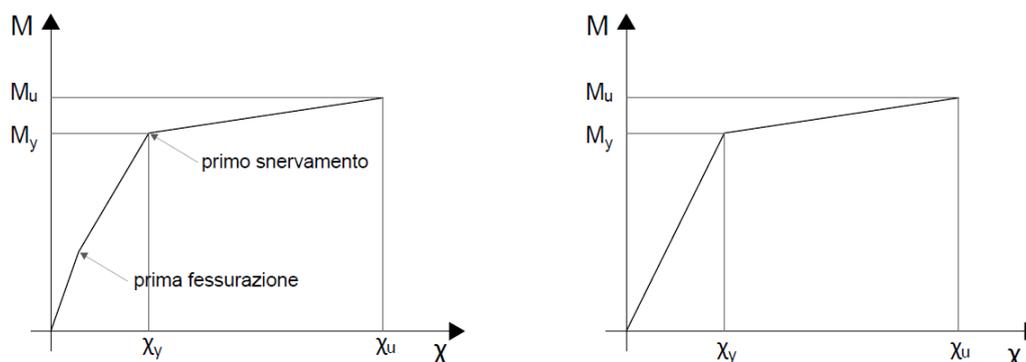


Figura 9 Relazione momento-curvatura di tipo trilineare e bilineare.

#### IV.1.2. Sezione presso-inflessa e diagramma momento-curvatura

Considerando una sezione in calcestruzzo armato, e volendo verificare che tale sezione sia o meno resistente alle sollecitazioni applicate, occorre che siano verificate le condizioni di equilibrio, di congruenza e di legame costitutivo.

Con riferimento alla Figura 10 indicando con  $N$  e  $M$  rispettivamente lo sforzo normale applicato ad una distanza  $e$  dal baricentro e il momento agente sulla sezione, indicando con  $\lambda$  la deformazione della fibra baricentrica e con  $\chi$  la generica curvatura; si avranno le espressioni riportate di seguito (con l'assunzione derivante dalla teoria di De Saint Venant che la sezione resti piana a deformazione avvenuta e ipotizzando un comportamento elastico lineare (IV.3)) (31) (32).

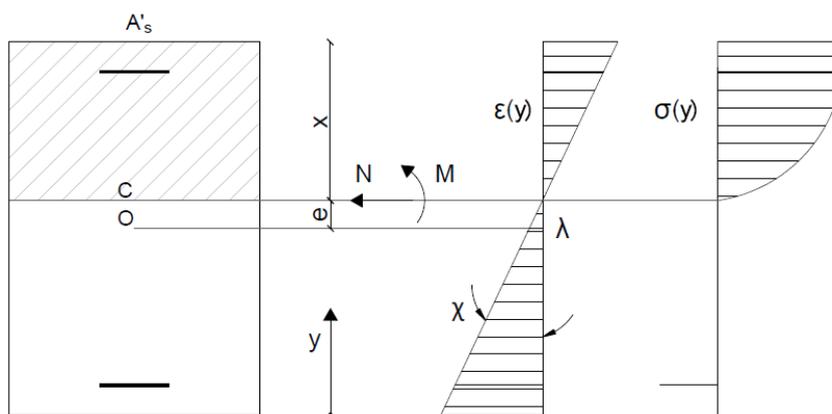


Figura 10 Sezione generica in calcestruzzo armato soggetta a momento flettente e sforzo normale

Per l'equilibrio si ha:

$$N = \int \sigma dA \quad (\text{IV.1})$$

$$N \cdot e + M = \int \sigma \cdot y dA \quad (\text{IV.2})$$

Per la congruenza:

$$\varepsilon = \lambda + \chi y \quad (\text{IV.3})$$

Per il legame costitutivo:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (\text{IV.4})$$

Indicando con  $E_S$  e  $E_C$  rispettivamente i moduli di Young di acciaio e calcestruzzo date le equazioni (IV.3) e (IV.4) si avrà:

$$\sigma = E \cdot (\lambda + \chi y) \quad (\text{IV.5})$$

Sostituendo la (IV.5) nelle (IV.1) e (IV.2) si hanno:

$$N = \int E \cdot (\lambda + \chi y) \, dA \quad (\text{IV.6})$$

$$N \cdot e + M = \int E \cdot (\lambda + \chi y) y \, dA \quad (\text{IV.7})$$

Sviluppando gli integrali, moltiplicando e dividendo per  $E_C$ :

$$N = E_C \lambda \int \frac{E}{E_C} \, dA + E_C \chi \int \frac{E}{E_C} y \, dA \quad (\text{IV.8})$$

$$N \cdot e + M = E_C \lambda \int \frac{E}{E_C} y \, dA + E_C \chi \int \frac{E}{E_C} y^2 \, dA \quad (\text{IV.9})$$

Con:

$$A_0 = \int \frac{E}{E_C} \, dA \quad (\text{IV.10})$$

$$S_0 = \int \frac{E}{E_C} y \, dA \quad (\text{IV.11})$$

$$I_0 = \int \frac{E}{E_C} y^2 \, dA \quad (\text{IV.12})$$

Dove  $A_0$ ,  $S_0$ ,  $I_0$  sono area omogeneizzata, momento statico della sezione omogeneizzata

e momento d'inerzia; essi dipendono oltre che dalle caratteristiche geometriche anche dal coefficiente di omogeneizzazione  $n$  che è dato dal rapporto tra  $E_S$  e  $E_C$  assunto generalmente pari a 15 (31) (32).

Con riferimento alle espressioni appena riportate, si ottengono le equazioni per la sezione presso-inflessa che una volta nota la geometria e il valore di  $n$  si riconducono a due equazioni in due incognite (IV.13) (IV.14) con le quali, facendo quindi variare  $\chi$  e  $\lambda$ , si ricavano i valori di  $N$  e  $M$  (31) (32).

$$N = E_C(\lambda A_0 + \chi S_0) \quad (IV.13)$$

$$N \cdot e + M = E_C(\lambda S_0 + \chi I_0) \quad (IV.14)$$

Quindi tenendo conto di quanto finora scritto, sarebbe possibile ricavare un diagramma momento curvatura per una sezione caratterizzata da un determinato valore di  $A_0$ ,  $S_0$ ,  $I_0$  e per un prefissato valore di sforzo normale  $N$  imponendo un valore della curvatura  $\chi$  e ricavando  $\lambda$  dall'equazione (IV.13) e  $M$  dalla (IV.14).

Nella realtà però, si ha che i legami costitutivi di calcestruzzo e acciaio non seguono delle leggi di tipo lineare elastico (come ipotizzato precedentemente) e quindi operando le stesse sostituzioni ma tenendo presente la non linearità dei materiali, al posto della (IV.13) e (IV.14) si avranno le seguenti espressioni:

$$N = \int \sigma \cdot (\lambda; \chi; \sigma - \varepsilon) dA \quad (IV.15)$$

$$N \cdot e + M = \int \sigma \cdot (\lambda; \chi; \sigma - \varepsilon) y dA \quad (IV.15)$$

Infatti, a partire dalle espressioni sopra riportate, (IV.15) e (IV.16), è possibile impostare una procedura numerica dove la curvatura  $\chi$  viene imposta in riferimento alle deformazioni limite dei materiali; imponendo l'equilibrio tra sforzo normale sollecitante e sforzo normale reagente viene individuato il valore di  $\lambda$ , noto il quale diviene nota la

configurazione deformata (31) (32).

### **IV.1.3. Procedura numerica per il calcolo del diagramma momento-curvatura**

Il comportamento di una sezione può quindi essere riassunto tramite un diagramma momento-curvatura ma data l'impossibilità, per una sezione in calcestruzzo armato, di ottenere una valutazione analitica dello sforzo normale e del momento flettente per un dato valore di curvatura, il calcolo della suddetta relazione viene ottenuto tramite un procedimento numerico; la sezione considerata simmetrica rispetto all'asse  $y$ , viene schematizzata tramite un modello a fibre, in tal modo gli integrali con i quali si ottengono le caratteristiche di sollecitazione si possano sostituire con delle sommatorie (nel caso più comune, in cui si ha una sezione rettangolare in c.a., l'intera sezione viene suddivisa in un numero prefissato di strisce, ottenendo fibre parallele all'asse neutro).

La relazione che lega la deformazione alla curvatura è:

$$\varepsilon(y) = \lambda + \chi y \quad (\text{IV.16})$$

Il valore di  $\lambda$  viene calcolato in maniera iterativa imponendo l'equilibrio (IV.17) con lo sforzo sollecitante:

$$N_S = \int \sigma(y) dA \quad (\text{IV.17})$$

e interrompendo il processo quando lo sforzo normale relativo a  $\lambda$  risulta pari a una frazione prefissata e sufficientemente piccola; nota  $\lambda$  vengono calcolati curvatura e momento reagente  $M_R$  tramite l'equazione:

$$M_R = \int \sigma(y) y dA \quad (\text{IV.18})$$

variando la curvatura si otterranno i diversi valori di  $M_R$  della relazione ricercata, nella quale l'ultimo valore di  $M_R$  ottenuto corrisponde al momento resistente della sezione per quel determinato sforzo normale agente.

#### IV.1.4. Programma Excel per il calcolo del diagramma momento-curvatura

Nell'ambito del presente lavoro, è stato utilizzato un programma di calcolo in Excel che verrà di seguito implementato per tenere conto delle modifiche introdotte dal fenomeno corrosivo. Le convenzioni utilizzate dal suddetto programma sono:

- sforzo normale agente  $N$ , viene assunto negativo se di compressione ed è applicato ad  $H/2$ ;
- la curvatura  $\chi$  e il momento  $M_R$  sono positivi se in senso orario;
- con  $\lambda$  si indica la deformazione della fibra baricentrica.

Esso si compone di due fogli; il primo è di input e in questo vengono inseriti i dati geometrici della sezione (altezza  $H$  e base  $B$ ), il numero di strisce di armatura e la loro posizione ( $y$ ), i parametri relativi ai legami costitutivi di calcestruzzo e acciaio (leggi in trazione e compressione).

Se si considera una sezione rettangolare, essa viene suddivisa in un sufficiente numero di strisce  $n$ , con base delle strisce  $b_i$  pari alla base della sezione  $B$ , l'altezza  $h_i$  e posizione  $y_i$ ; si avrà che l' $i$ -esima deformazione sarà:

$$\varepsilon_i = \lambda + \chi y_i \quad (IV.19)$$

mentre la tensione:

$$\sigma_i = \sigma(\varepsilon_i) \quad (IV.20)$$

dove  $\sigma$  deriva dal legame costitutivo del calcestruzzo.

L'integrale per l'equilibrio dello sforzo normale viene sostituito con una sommatoria:

$$N = \sum_{i=1}^n \sigma_i \cdot b_i \cdot h_i \quad (IV.21)$$

e ancora (considerando  $m$  numero di strisce di armatura):

$$N = N + \sum_{j=1}^m A_{S,j} \cdot \sigma_{S,j} \quad (IV.22)$$

Il calcolo di  $M_R$  sarà dato da:

$$M_R = \sum_{i=1}^n \sigma_i \cdot y_i \cdot b_i \cdot h_i \quad (IV.23)$$

$$M_R = M_R + \sum_{j=1}^m A_{S,j} \cdot \sigma_{S,j} \cdot y_i \quad (\text{IV.24})$$

Partendo da dei valori di  $N$  e  $\chi$ , si ipotizza un valore di  $\lambda$  di partenza e si procede con il primo ciclo di risposta dal quale si ottengono  $N_R$  e  $M_R$ ; l'iterazione si ferma quando la differenza tra  $N$  e  $N_R$  è inferiore al valore di tolleranza  $t$  scelto.

Il valore di tolleranza in questo caso è dato dall'espressione:

$$t = \frac{1}{1000} \cdot N_{max} \quad (\text{IV.25})$$

dove  $N_{max}$  è pari al prodotto della resistenza a compressione del calcestruzzo considerato per l'area della sezione considerata (IV.25).

$$N_{max} = f_c \cdot A_{cls} \quad (\text{IV.26})$$

#### **IV.1.5. Calcolo del diagramma momento-curvatura modificato per effetto della corrosione**

Partendo dal programma illustrato nel paragrafo precedente sono state introdotte delle modifiche per tener conto delle degli effetti dovuti alla corrosione delle armature; nello specifico vengono introdotte nuove variabili e viene ridefinito il foglio di input per tenere conto della riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo (viene introdotto  $f_{cm}^*$ , tale parametro fa riferimento a un valore medio definito nel paragrafo II.1.4, equazione (II.9)), della diminuzione della sezione media delle armature (tradotta nella diminuzione dell'area delle strisce  $A_{S,j}$ ) e modifica del legame costitutivo dell'acciaio (paragrafo II.1.2, espressioni (II.6)-(II.8)). Vengono di seguito illustrati nel dettaglio i diversi passaggi e le modifiche al programma per il caso della trave (sezione parzializzata e degrado del calcestruzzo nella zona del copriferro) e per il caso della sezione di un pilastro (interamente compressa, si considera anche il danneggiamento della zona del copriferro laterale).

##### *IV.1.5.1. Modifica dell'interfaccia/dati di input*

Questa fase è pressoché uguale sia per la sezione relativa all'elemento trave che per quella di un pilastro. Nel foglio 1 (dati di input) ai dati relativi alla geometria iniziale, è stata aggiunta una cella di input per impostare lo spessore del copriferro  $c$  ed è stato ridefinito

l'inserimento delle aree di armatura impostando come input il numero di barre e il diametro (nello specifico si possono inserire nel foglio i dati relativi soltanto a strisce di armatura aventi al massimo due diversi diametri  $\phi_1$   $\phi_2$  e quindi numero di barre,  $n_{barre1}$  e  $n_{barre2}$ ).

La riduzione della sezione di armatura è introdotta per mezzo del parametro  $X$ , penetrazione dell'attacco corrosivo (paragrafo II.1.1); dopo aver individuato per ogni striscia di armatura un diametro medio  $\phi_m$  l'area di ogni striscia viene ricalcolata tenendo conto di  $X$ , quindi a partire dal valore del diametro ridotto  $\phi$  (equazione (II.3)).

Altri parametri introdotti nel foglio di input sono:

- $b_0$  (anche esso definito nel paragrafo II.1.1) che è posto uguale alla base della sezione nel caso della trave e dei lembi superiori e inferiori della sezione di un pilastro, mentre è posto pari all'altezza della sezione quando si considera la zona del copriferro laterale compressa nel pilastro;
- la tipologia di corrosione dalla quale dipende l'utilizzo dei coefficienti empirici di corrosione (Tabella 4 paragrafo II.1.2).

#### *IV.1.5.2. Modifica dello script/iter di calcolo*

Lo script si articola in cinque moduli, dei quali il primo (Modulo 1) è relativo al foglio di input ed è già stato illustrato nel paragrafo precedente, si passa quindi ad analizzare le modifiche effettuate nei restanti moduli.

- Modulo 2

In questo modulo è presente la definizione del numero di strisce ( $N_{stri}$ ), il valore di quest'ultimo nel programma iniziale (paragrafo IV.1.4) era fissato arbitrariamente pari a 100, esso è stato modificato al fine di poter individuare univocamente le strisce della zona del copriferro, per praticità di calcolo è stato posto pari all'altezza della sezione (considerazione valida se si sceglie di lavorare in millimetri e quindi di suddividere la sezione in un numero di strisce adeguato); si è passati quindi alla ridefinizione della posizione delle strisce  $y(i)$ , della loro altezza  $h_{stri}(i)$  e della base  $b_{stri}(i)$ .

Nel presente modulo vengono definiti i range di variabilità per la curvatura, nominata  $\mu$  nel foglio di lavoro, e per la deformazione in corrispondenza del baricentro  $\lambda$ ; queste definizioni sono rimaste invariate rispetto al file originale e sono state calcolate in riferimento alle deformazioni limite del calcestruzzo.

- Modulo 3

Nel modulo 3 vengono introdotte le funzioni relative al calcolo delle tensioni nel calcestruzzo in funzione della deformazione, qui viene introdotta la nuova variabile  $f_{cm}^*$  (nominata  $f_{ccor}$ ) che è funzione dei dati di input ( $f_c$  e  $X$  e  $b_0$ ) e conseguentemente viene definita una nuova  $\sigma$  del calcestruzzo; in realtà in questo foglio vengono definite una o più  $f_{ccor}$  e  $sigclscor$  per poter tener conto dei diversi valori di  $f_{cm}^*$  che devono essere considerati; in riferimento al caso della sezione di un pilastro si avranno infatti due nuove funzioni per poter considerare anche il cracking laterale mentre nel caso della trave il valore di  $f_{cm}^*$  varia poiché generalmente essa non è armata simmetricamente.

- Modulo 4

Viene inserita la nuova legge bilatera in trazione e in compressione per l'acciaio definendo i parametri  $f_{ym}^*$ ,  $f_{um}^*$ ,  $\varepsilon_u^*$ ,  $\varepsilon_y^*$  (come illustrato nel paragrafo II.1.2) funzioni della tipologia di corrosione (dato di input) e del  $Q_{corr}$ ; quest'ultimo parametro rappresenta la diminuzione di sezione media ed è quindi correlato anch'esso alla  $X$ .

Definite le suddette funzioni viene introdotta la  $\sigma$  dell'acciaio ridotta in funzione della deformazione.

- Modulo 5

In questo modulo è presente la routine di calcolo per lo sforzo normale e il momento ((IV.21)- (IV.24)), noti  $\lambda$  e  $\chi$ . In questa parte sono state fatte delle modifiche sostanzialmente diverse per il caso trave e per il caso pilastro.

#### SEZIONE TRAVE

Nel caso di una sezione ipotizzata appartenente ad un elemento trave, la parte compressa con una resistenza ridotta del calcestruzzo è quella del copriferro della zona compressa quindi, nel calcolo del contributo delle strisce di quella porzione viene sostituita la  $\sigma$  con  $\sigma_{cor}$  del calcestruzzo in relazione al valore di picco  $f_{cm}^*$  e analogamente si introduce  $\sigma_{scor}$  per l'acciaio come definite nel Modulo 3.

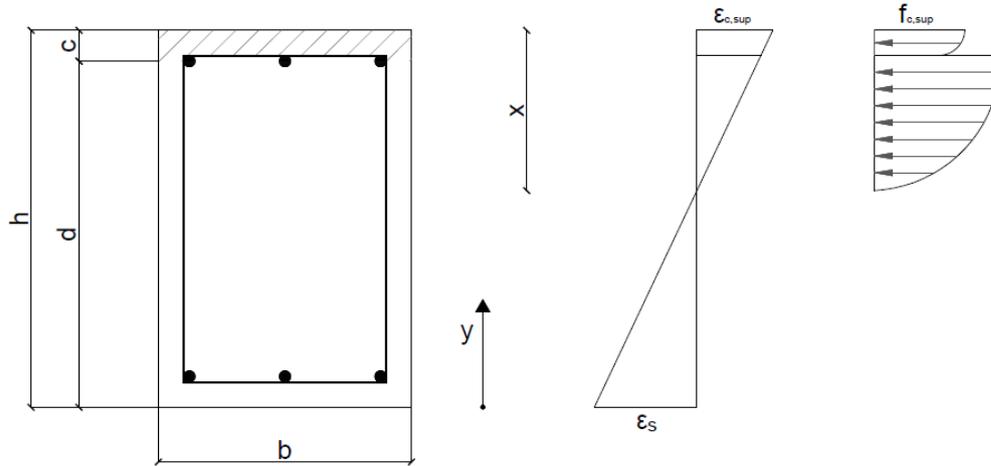


Figura 11 Sezione generica di un elemento trave

Ad esempio, per il ramo positivo della curva  $M-\chi$  con riferimento alla Figura 11 si avrà:

$$N = \sum_{i=1}^{Nstri-c} \sigma_i \cdot b_i \cdot h_i + \sum_{i=(Nstri-c)+1}^{Nstri} \sigma_{cor,i} \cdot b_i \cdot h_i \quad (IV.27)$$

Considerando il numero di armature pari a  $Narm$  e ricordando che la posizione delle armature così come delle strisce è misurata a partire dal lembo inferiore:

$$N = N + \sum_{j=1}^{Narm-1} A_{S,j} \cdot \sigma_{S,j} + \sum_{j=Narm}^{Narm} A_{S,j} \cdot \sigma_{Scor,j} \quad (IV.28)$$

Analogamente nel calcolo del momento:

$$M_R = \sum_{i=1}^{Nstri-c} \sigma_i \cdot y_i \cdot b_i \cdot h_i + \sum_{i=Nstri-c+1}^{Nstri} \sigma_i \cdot y_i \cdot b_i \cdot h_i \quad (IV.29)$$

$$M_R = M_R + \sum_{j=1}^{Narm-1} A_{S,j} \cdot \sigma_{S,j} \cdot y_j + \sum_{j=Narm}^{Narm} A_{S,j} \cdot \sigma_{Scor,j} \cdot y_j \quad (IV.30)$$

## SEZIONE PILASTRO

Nel caso di una sezione ipotizzata appartenente ad un elemento pilastro, la parte compressa corrisponde all'intera sezione quindi la zona danneggiata comprende anche le parti del copriferro laterale. Con riferimento alla Figura 12 sono state individuate quattro

zone, numerate da 1 a 4, la sola zona 1 corrisponde alla parte non danneggiata della sezione. Dato che per le sezioni dei pilastri, si ha un'armatura simmetrica rispetto ad entrambi gli assi (verticale e orizzontale), si avranno due diverse funzioni  $\sigma_{cor}$  e  $\sigma_{Scor}$  (definite nel Modulo 3).

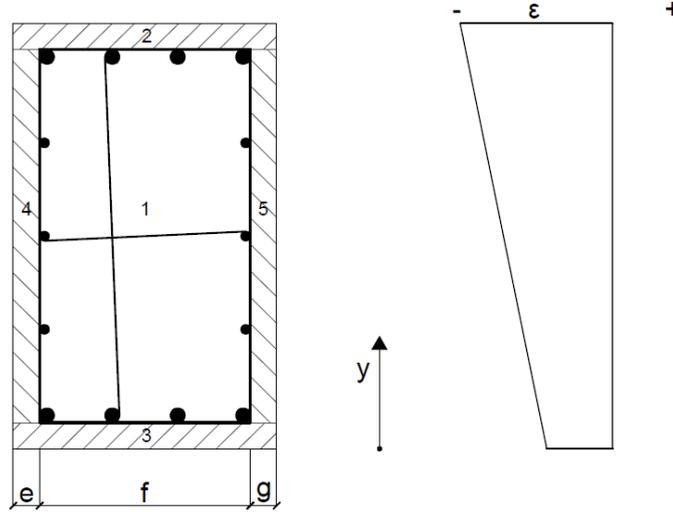


Figura 12 Sezione generica di un elemento pilastro

Le routine di calcolo sono quindi state scritte a partire dalle seguenti espressioni:

$$N = 2 \cdot \sum_{i=1}^c \sigma_{cor1,i} \cdot b_i \cdot h_i + \sum_{i=c+1}^{Nstri-c} [\sigma_i \cdot f + \sigma_{cor2,i} \cdot (e + g)] \cdot h_i \quad (IV.31)$$

$$N = N + \sum_{j=1}^1 A_{S,j} \cdot \sigma_{Scor1,j} + \sum_{j=2}^{Narm-1} A_{S,j} \cdot \sigma_{Scor2,j} + \sum_{j=Narm}^{Narm} A_{S,j} \cdot \sigma_{Scor1,j} \quad (IV.32)$$

$$M_R = 2 \cdot \sum_{i=1}^c \sigma_{cor1,i} \cdot y_i \cdot b_i \cdot h_i + \sum_{i=c+1}^{Nstri-c} [\sigma_i \cdot f + \sigma_{cor2,i} \cdot (e + g)] y_i \cdot h_i \quad (IV.33)$$

$$M_R = M_R + \sum_{j=1}^1 A_{S,j} \cdot \sigma_{Scor1,j} \cdot y_j + \sum_{j=2}^{Narm-1} A_{S,j} \cdot \sigma_{Scor2,j} \cdot y_j + \sum_{j=Narm}^{Narm} A_{S,j} \cdot \sigma_{Scor1,j} \cdot y_j \quad (IV.34)$$

# V Capitolo

## V.1. CASO STUDIO

### V.1.1. Generalità

Il caso studio è rappresentato da un telaio estrapolato da un edificio in calcestruzzo armato ordinario progettato in classe di duttilità alta, con pianta rettangolare, strutturalmente simmetrico nella direzione del lato corto e composto da 4 piani fuori terra; in Figura 13 viene individuato il telaio considerato ed è illustrato lo schema di orditura dei solai. I dati relativi a questo progetto sono stati presi facendo riferimento al libro Cosenza E., Maddaloni G., Pecce M., Ramasco R., Progetto Antisismico di Edifici in Cemento Armato, IUSS Press, 2005. L'edificio progettato seguendo i criteri di regolarità in pianta e in elevazione, è ubicato in zona sismica 1 e fondato su suolo di fondazione di categoria C.

I dati relativi alla ripartizione dei carichi sono riassunti in Tabella 5 mentre la sezione del telaio è illustrata in Figura 14.

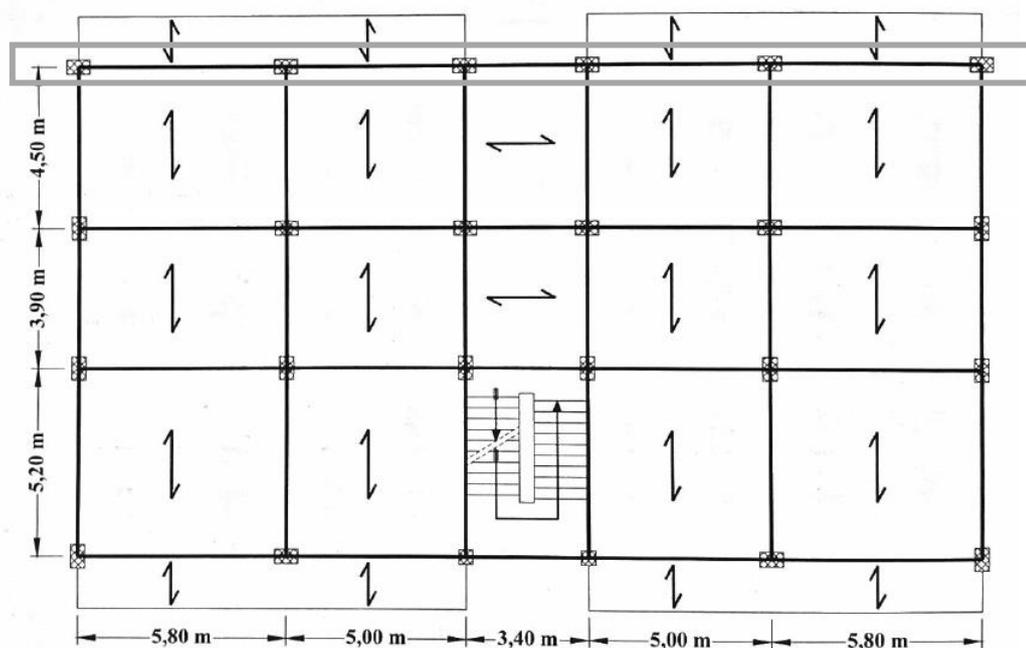


Figura 13 Orditura dei solai e telaio considerato

Tabella 5 Carichi agenti considerati

	rif. elemento	l	G <sub>k</sub>	Q <sub>k</sub>	P <sub>tr</sub>	P <sub>pil</sub>
	-	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
IMPALCATO 1	1B	5.8	23.8	8.4	5.27	6.5
	2B	5	23.8	8.4		
	3B	3.4	1.1	0		
	4B	5	23.8	8.4		
	5B	5.8	23.8	8.4		
IMPALCATO 2	6B	5.8	23.8	8.4	4.27	6
	7B	5	23.8	8.4		
	8B	3.4	1.1	0		
	9B	5	23.8	8.4		
	10B	5.8	23.8	8.4		
IMPALCATO 3	11B	5.8	23.8	8.4	4.27	5.5
	12B	5	23.8	8.4		
	13B	3.4	1.1	0		
	14B	5	23.8	8.4		
	15B	5.8	23.8	8.4		
IMPALCATO 4	16B	5.8	23.8	8.4	4.27	5
	17B	5	23.8	8.4		
	18B	3.4	1.1	0		
	19B	5	23.8	8.4		
	20B	5.8	23.8	8.4		

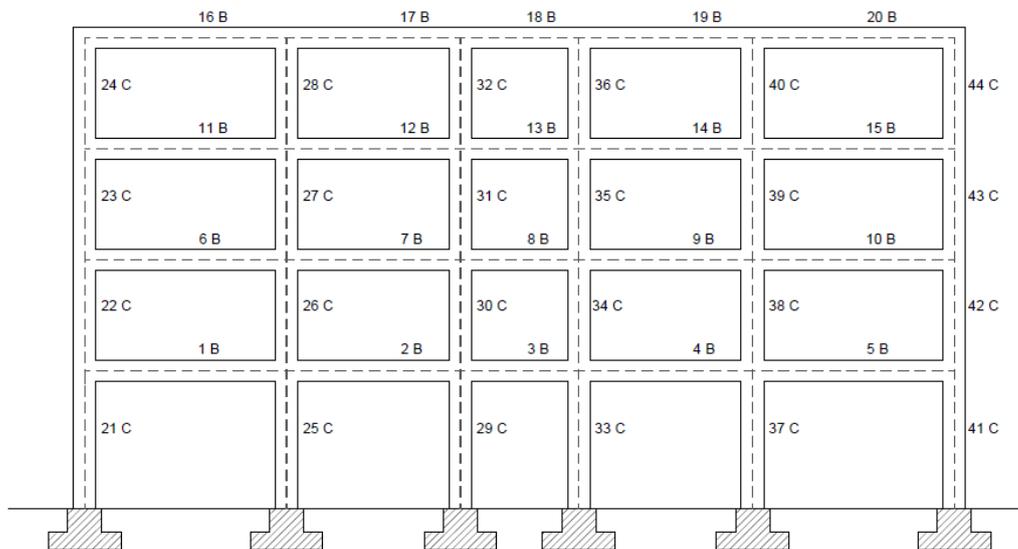


Figura 14 Sezione del telaio considerato come caso studio

### 1.1.2. Materiali di riferimento

Il calcestruzzo utilizzato è di tipo C25/30 mentre per le barre di armatura l'acciaio è il B450C (tipologie di materiale normate nelle Norme Tecniche per le costruzioni 2008); i parametri di riferimento sono riportati in Tabella 6

Tabella 6 Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo C25/30		
$\sigma_{cd}$	[MPa]	14.2
$f_c$	[MPa]	25
$\epsilon_{c1}$	[mm]	0.002
$\epsilon_{c2}$	[mm]	0.0035
Acciaio B450C		
$f_{yd}$	[MPa]	391
$f_u$	[MPa]	500
$\epsilon_{sy}$	[mm]	0.00225
$\epsilon_{su}$	[mm]	0.065

## V.2. MODELLO IN ADINA

Le diverse analisi sono state eseguite tramite il software per l'analisi agli elementi finiti ADINA, la scelta di utilizzare questo programma (non specifico dell'ingegneria civile/edile e generalmente poco utilizzato in ambito professionale) è dovuta alla possibilità di definire gli elementi tramite i diagrammi momento curvatura delle relative sezioni inoltre, con questo programma si ha un diretto controllo in tutte le fasi di utilizzo; si può infatti avere una completa gestione delle diverse operazioni, dalla definizione della geometria e modellazione della struttura, all'implementazione dell'analisi e controllo dei risultati. Volendo schematizzare l'intero procedimento, si può parlare di tre fasi: la prima (pre-process) comprende la generazione della geometria, la definizione delle proprietà del materiale, la creazione delle mesh e infine l'applicazione dei vincoli e dei carichi; la seconda (process) che consiste nella risoluzione numerica del problema e la terza (post-process) nella quale vengono visualizzati i risultati.

Di seguito vengono descritti nel dettaglio i vari step che compongono le fasi di utilizzo del programma e in particolare verrà fatto un focus sulle due analisi svolte, analisi modale e pushover.

### V.2.1. Geometria

ADINA permette l'inserimento della geometria di partenza tramite la definizione di punti, linee, superfici e volumi. Nel presente caso studio, ci si è limitati alla definizione di punti e linee in previsione di creare un modello con elementi beam (la cui creazione è legata alla definizione di due nodi all'estremità); pertanto definito un sistema di coordinate è stata inserita una tabella dei punti con le rispettive coordinate nel piano XZ ed è stata definita la maglia delle linee che definiscono la direzione degli elementi trave e pilastro.

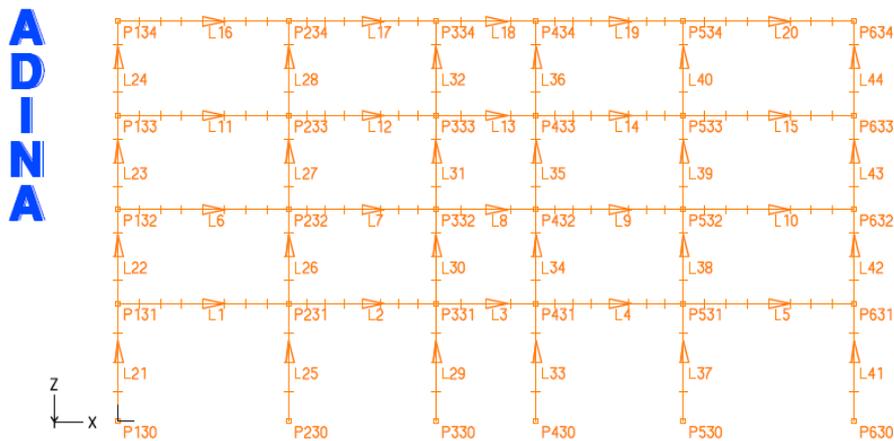


Figura 15 Definizione della geometria del telaio

## V.2.2. Proprietà del materiale e mesh

Come anticipato nel paragrafo precedente, si è scelto di utilizzare elementi beam, elementi monodimensionali finiti, definiti dai nodi di estremità, con sezione costante e assunti inizialmente rettilinei; essi possono essere utilizzati sia in analisi lineari che non lineari, definendo il loro comportamento tipicamente in due modi: tramite l'inserimento della geometria della sezione e i parametri del materiale oppure utilizzando come input le relazioni momento curvatura (33). Per ogni elemento viene definito il sistema di coordinate locale  $(r, s, t)$ , la direzione  $r$  coincide sempre con quella dell'asse neutro mentre le direzioni  $s$  e  $t$  possono essere definite in due modi: usando un nodo ausiliario oppure un vettore di orientamento. Nel modello in oggetto è stato utilizzato un vettore di orientamento  $\mathbf{k}$ , la direzione  $s$  giace sul piano definito dai due nodi dell'elemento e da  $\mathbf{k}$ , mentre la direzione  $t$  risulta perpendicolare al piano  $r - s$ .

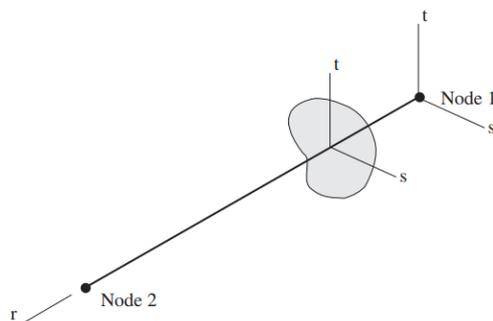


Figura 16 Riferimento locale per l'elemento beam in ADINA (33)

Nello specifico, per gli elementi pilastro il vettore di orientamento è  $(-1 \ 0 \ 0)$  mentre

per quelli trave è  $(0 \ 0 \ 1)$ , in questo modo si ha la direzione  $t$  sempre coincidente con quella del semiasse positivo  $y$ . Prima di creare le mesh è stata fatta una suddivisione delle linee in modo da discretizzare meglio gli elementi ed ottenere deformate più realistiche, quindi in base alla lunghezza di travi e pilastri sono state fatte da 4 a 8 suddivisioni; inoltre sono stati creati 44 gruppi di elementi così da poter gestire in modo indipendente ciascun elemento in previsione di poter modellare successivamente gli effetti della corrosione.

Il programma come anticipato, permette di modellare direttamente la sezione degli elementi tramite i diagrammi momento-curvatura, nel presente modello quindi, il materiale è stato definito a partire dalle relazioni momento-curvatura delle sezioni (Figura 17); utilizzando questo input si possono tenere in conto molti aspetti tra cui la dipendenza tra le curve momento-curvatura e forze assiali (la convenzione che si utilizza per quest'ultime è di tensione positive e compressione negative) e del comportamento multi-plastico del materiale.

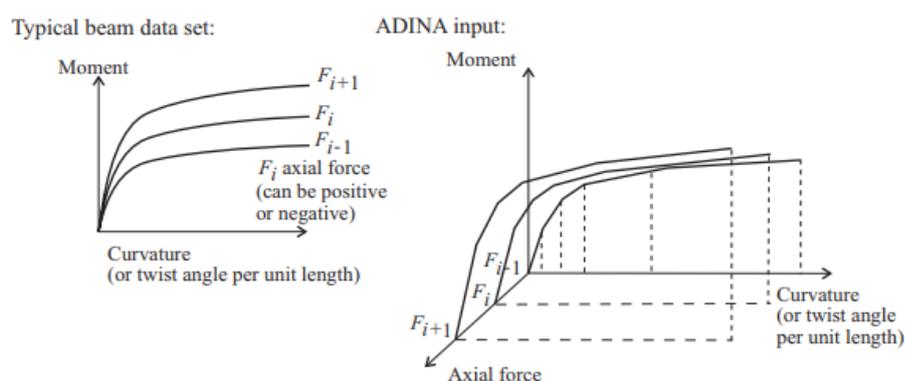


Figura 17 Relazione momento-curvatura in ADINA (33)

Inoltre va specificato che anche se, come nel presente caso studio, i carichi sono nel piano e quindi si ha momento flettente solo nella direzione  $t$ , occorre comunque inserire le relazioni momento-curvatura nell'altra direzione ( $s$ ); per questo motivo, nel presente modello per semplicità sono state definite uguali per entrambe le direzioni.

Per l'analisi modale invece, poiché occorre tener conto della massa degli elementi, tra gli input sono state inserite anche la densità  $\rho$  degli elementi e le aree delle rispettive sezioni Tabella 7.

Tabella 7

		TRAVI PRINCIPALI	TRAVI SECONDARIE	PILASTRI
$G_k$	[kN/m]	23.80	1.10	-
$Q_k \cdot \Psi_{2i}$	[kN/m]	2.52	0	-
$P$	[kN/m]	5.27	5.27	6.50
$A$	[m <sup>2</sup> ]	0.24	0.24	0.26
$\rho_{eq}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	131.63	26.54	25

### V.2.3. Inserimento dei vincoli e applicazione dei carichi

Ai punti alla base del telaio sono stati inseriti i vincoli di incastro; le travi sono state caricate a partire dai valori definiti in Tabella 5 attraverso 4 schemi di carico:

- Load number 1: “Distributed line load  $G_k+Q_k \cdot \Psi_{2i}$ ” in direzione Z per le travi principali
- Load number 2: “Distributed line load  $G_k+Q_k \cdot \Psi_{2i}$ ” in direzione Z per le travi secondarie
- Load number 3: “Peso proprio pilastri” in direzione Z per gli elementi pilastro
- Load number 4: “Peso proprio travi” in direzione Z per gli elementi trave

Per i carichi appena definiti è stata definita una funzione di tipo costante per tutti gli step di carico (“Time function 1”).

Per l’analisi pushover (capitolo III.2) è stato considerato un profilo di forze orizzontali proporzionali al prodotto delle masse per la deformata modale corrispondente al primo modo di vibrare (avendo valutato questa come la condizione più critica) ed è stata definita una seconda funzione (“Time function 2”) affinché tale profilo aumenti con l’aumentare degli step in modo proporzionale (non modificando la forma).

### V.2.4. Process e Post-process

La tipologia di analisi scelta per eseguire la pushover è di tipo “Static” con ATS (Automatic Time-Stepping); con questo metodo si ha il controllo automatico della dimensione dello step di tempo al fine di ottenere una soluzione convergente infatti, se non c’è la convergenza con lo step temporale specificato dall’utente, ADINA suddivide automaticamente lo step fino a raggiungere la convergenza (33). Utilizzando questo

metodo si può comunque operare un controllo manuale a posteriori andando a ridefinire il numero di step e modificando la dimensione dell'incremento di carico; inoltre si sceglie il massimo numero di suddivisioni consentite prima che l'analisi si fermi e il criterio di convergenza. Per l'analisi modale i carichi inseriti (definiti nel paragrafo V.2.2.1) vengono automaticamente non considerati sia che vengano o meno inseriti; anche qui è possibile definire i parametri ricercati ad esempio il numero di modi di vibrare ricercati e il max. numero di iterazioni per la soluzione. Infine, in ADINA Post-processing si ha la possibilità di visualizzare i risultati in tabelle oppure in via grafica e di analizzare la risposta e i risultati finale o per ogni singolo step.

# *VI Capitolo*

---

## **VI.1. SCENARI CORROSIVI**

In generale, al fine di condurre un'analisi quanto più realistica e accurata sul comportamento strutturale di un edificio in calcestruzzo armato soggetto a corrosione delle armature, occorrerebbe fare delle valutazioni probabilistiche, che tengano conto della variabile tempo e dei diversi parametri che governano le fasi di innesco e propagazione (capitolo I.2); nel presente lavoro, la semplificazione operata consiste nel condurre un'indagine considerando dei probabili scenari corrosivi in un preciso istante della fase di propagazione senza indagare sui fenomeni di innesco che li hanno determinati e senza definire una vera e propria evoluzione dello scenario.

In tal senso, l'approccio utilizzato è stato quello di caratterizzare i diversi scenari a partire dalla percentuale di sezione di armatura persa per effetto della corrosione e relazionare quest'ultima con i restanti parametri coinvolti. Assumendo che il telaio considerato sia collocato in prossimità della costa e rappresenti quello più esposto agli agenti corrosivi, in questo caso costituiti dai cloruri presenti nell'atmosfera marina; vengono presi in considerazione tre livelli di corrosione che comportano una riduzione della sezione delle armature longitudinali pari al 4%, 8% e 12%. Questi ultimi casi scelti costituiscono la base di partenza degli scenari ipotizzati.

Nello specifico sono stati ipotizzati sedici differenti scenari; per gli scenari di corrosione da 1 a 8 (SC 01 - SC08) si è ipotizzato, in linea con analoghi studi (34) - (35), che gli elementi per i quali si ha corrosione delle armature siano solo i pilastri. Mentre nei restanti casi (SC 09 a SC 16) si considera l'intero telaio, quindi ampliando le valutazioni anche alle travi. Di seguito si riporta quanto svolto, con focus sugli input, sui risultati dell'analisi pushover e confrontando i singoli casi con la condizione iniziale del telaio non soggetto a degrado (SC 00).

### VI.1.1. Definizione scenario iniziale (SC 00)

In riferimento alla geometria descritta nel capitolo precedente (paragrafi V.1.1 e V.2.1) viene illustrata la condizione iniziale riportando i dati delle sezioni riferite alla configurazione iniziale e utilizzati per ottenere le relative curve momento-curvatura riportate nel paragrafo VI.1.3.

Tabella 8 Parametri di riferimento trave sezione iniziale

CONDIZIONE INIZIALE - SC 00					
SEZIONE ELEMENTO TRAVE	Caratteristiche geometriche				
	H	B	c	d	$\rho$
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[%]
	600	400	40	560	1.56%
	MATERIALI:				
	Calcestruzzo C25/30				
	$\sigma_{cd}$	$\epsilon_{c1}$	$\epsilon_{c2}$	$f_c$	
	[MPa]	[mm]	[mm]	[MPa]	
	14.2	0.002	0.0035	25	
	Acciaio B450C				
	$f_{yd}$	$\epsilon_{sy}$	$f_u$	$\epsilon_{su}$	
[MPa]	[mm]	[MPa]	[mm]		
391	0.00225	500	0.065		
n.strisce	Area	posizione (y)	X	$Q_{corr}$	
-	[mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]	[%]	
1	916.9	40	0	0	
2	307.7	300	0		
3	1579.4	560	0		

Tabella 9 Parametri di riferimento pilastro sezione iniziale

CONDIZIONE INIZIALE					
SEZIONE ELEMENTO PILASTRO	Caratteristiche geometriche				
	H	B	c	d	$\rho$
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	-
	650	400	40	560	1.50%
	MATERIALI:				
	Calcestruzzo C25/30				
	$\sigma_{cd}$	$\epsilon_{c1}$	$\epsilon_{c2}$	$f_c$	
	[MPa]	[mm]	[mm]	[MPa]	
	14.2	0.002	0.0035	25	
	Acciaio B450C				
	$f_{yd}$	$\epsilon_{sy}$	$f_u$	$\epsilon_{su}$	
[MPa]	[mm]	[MPa]	[mm]		
391	0.00225	500	0.065		
n.strisce	Area	posizione (y)	X	$Q_{corr}$	
-	[mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]	[%]	
1	1521.0	40	0	0	
2	308.0	180	0		
3	308.0	325	0		
4	308.0	470	0		
5	1460.2	610	0		

### VI.1.2. Input di corrosione

In riferimento al modello meccanico adottato per descrivere il comportamento della sezione in presenza di fenomeni di corrosione nelle armature longitudinali (II.1.1-II.1.2-II.1.3) è stata introdotta la modifica del legame costitutivo dell'acciaio (in relazione alla riduzione della sezione delle armature) e la riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo (in relazione all'ampiezza della deformazione media a trazione che causa le microfessure longitudinali); la definizione di questi parametri ha consentito di ottenere dei nuovi diagrammi momento-curvatura. Al fine di avere un'idea di come queste grandezze varino all'aumentare del livello di corrosione (quantificato in questo caso tramite la percentuale di sezione persa  $Q_{corr}$ , paragrafo II.1.2), si riportano di seguito le tabelle dei

parametri modificati in caso di corrosione con relativo confronto rispetto alla condizione iniziale (Tabella 10, Tabella 11, Tabella 12).

Tabella 10 Variazione dei parametri che individuano la legge costitutiva dell'acciaio

$Q_{corr}$	$f_y$	$f_u$	$\epsilon_y$	$\epsilon_u$	Riduzione $f_y$	Riduzione $f_u$	Riduzione $\epsilon_y$	Riduzione $\epsilon_u$
[%]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]	[mm]	[%]	[%]	[%]	[%]
0	450	500	0.0023	0.065	0	0	0	0
4	419.4	464	0.0021	0.049	6.8	7.2	6.8	24.0
8	388.8	428	0.0019	0.034	13.6	14.4	15.6	48.0
12	358.2	392	0.0018	0.018	20.4	21.6	20.4	72.3

Tabella 11 Variazione del valore della resistenza a compressione del calcestruzzo – Sez. Trave

Sezione trave	$Q_{corr}=4\%$		$Q_{corr}=8\%$		$Q_{corr}=12\%$	
-	$f_c$	$f_{cm}^*$	$f_c$	$f_{cm}^*$	$f_c$	$f_{cm}^*$
	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]
copriferro sup.	25	16.3	25	12	25	9.5
copriferro inf.		19.1		15.4		12.9

Tabella 12 Variazione del valore della resistenza a compressione del calcestruzzo – Sez. Pilastro

Sezione pilastro	$Q_{corr}=4\%$		$Q_{corr}=8\%$		$Q_{corr}=12\%$	
-	$f_c$	$f_{cm}^*$	$f_c$	$f_{cm}^*$	$f_c$	$f_{cm}^*$
	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]
copriferro sup./inf.	25	17.9	25	13.8	25	11.2
copriferro lat.		20.2		16.8		14.4

Al fine di ricavare le relazioni momento-curvatura (come definito nel paragrafo IV.1.5) e facendo riferimento ad un valore predefinito di riduzione dell'area della sezione della barra  $Q_{corr}$  (paragrafo II.1.2), si riportano di seguito i dati di input utilizzati (Tabella 13 – Tabella 15). Per i casi analizzati si è ipotizzato come dato di partenza la  $Q_{corr}$  e si è proceduto ricavando il valore della penetrazione dell'attacco corrosivo  $X$  (paragrafo II.1.1) in relazione ad un valore medio del diametro della barra, nominato  $\Phi_{eq}$ .

### VI.1.2.1. Riduzione di sezione 4%

Tabella 13 Dati di input per determinare le relazioni momento-curvatura in presenza di corrosione ( $Q_{corr}=4\%$ )

Sez. trave			Sez. pilastro		
$Q_{corr} = 4 \%$	Superiore	Inferiore	$Q_{corr} = 4 \%$	Centrale	Laterale
$\phi_{eq}$ [mm]	16.86	17.00	$\phi_{eq}$ [mm]	22.00	17.20
$A_0$ [mm <sup>2</sup> ]	223.07	226.87	$A_0$ [mm <sup>2</sup> ]	379.94	232.23
$\phi_f$ [mm]	16.52	16.66	$\phi_f$ [mm]	21.56	16.85
$A_f$ [mm <sup>2</sup> ]	214.15	217.79	$A_f$ [mm <sup>2</sup> ]	364.74	222.95
$\chi$ [mm]	0.17	0.17	$\chi$ [mm]	0.22	0.17

### VI.1.2.2. Riduzione di sezione 8%

Tabella 14 Dati di input per determinare le relazioni momento-curvatura in presenza di corrosione ( $Q_{corr}=8\%$ )

Sez. trave			Sez. pilastro		
$Q_{corr} = 8 \%$	Superiore	Inferiore	$Q_{corr} = 8 \%$	Centrale	Laterale
$\phi_{eq}$ [mm]	16.86	17.00	$\phi_{eq}$ [mm]	22.00	17.20
$A_0$ [mm <sup>2</sup> ]	223.07	226.87	$A_0$ [mm <sup>2</sup> ]	379.94	232.23
$\phi_f$ [mm]	16.17	16.31	$\phi_f$ [mm]	21.10	16.50
$A_f$ [mm <sup>2</sup> ]	205.22	208.72	$A_f$ [mm <sup>2</sup> ]	349.54	213.66
$\chi$ [mm]	0.34	0.35	$\chi$ [mm]	0.45	0.35

### VI.1.2.3. Riduzione di sezione 12%

Tabella 15 Dati di input per determinare le relazioni momento-curvatura in presenza di corrosione ( $Q_{corr}=12\%$ )

Sez. trave			Sez. pilastro		
$Q_{corr} = 12 \%$	Superiore	Inferiore	$Q_{corr} = 12 \%$	Centrale	Laterale
$\phi_{eq}$ [mm]	16.86	17.00	$\phi_{eq}$ [mm]	22.00	17.20
$A_0$ [mm <sup>2</sup> ]	223.07	226.87	$A_0$ [mm <sup>2</sup> ]	379.94	232.23
$\phi_f$ [mm]	15.81	15.95	$\phi_f$ [mm]	20.64	16.14
$A_f$ [mm <sup>2</sup> ]	196.30	199.64	$A_f$ [mm <sup>2</sup> ]	334.35	204.37
$\chi$ [mm]	0.52	0.53	$\chi$ [mm]	0.68	0.53

### VI.1.3. Grafici momento-curvatura

In questa parte, vengono riportati i grafici che sono stati utilizzati per definire il comportamento degli elementi trave e pilastro all'interno di ADINA Structures (come spiegato nel paragrafo V.2.2); si riporta direttamente il confronto dei tre casi appena definiti (4%, 8%, 12%) con la condizione iniziale, al fine di avere un quadro grafico che attesti come la relazione momento-curvatura si modifichi per la medesima sezione all'aumentare del livello di corrosione. Per brevità, vengono riportati solo due grafici (Figura 18 e Figura 19); il primo per la sezione trave e il secondo per la sezione pilastro, per quest'ultima, si considera soltanto un valore esempio dello sforzo normale (all'interno del range definito).

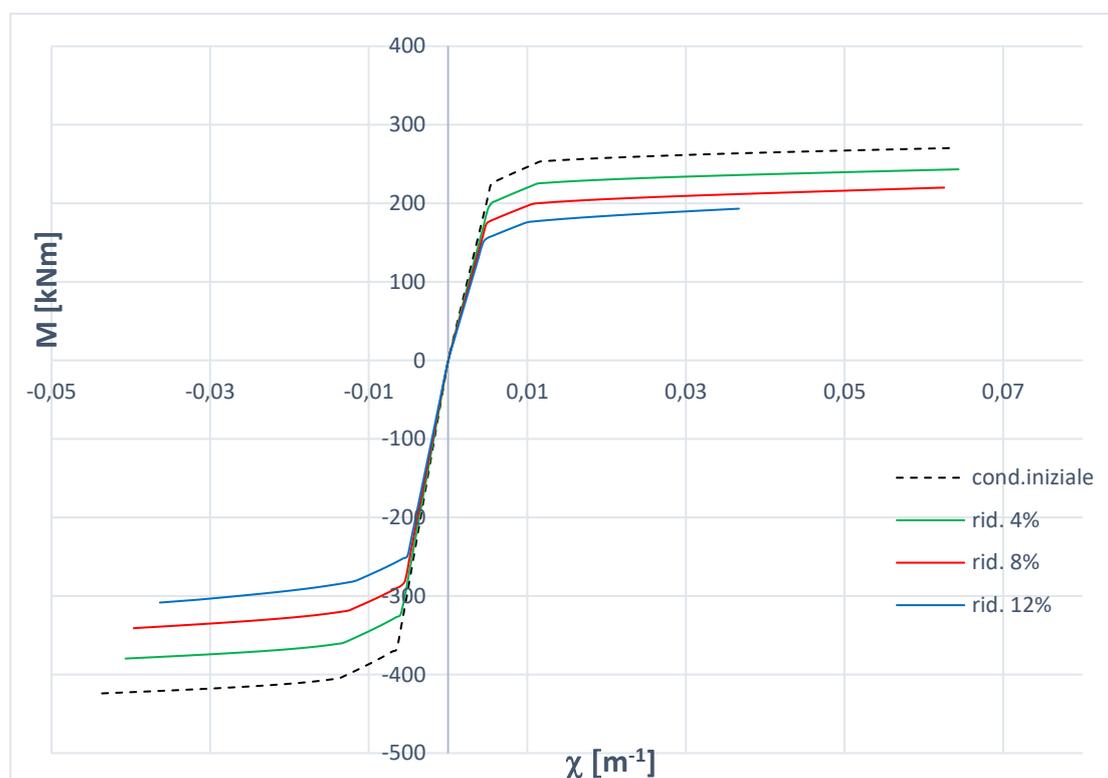


Figura 18 Andamento del diagramma momento-curvatura per la sezione trave all'aumentare del livello di corrosione

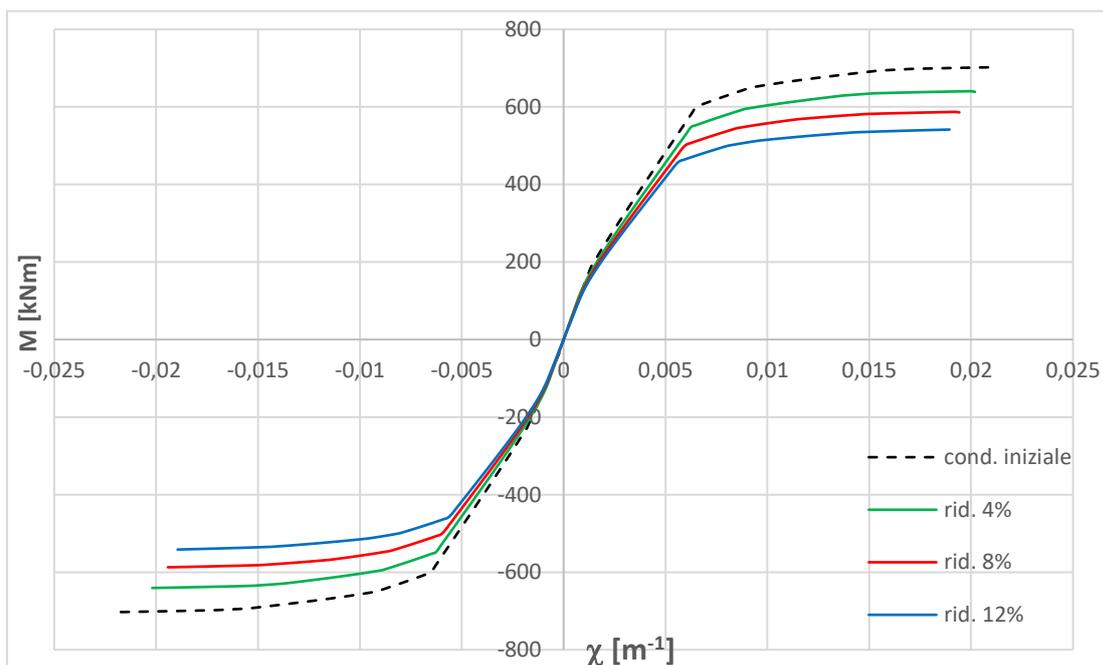


Figura 19 Andamento del diagramma momento-curvatura per la sezione pilastro (per  $N=800\text{kN}$ ) all'aumentare del livello di corrosione

#### VI.1.4. Grafici e tabelle – Scenari corrosivi

Si riportano in questa parte i sedici differenti casi; per gli scenari di corrosione da 1 a 8 (SC 01 - SC08) si è ipotizzato, che gli elementi per i quali si ha la corrosione delle armature siano solo i pilastri. Mentre nei restanti casi (SC 09 a SC 16) si considerano anche le travi.

Tabella 16 Quadro scenari

Scenari	Elementi affetti da degrado							
	Pilastri 1°impalcato	Travi 1°impalcato	Pilastri 2°impalcato	Travi 2°impalcato	Pilastri 3°impalcato	Travi 3°impalcato	Pilastri 4°impalcato	Pilastri 4°impalcato
SC 01	•							
SC 02	•							
SC 03	•							
SC 04					•		•	
SC 05					•		•	
SC 06					•		•	
SC 07	•		•					
SC 08	•		•					
SC 09	•	•						
SC 10	•	•	•	•				
SC 11	•	•	•	•	•	•		
SC 12	•	•	•	•	•	•	•	•
SC 13	•	•	•	•	•	•	•	•
SC 14	•	•	•	•	•	•	•	•
SC 15	•	•	•	•	•	•	•	•
SC 16	•	•	•	•	•	•	•	•

## SC 01

Si ipotizza una condizione in cui si abbia una riduzione pari al 4% della sezione delle armature per gli elementi pilastro del piano terra.

Tabella 17 Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC 00 e SC 01

Scenario corrosivo			SC 00	SC 01
<i>Spostamento ultimo</i>	$d_u$	[m]	1.47E-01	1.32E-01
<i>Taglio ultimo alla base</i>	$V_{bu}$	[kN]	1.59E+03	1.51E+03
<i>Perdita di sezione media armature</i>		[%]		4
<i>Elementi danneggiati</i>				21C, 25C, 29C, 33C, 37C, 41C,
<i>Riduzione del taglio alla base modello</i>		[%]	-	4.73
<i>Riduzione dello spostamento ultimo modello</i>		[%]	-	10.24

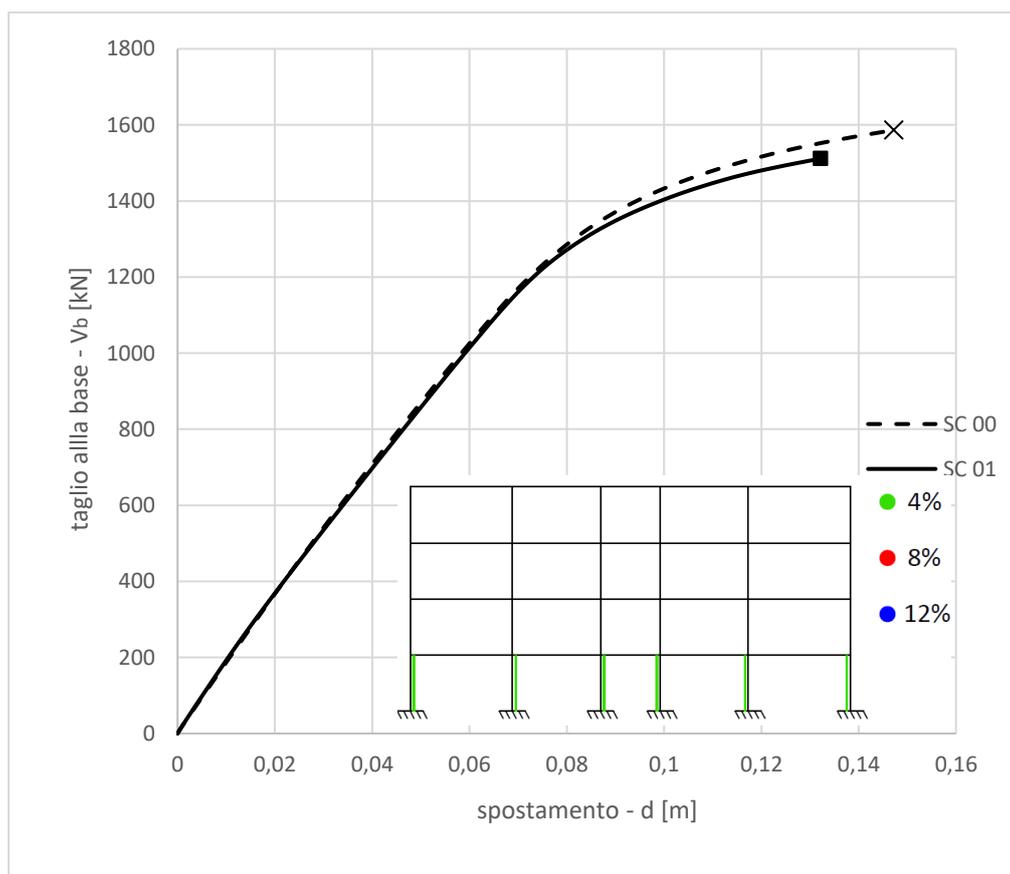


Figura 20 Confronto curve di capacità del modello per SC 00 e SC 01

## SC 02

Tabella 18 Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC 00 e SC 02

Scenario corrosivo		SC 00	SC 02
Spostamento ultimo	$d_u$ [m]	1.47E-01	1.18E-01
Taglio ultimo alla base	$V_{bu}$ [kN]	1.59E+03	1.45E+03
Perdita di sezione media armature	[%]		8
Elementi danneggiati			21C, 25C, 29C, 33C, 37C, 41C,
Riduzione del taglio alla base modello	[%]	-	8.63
Riduzione dello spostamento ultimo modello	[%]	-	19.88

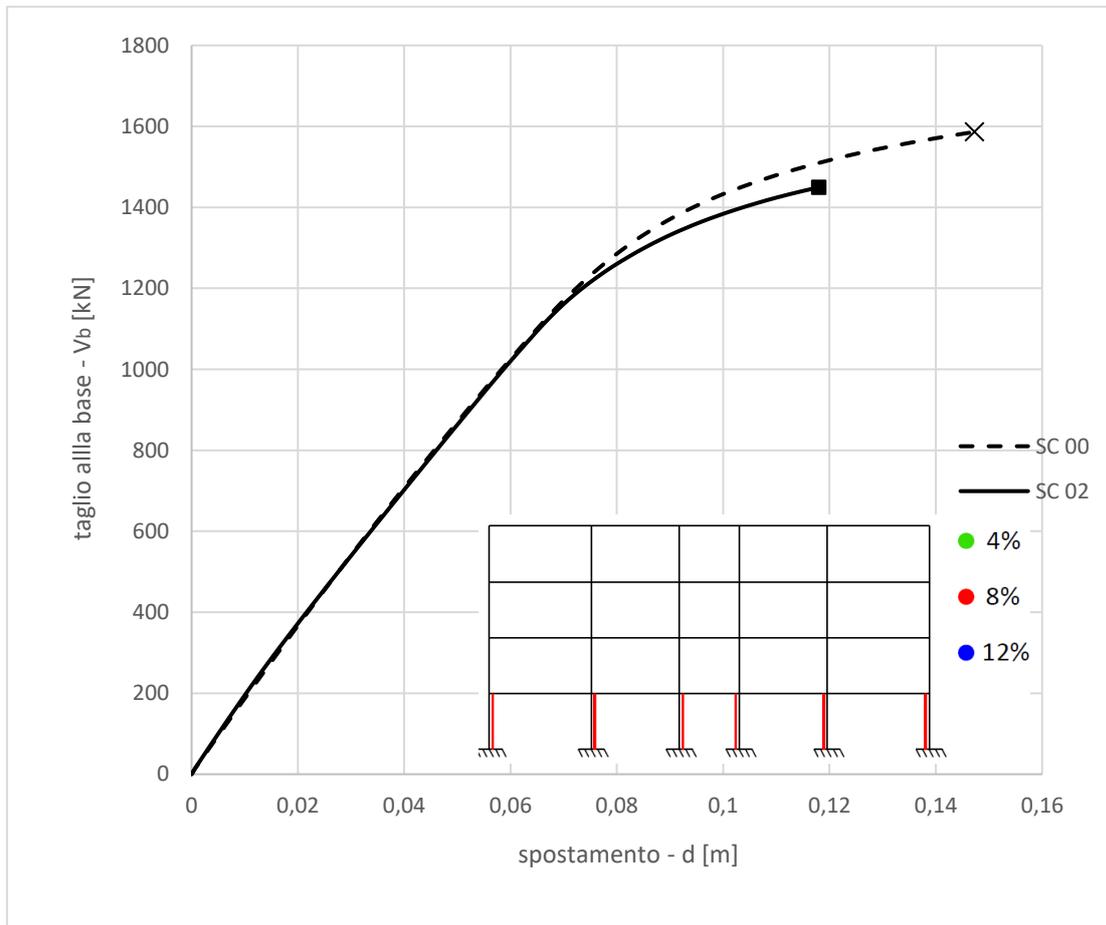


Figura 21 Confronto curve di capacità del modello per SC 00 e SC 02

## SC 03

Tabella 19 Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC 00 e SC 03

Scenario corrosivo		SC 00	SC 03
Spostamento ultimo	$d_u$ [m]	1.47E-01	1.07E-01
Taglio ultimo alla base	$V_{bu}$ [kN]	1.59E+03	1.37E+03
Perdita di sezione media armature	[%]		12
Elementi danneggiati			21C, 25C, 29C, 33C, 37C, 41C,
Riduzione del taglio alla base modello	[%]	-	13.36
Riduzione dello spostamento ultimo modello	[%]	-	27.39

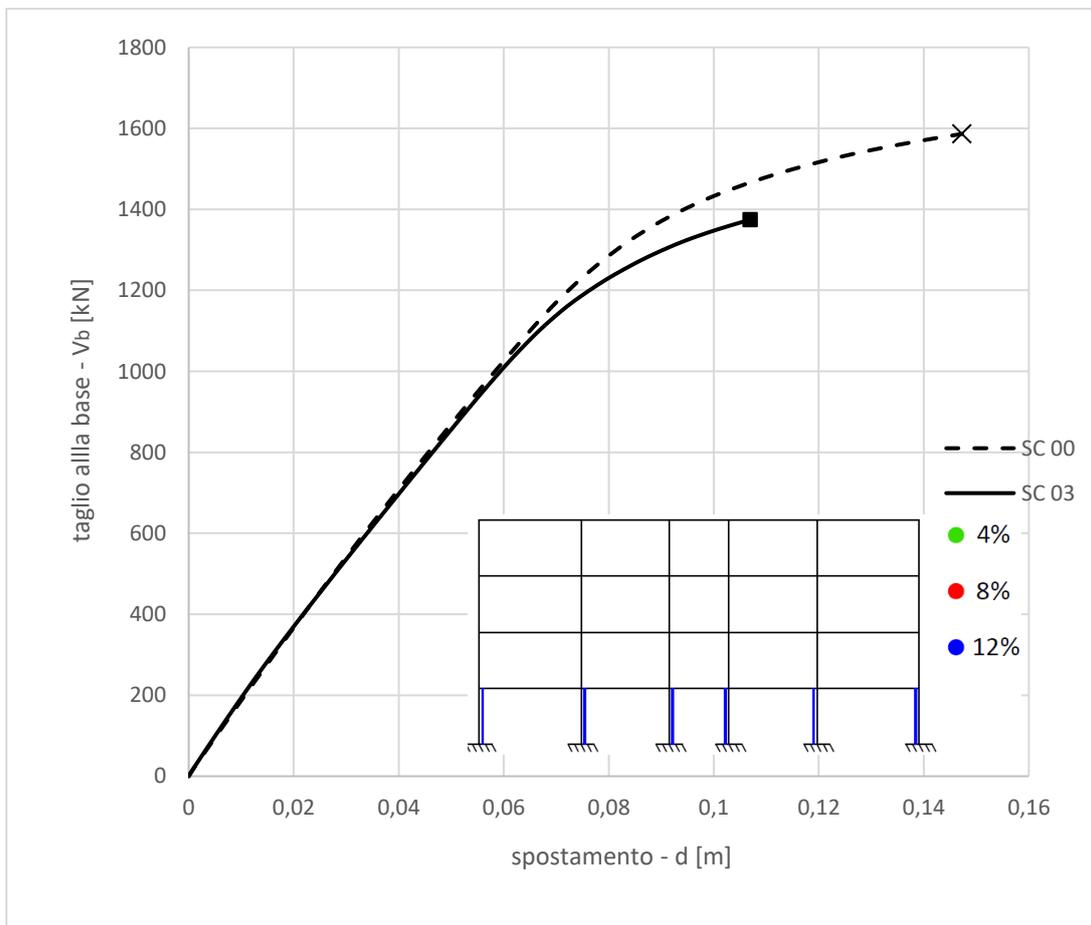


Figura 22 Confronto curve di capacità del modello per SC 00 e SC 03

## SC 04

Tabella 20 Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC 00 e SC 04

Scenario corrosivo		SC 00	SC 04	
Spostamento ultimo	$d_u$	[m]	1.47E-01	1.48E-01
Taglio ultimo alla base	$V_{bu}$	[kN]	1.59E+03	1.58E+03
Perdita di sezione media armature		[%]	4	
Elementi danneggiati			23C, 27C, 31C, 35C, 39C, 43C 24C, 28C, 32C, 36C, 40C, 44C	
Riduzione del taglio alla base modello	[%]	-	0.35	
Riduzione dello spostamento ultimo modello	[%]	-	-0.70	

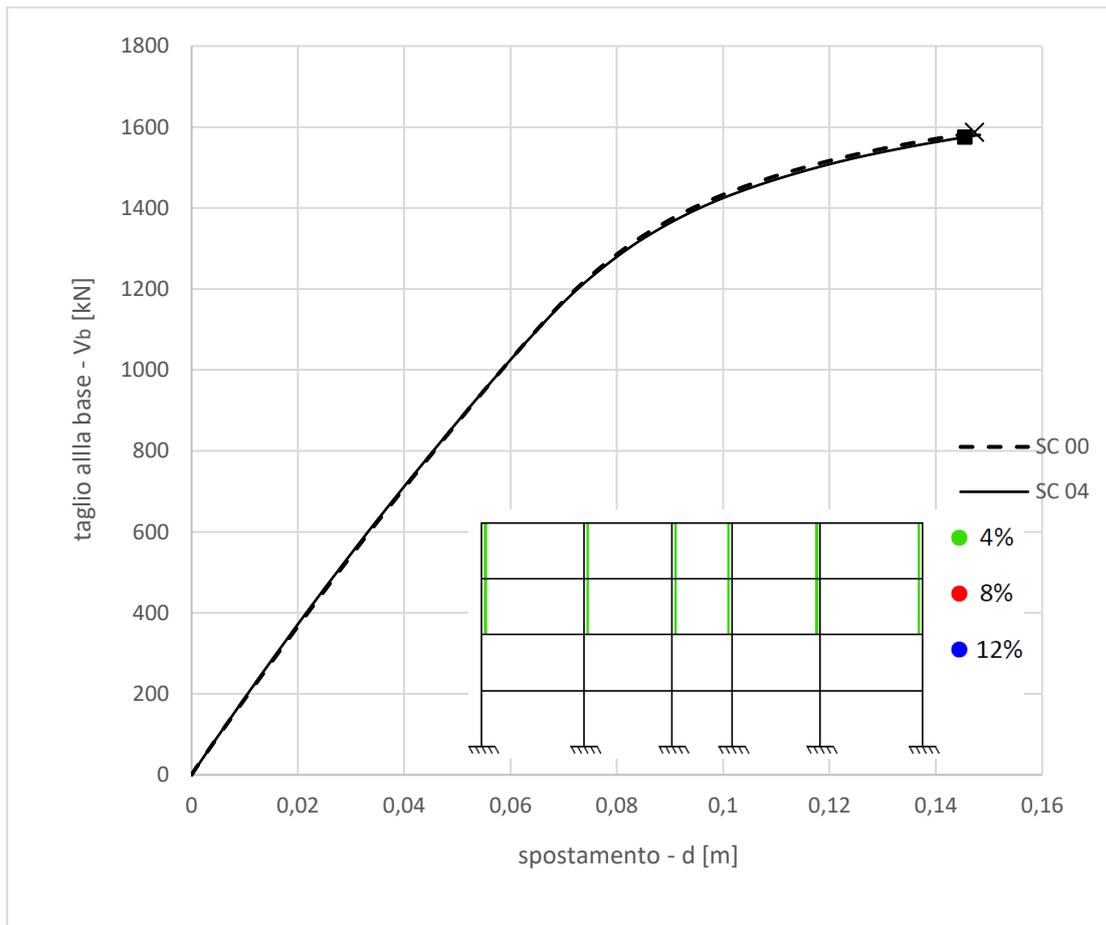


Figura 23 Confronto curve di capacità del modello per SC 00 e SC 04

## SC 05

Tabella 21 Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC 00 e SC 05

Scenario corrosivo		SC 00	SC 05	
Spostamento ultimo	$d_u$	[m]	1.47E-01	1.51E-01
Taglio ultimo alla base	$V_{bu}$	[kN]	1.59E+03	1.57E+03
Perdita di sezione media armature		[%]	8	
Elementi danneggiati			23C, 27C, 31C, 35C, 39C, 43C 24C, 28C, 32C, 36C, 40C, 44C	
Riduzione del taglio alla base modello	[%]	-	1.18	
Riduzione dello spostamento ultimo modello	[%]	-	-2.38	

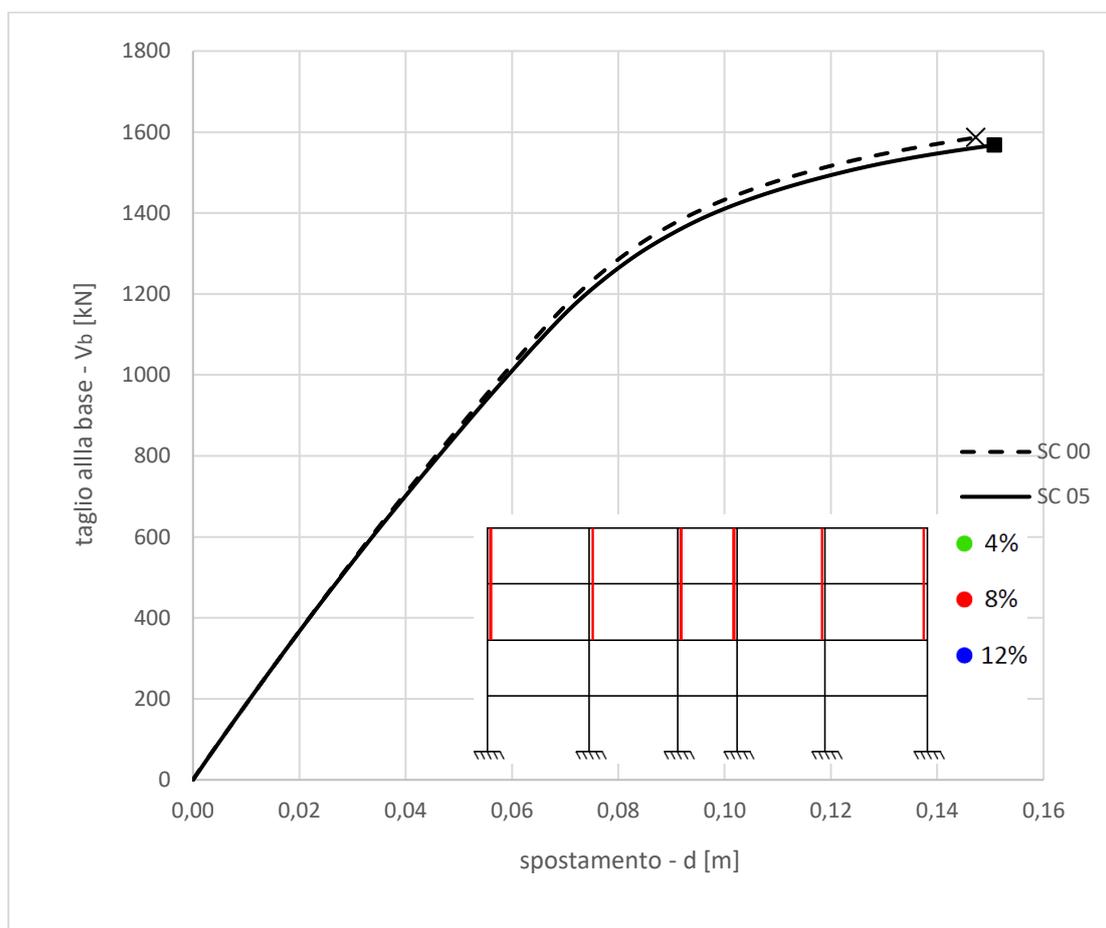


Figura 24 Confronto curve di capacità del modello per SC 00 e SC 05

## SC 06

Tabella 22 Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC 00 e SC 06

Scenario corrosivo		SC 00	SC 06	
Spostamento ultimo	$d_u$	[m]	1.47E-01	1.54E-01
Taglio ultimo alla base	$V_{bu}$	[kN]	1.59E+03	1.56E+03
Perdita di sezione media armature		[%]	12	
Elementi danneggiati			23C, 27C, 31C, 35C, 39C, 43C 24C, 28C, 32C, 36C, 40C, 44C	
Riduzione del taglio alla base modello	[%]	-	1.56	
Riduzione dello spostamento ultimo modello	[%]	-	-4.37	

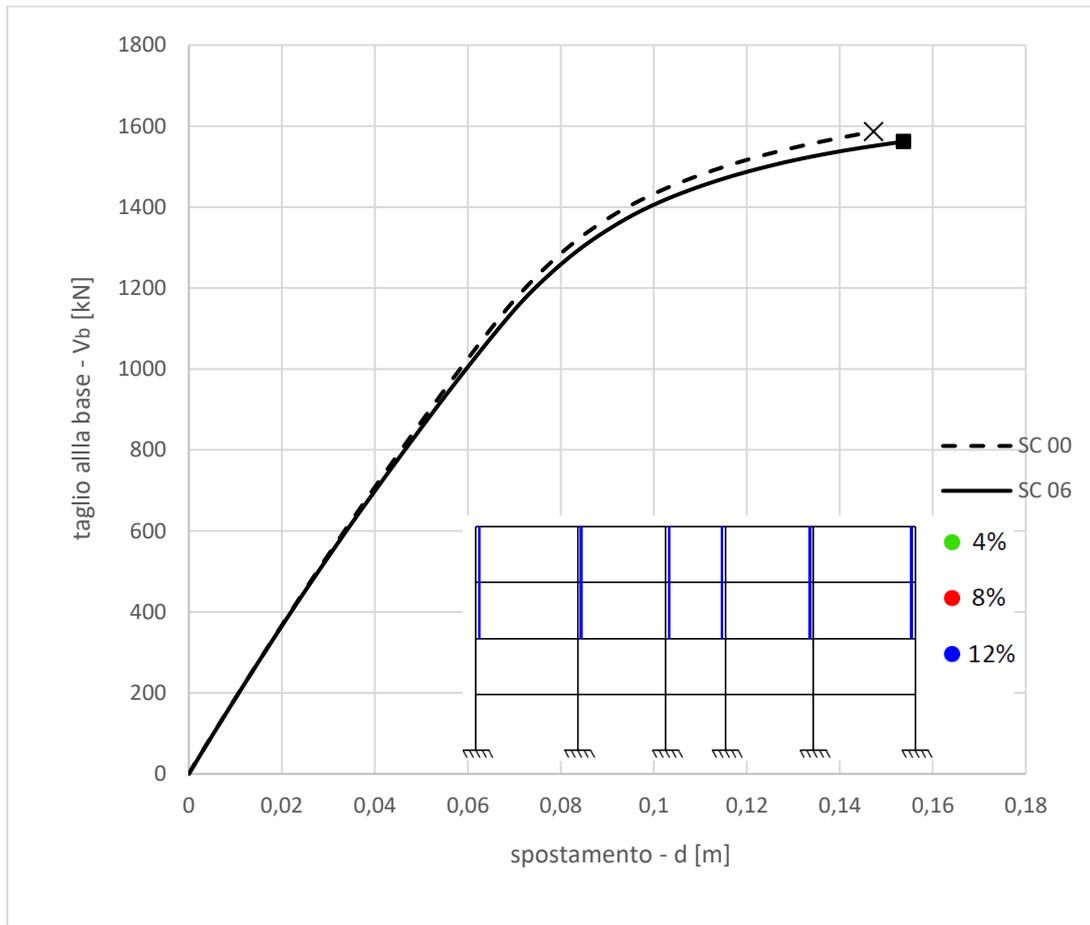


Figura 25 Confronto curve di capacità del modello per SC 00 e SC 06

## SC 07

Tabella 23 Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC 00 e SC 07

Scenario corrosivo		SC 00	SC 07
Spostamento ultimo	$d_u$ [m]	1.47E-01	1.19E-01
Taglio ultimo alla base	$V_{bu}$ [kN]	1.59E+03	1.45E+03
Perdita di sezione media armature	[%]		8
Elementi danneggiati			21C, 25C, 29C, 33C, 37C, 41C,
Perdita di sezione media armature	[%]		4
Elementi danneggiati			22C, 26C, 30C, 34C, 38C, 42C
Riduzione del taglio alla base modello	[%]	-	8.86
Riduzione dello spostamento ultimo modello	[%]	-	19.53

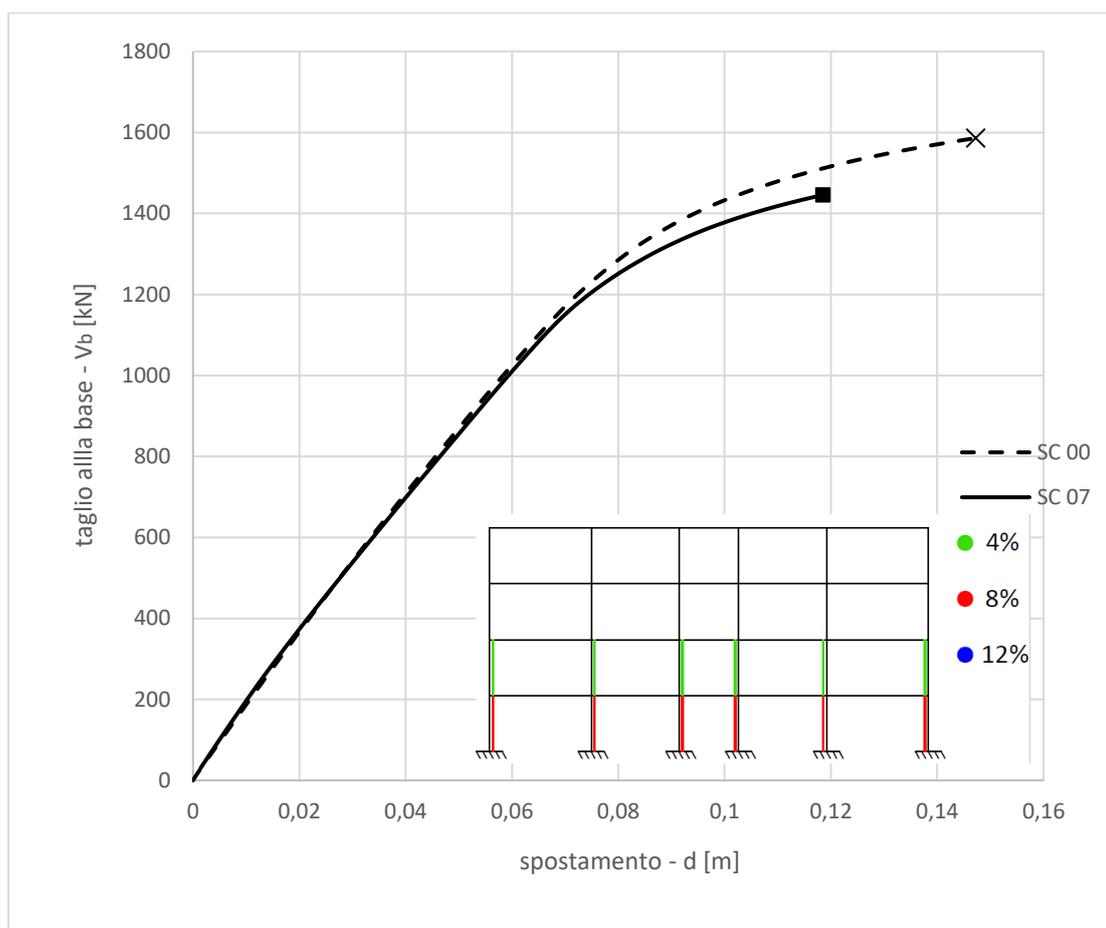


Figura 26 Confronto curve di capacità del modello per SC 00 e SC 07

## SC 08

Tabella 24 Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC 00 e SC 08

Scenario corrosivo		SC 00	SC 08	
Spostamento ultimo	$d_u$	[m]	1.47E-01	1.07E-01
Taglio ultimo alla base	$V_{bu}$	[kN]	1.59E+03	1.36E+03
Perdita di sezione media armature		[%]		12
Elementi danneggiati				21C, 25C, 29C, 33C, 37C, 41C,
Perdita di sezione media armature		[%]		8
Elementi danneggiati				22C, 26C, 30C, 34C, 38C, 42C
Riduzione del taglio alla base modello		[%]	-	14.03
Riduzione dello spostamento ultimo modello		[%]	-	27.08

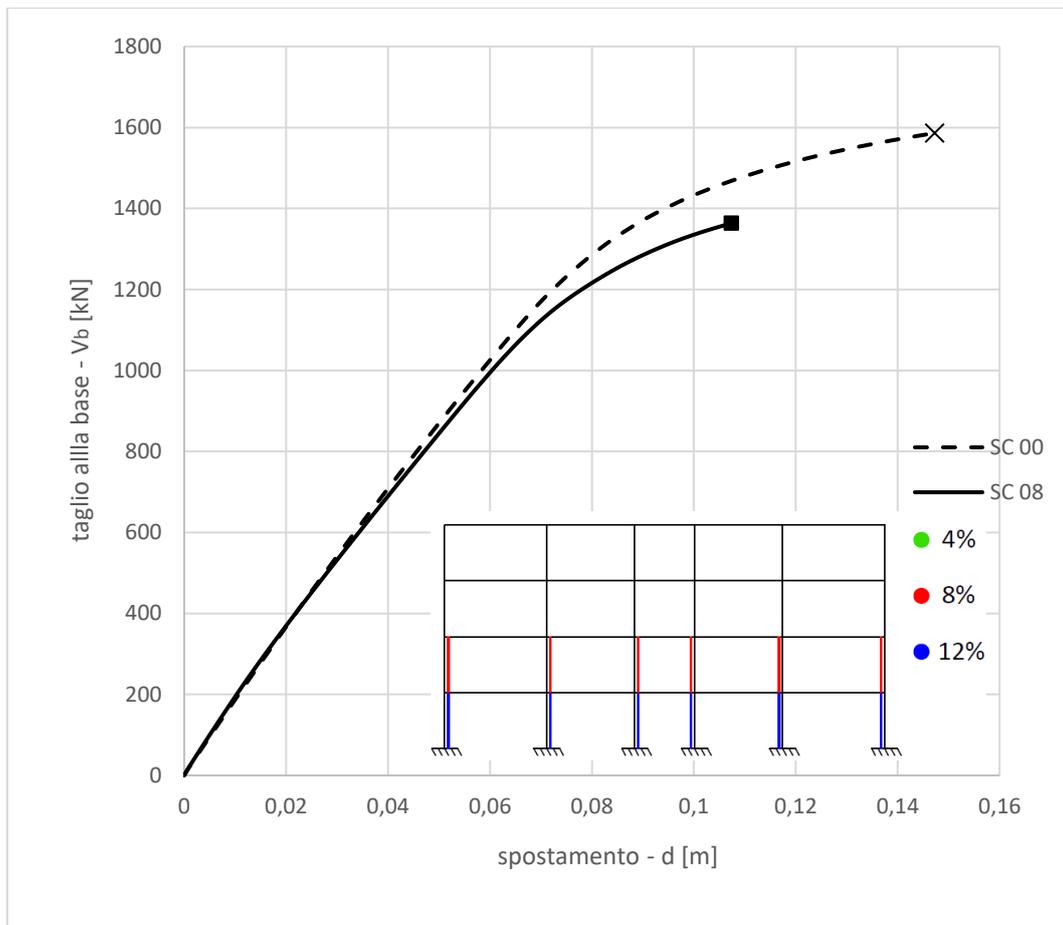


Figura 27 Confronto curve di capacità del modello per SC 00 e SC 08

## SC 09

Da questo scenario in poi, si considera la corrosione sia nell'elemento trave che pilastro; nell'ipotesi che entrambi i gruppi di elementi abbiano lo stesso grado di esposizione e con livelli di corrosione maggiori dall'impalcato di terra verso l'alto.

Tabella 25 Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC 00 e SC 09

Scenario corrosivo		SC 00	SC 09
<i>Spostamento ultimo</i>	$d_u$ [m]	1.47E-01	1.33E-01
<i>Taglio ultimo alla base</i>	$V_{bu}$ [kN]	1.59E+03	1.46E+03
<i>Perdita di sezione media armature</i>	[%]		4
<i>Elementi danneggiati</i>			21C, 25C, 29C, 33C, 37C, 41C, 1B, 2B, 3B, 4B, 5B
<i>Riduzione del taglio alla base modello</i>	[%]	-	7.71
<i>Riduzione dello spostamento ultimo modello</i>	[%]	-	9.74

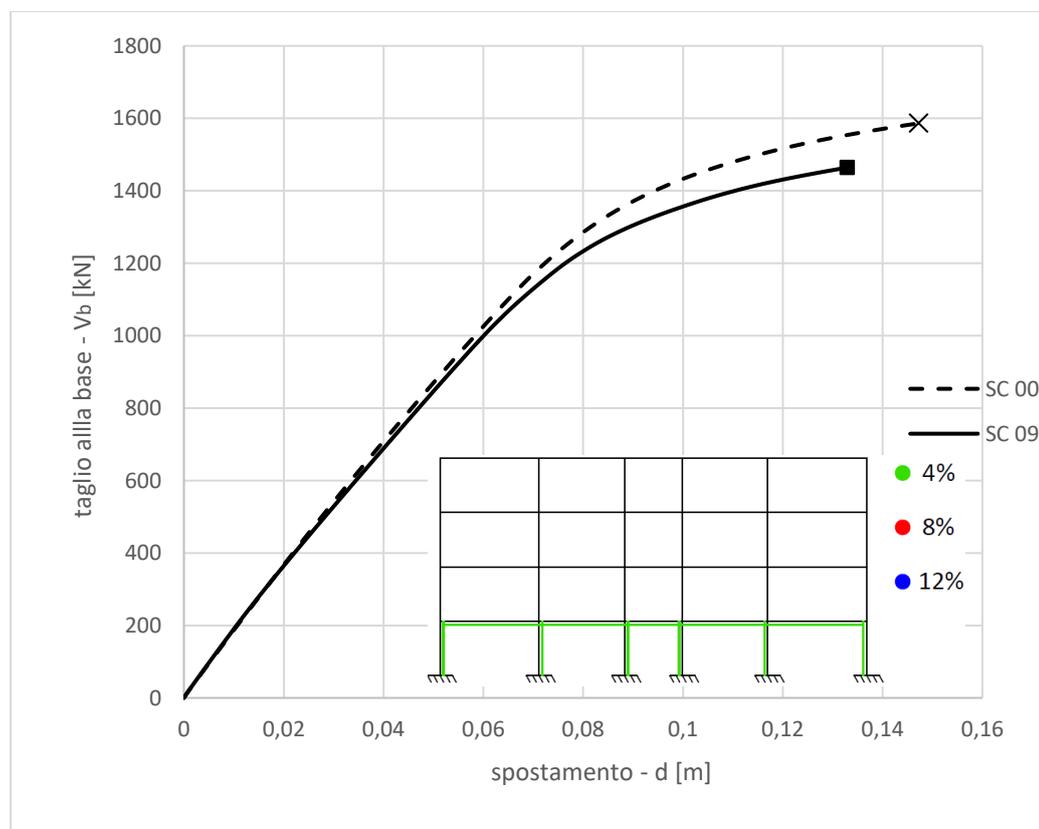


Figura 28 Confronto curve di capacità del modello per SC 00 e SC 09

## SC 10

Tabella 26 Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC 00 e SC 10

Scenario corrosivo		SC 00	SC 10
Spostamento ultimo	$d_u$ [m]	1.47E-01	1.25E-01
Taglio ultimo alla base	$V_{bu}$ [kN]	1.59E+03	1.34E+03
Perdita di sezione media armature	[%]		4
Elementi danneggiati			22C, 26C, 30C, 34C, 38C, 42C 6B, 7B, 8B, 9B, 10B
Perdita di sezione media armature	[%]		8
Elementi danneggiati			21C, 25C, 29C, 33C, 37C, 41C, 1B, 2B, 3B, 4B, 5B
Riduzione del taglio alla base modello	[%]	-	15.74
Riduzione dello spostamento ultimo modello	[%]	-	15.39

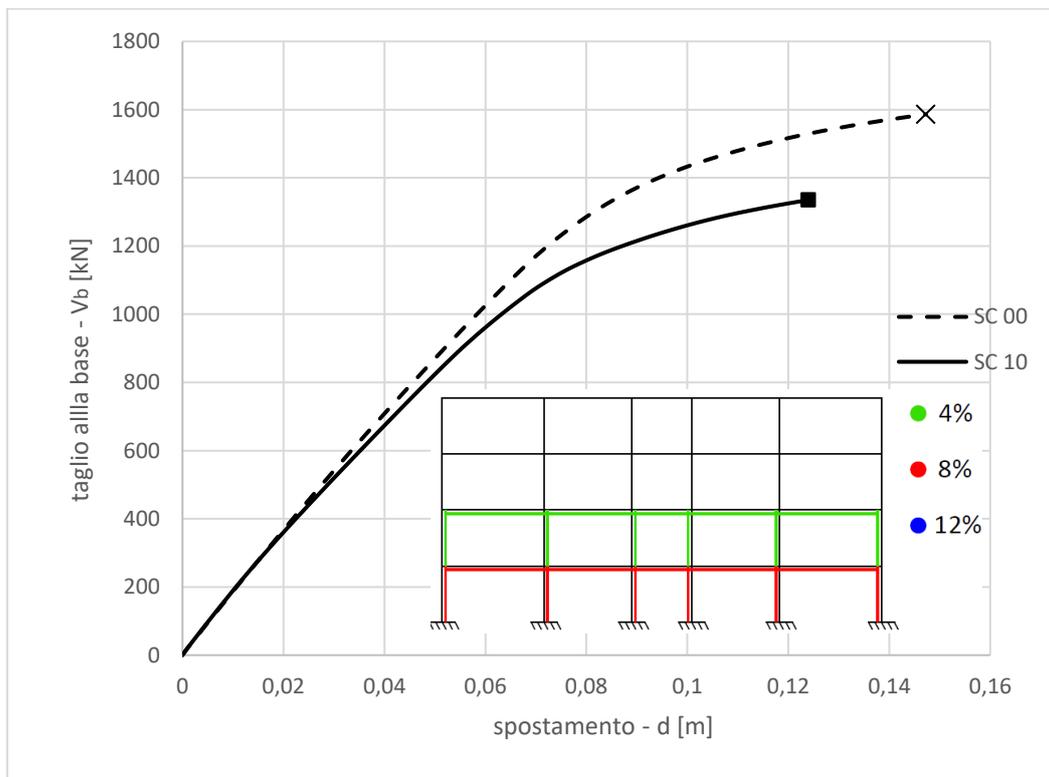


Figura 29 Confronto curve di capacità del modello per SC 00 e SC 10

## SC 11

Tabella 27 Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC 00 e SC 11

<i>Scenario corrosivo</i>		<b>SC 00</b>	<b>SC 11</b>
<i>Spostamento ultimo</i>	$d_u$ [m]	1.47E-01	1.19E-01
<i>Taglio ultimo alla base</i>	$V_{bu}$ [kN]	1.59E+03	1.20E+03
<i>Perdita di sezione media armature</i>	[%]		4
<i>Elementi danneggiati</i>			23C, 27C, 31C, 35C, 39C, 43C 11B, 12B, 13B, 14B, 15B
<i>Perdita di sezione media armature</i>	[%]		8
<i>Elementi danneggiati</i>			22C, 26C, 30C, 34C, 38C, 42C 6B, 7B, 8B, 9B, 10B
<i>Perdita di sezione media armature</i>	[%]		12
<i>Elementi danneggiati</i>			21C, 25C, 29C, 33C, 37C, 41C, 1B, 2B, 3B, 4B, 5B
<i>Riduzione del taglio alla base modello</i>	[%]	-	24.11
<i>Riduzione dello spostamento ultimo modello</i>	[%]	-	19.20

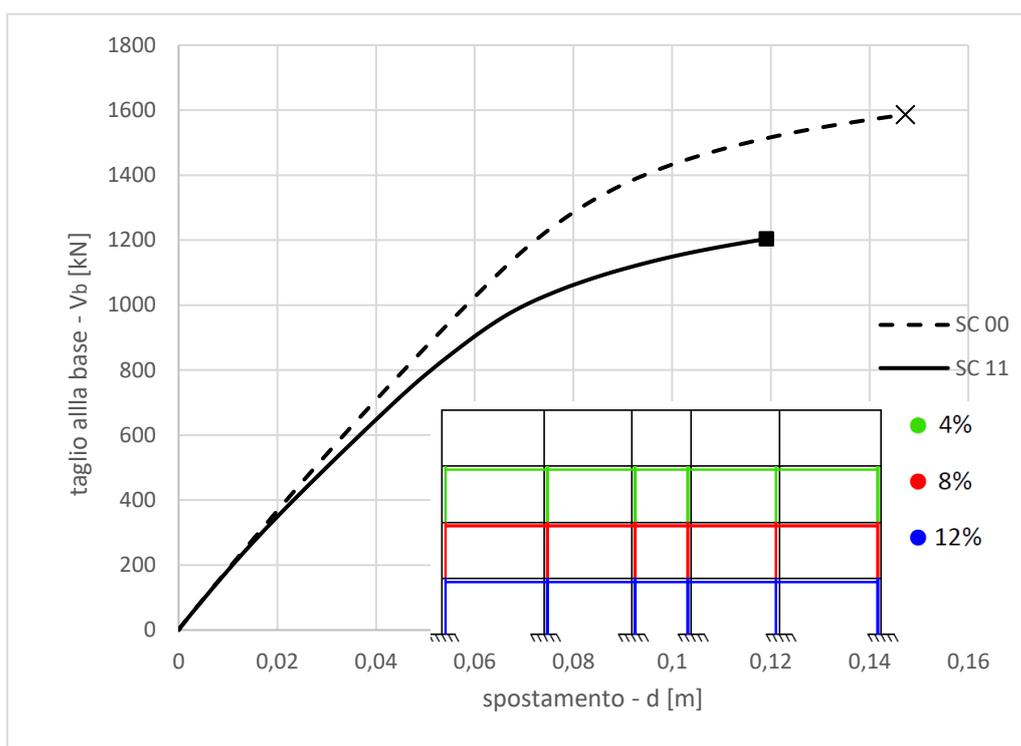


Figura 30 Confronto curve di capacità del modello per SC 00 e SC 11

## SC 12

Tabella 28 Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC 00 e SC 12

Scenario corrosivo		SC 00	SC 12
<i>Spostamento ultimo</i>	$d_u$ [m]	1.47E-01	1.25E-01
<i>Taglio ultimo alla base</i>	$V_{bu}$ [kN]	1.59E+03	1.18E+03
<i>Perdita di sezione media armature</i>	[%]		4
<i>Elementi danneggiati</i>			24C, 28C, 32C, 36C, 40C, 44C 16B, 17B, 18B, 19B, 20B
<i>Perdita di sezione media armature</i>	[%]		8
<i>Elementi danneggiati</i>			23C, 27C, 31C, 35C, 39C, 43C 11B, 12B, 13B, 14B, 15B
<i>Perdita di sezione media armature</i>	[%]		12
<i>Elementi danneggiati</i>			21C, 25C, 29C, 33C, 37C, 41C, 1B, 2B, 3B, 4B, 5B 22C, 26C, 30C, 34C, 38C, 42C 6B, 7B, 8B, 9B, 10B

Riduzione del taglio alla base modello	[%]	-	25.77
Riduzione dello spostamento ultimo modello	[%]	-	15.12

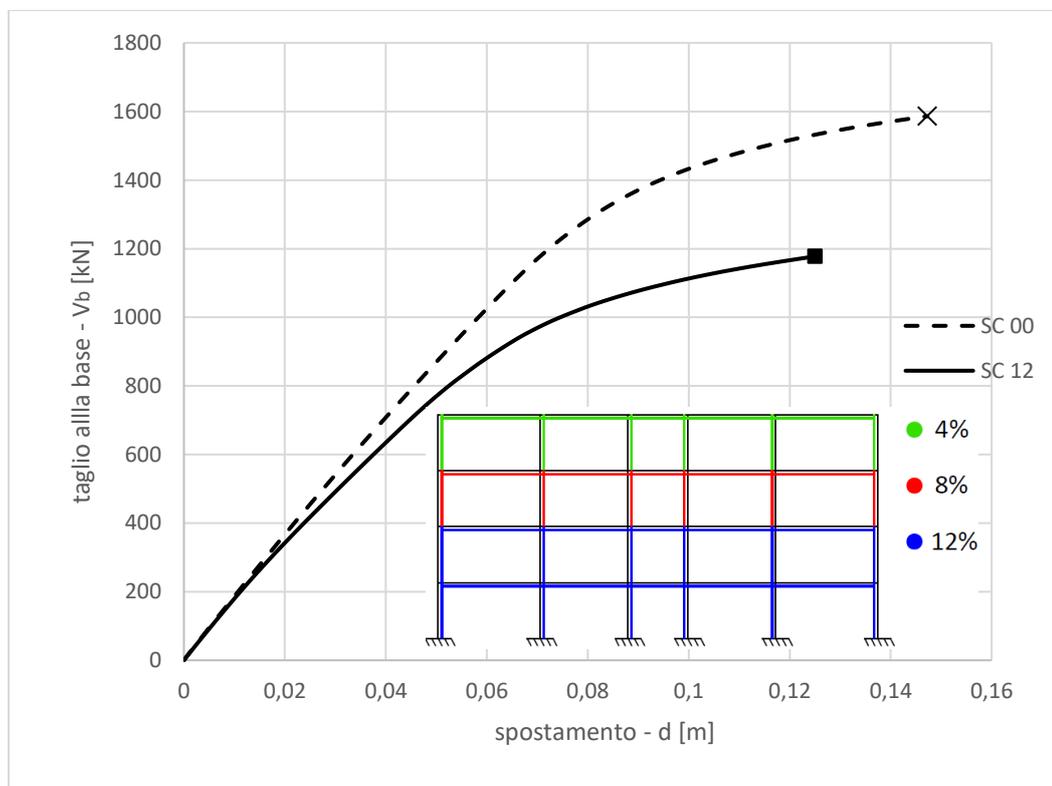


Figura 31 Confronto curve di capacità del modello per SC 00 e SC 12

### SC 13

Tabella 29 Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC 00 e SC 13

Scenario corrosivo		SC 00	SC 13
Spostamento ultimo	$d_u$ [m]	1.47E-01	1.28E-01
Taglio ultimo alla base	$V_{bu}$ [kN]	1.59E+03	1.17E+03
Perdita di sezione media armature	[%]	-	8
Elementi danneggiati		-	24C, 28C, 32C, 36C, 40C, 44C
Perdita di sezione media armature	[%]		12
Elementi danneggiati			1B, 2B, 3B, 4B, 5B 22C, 26C, 30C, 34C, 38C, 42C

6B, 7B, 8B, 9B, 10B  
 23C, 27C, 31C, 35C, 39C,  
 43C  
 11B, 12B, 13B, 14B, 15B

<i>Riduzione del taglio alla base modello</i>	[%]	-	26.24
<i>Riduzione dello spostamento ultimo modello</i>	[%]	-	12.92

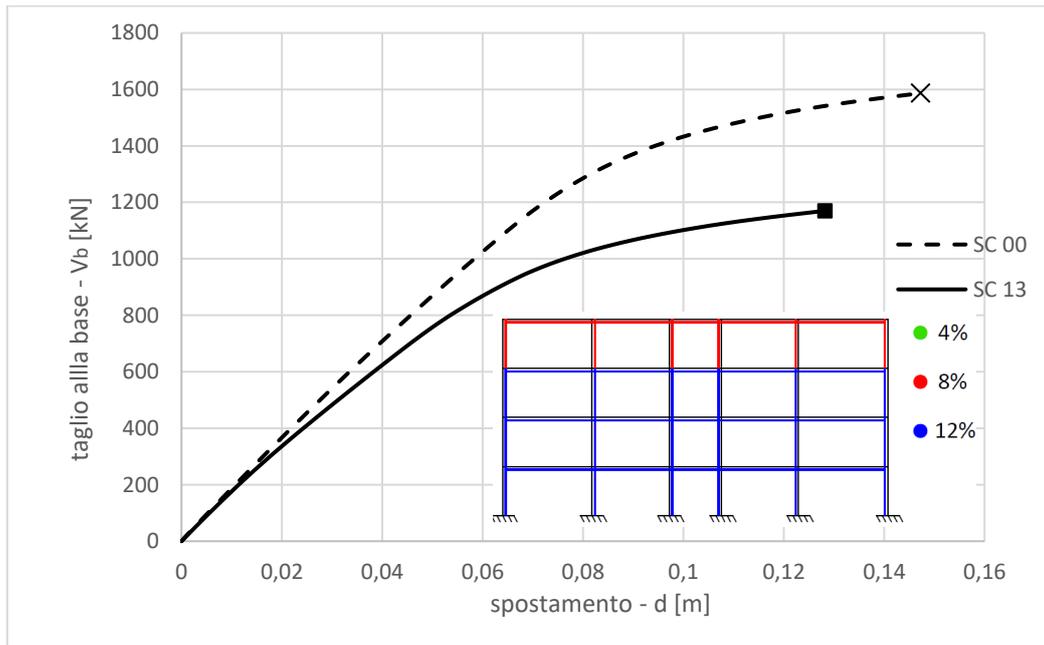


Figura 32 Confronto curve di capacità del modello per SC 00 e SC 13

## SC 14

Il presente scenario e i successivi ultimi due considerano un livello di corrosione uniforme per tutto il telaio, tale scelta è dettata sia dalla previsione di voler confrontare la risposta sismica di questi tre casi con quella della condizione di partenza (SC 00) ma soprattutto dalla volontà di avere tre scenari facilmente confrontabili tra loro. Si è ipotizzato quindi di avere la stessa condizione di esposizione per i due gruppi di elementi travi e pilastri.

Tabella 30 Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC 00 e SC 14

Scenario corrosivo		SC 00	SC 14
<i>Spostamento ultimo</i>	$d_u$ [m]	1.47E-01	1.41E-01
<i>Taglio ultimo alla base</i>	$V_{bu}$ [kN]	1.59E+03	1.43E+03
<i>Perdita di sezione media armature</i>	[%]		4
			21C, 25C, 29C, 33C, 37C, 41C, 1B, 2B, 3B, 4B, 5B 22C, 26C, 30C, 34C, 38C, 42C 6B, 7B, 8B, 9B, 10B <i>Elementi danneggiati</i> 23C, 27C, 31C, 35C, 39C, 43C 11B, 12B, 13B, 14B, 15B 24C, 28C, 32C, 36C, 40C, 44C 16B, 17B, 18B, 19B, 20B
<i>Riduzione del taglio alla base modello</i>	[%]	-	10.05
<i>Riduzione dello spostamento ultimo modello</i>	[%]	-	4.26

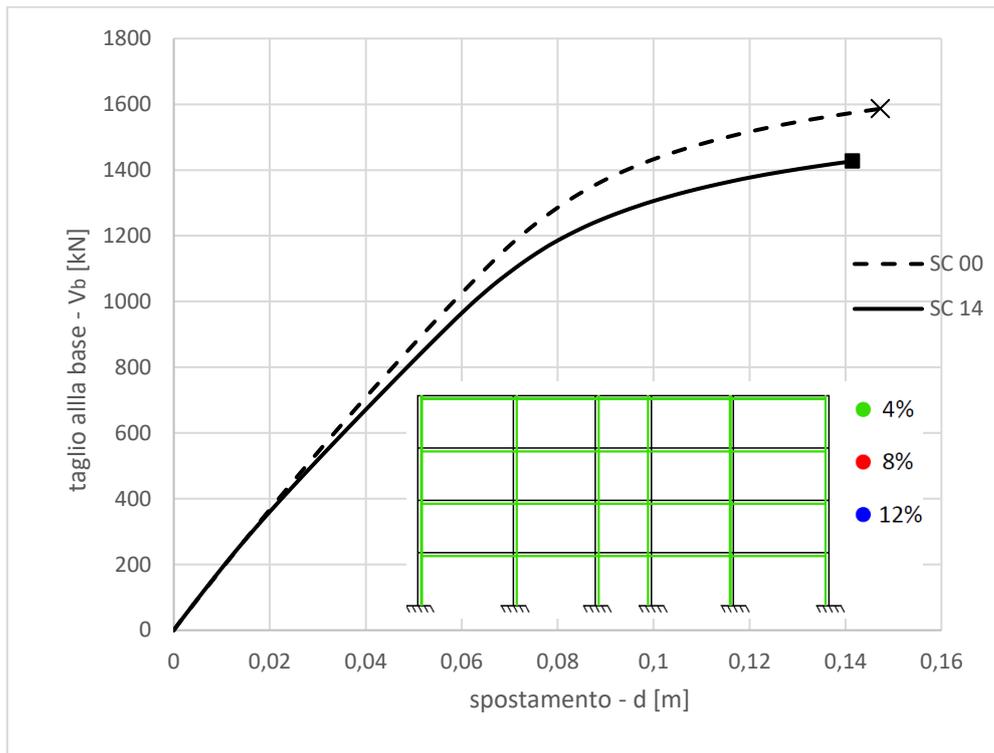


Figura 33 Confronto curve di capacità del modello per SC 00 e SC 14

## SC 15

Tabella 31 Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC 00 e SC 15

Scenario corrosivo		SC 00	SC 15
<i>Spostamento ultimo</i>	$d_u$ [m]	1.47E-01	1.35E-01
<i>Taglio ultimo alla base</i>	$V_{bu}$ [kN]	1.59E+03	1.29E+03
<i>Perdita di sezione media armature</i>	[%]		8
<i>Elementi danneggiati</i>			21C, 25C, 29C, 33C, 37C, 41C, 1B, 2B, 3B, 4B, 5B 22C, 26C, 30C, 34C, 38C, 42C 6B, 7B, 8B, 9B, 10B 23C, 27C, 31C, 35C, 39C, 43C 11B, 12B, 13B, 14B, 15B 24C, 28C, 32C, 36C, 40C, 44C 16B, 17B, 18B, 19B, 20B
<i>Riduzione del taglio alla base modello</i>	[%]	-	18.46
<i>Riduzione dello spostamento ultimo modello</i>	[%]	-	8.36

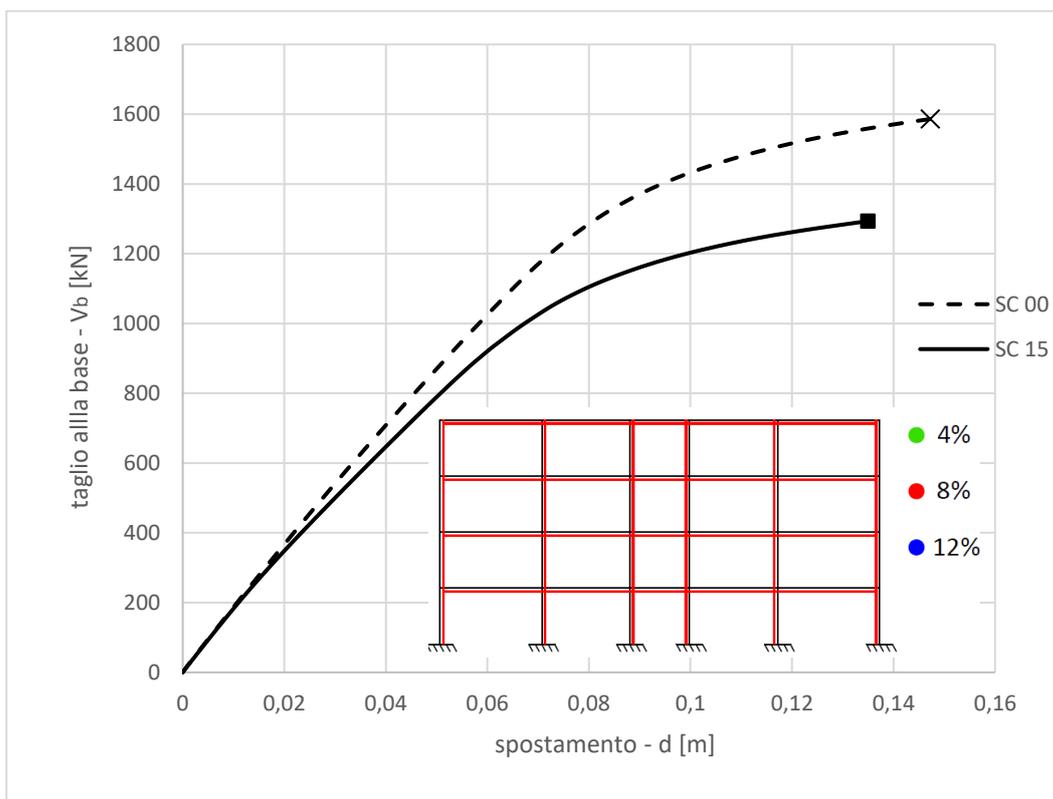


Figura 34 Confronto curve di capacità del modello per SC 00 e SC 15

## SC 16

Tabella 32 Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC 00 e SC 16

Scenario corrosivo		SC 00	SC 16
<i>Spostamento ultimo</i>	$d_u$ [m]	1.47E-01	1.29E-01
<i>Taglio ultimo alla base</i>	$V_{bu}$ [kN]	1.59E+03	1.17E+03
<i>Perdita di sezione media armature</i>	[%]		12
<i>Elementi danneggiati</i>			21C, 25C, 29C, 33C, 37C, 41C, 1B, 2B, 3B, 4B, 5B 22C, 26C, 30C, 34C, 38C, 42C 6B, 7B, 8B, 9B, 10B 23C, 27C, 31C, 35C, 39C, 43C 11B, 12B, 13B, 14B, 15B 24C, 28C, 32C, 36C, 40C, 44C 16B, 17B, 18B, 19B, 20B
<i>Riduzione del taglio alla base modello</i>	[%]	-	26.22
<i>Riduzione dello spostamento ultimo modello</i>	[%]	-	12.41

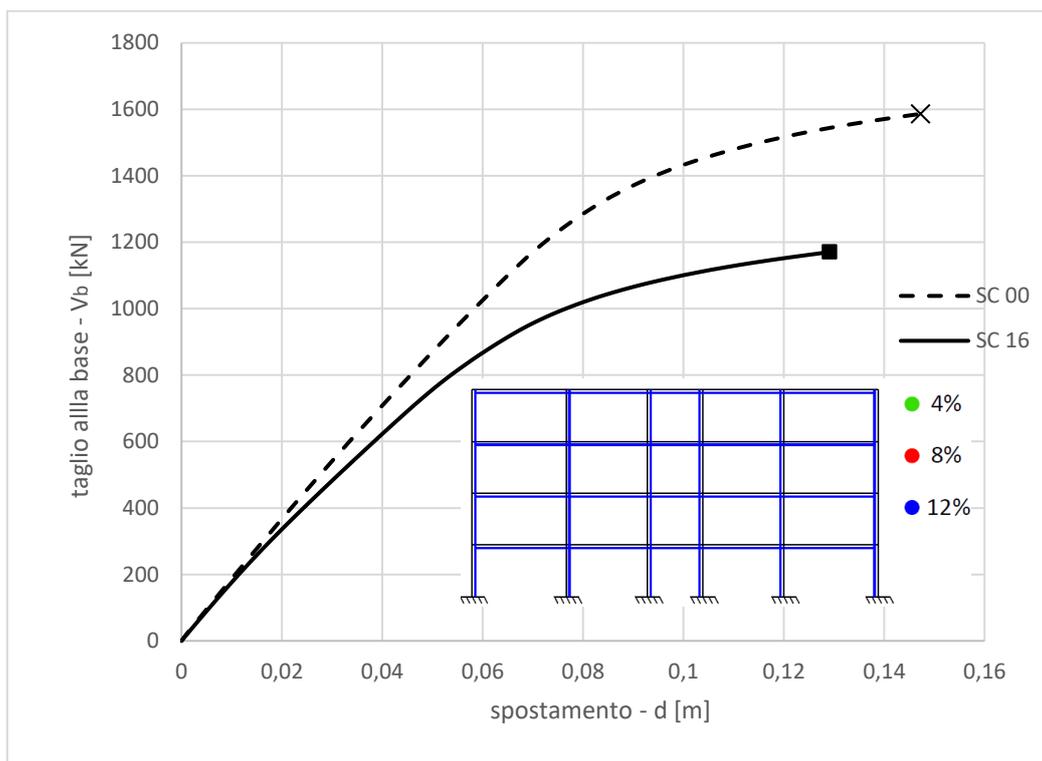


Figura 35 Confronto curve di capacità del modello per SC 00 e SC 16

#### VI.1.4.1. Grafici e tabelle – Scenari corrosivi: Quadro riassuntivo

Per i due macro-gruppi di scenari, considerando la corrosione presente soltanto per gli elementi pilastro (come ipotizzato nel paragrafo VI.1) da SC 01 a SC 08 e corrosione per travi e pilastri, da SC09 a SC16. I dati mostrano come nella maggior parte degli scenari vi siano notevoli riduzioni delle due variabili ad eccezione dei casi per i quali si considerano danneggiati gli elementi pilastro degli ultimi piani.

Tabella 33 Quadro riassuntivo SC 01-SC 08

Scenario	$d_u$	$V_{bu}$	variazione $d_u$	variazione $V_{bu}$
-	[m]	[kN]	-	-
SC 00	0.147	1586.25	0%	0%
SC 01	0.132	1511.25	10.37%	4.73%
SC 02	0.118	1449.38	19.88%	8.63%
SC 03	0.107	1374.38	27.35%	13.36%
SC 04	0.148	1580.63	-0.70%	0.35%
SC 05	0.151	1567.50	-2.38%	1.18%
SC 06	0.154	1561.56	-4.37%	1.56%

SC 07	0.119	1445.63	19.53%	8.86%
SC 08	0.107	1363.64	27.08%	14.03%

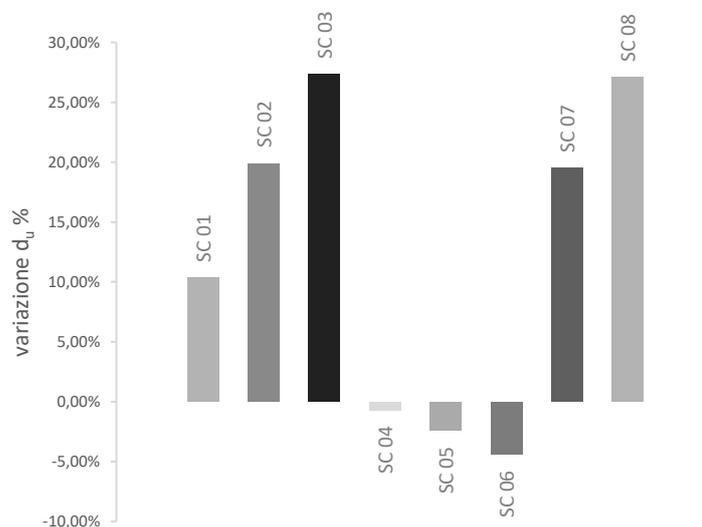


Figura 36 Confronto della riduzione % di  $d_u$  SC 01-SC 08

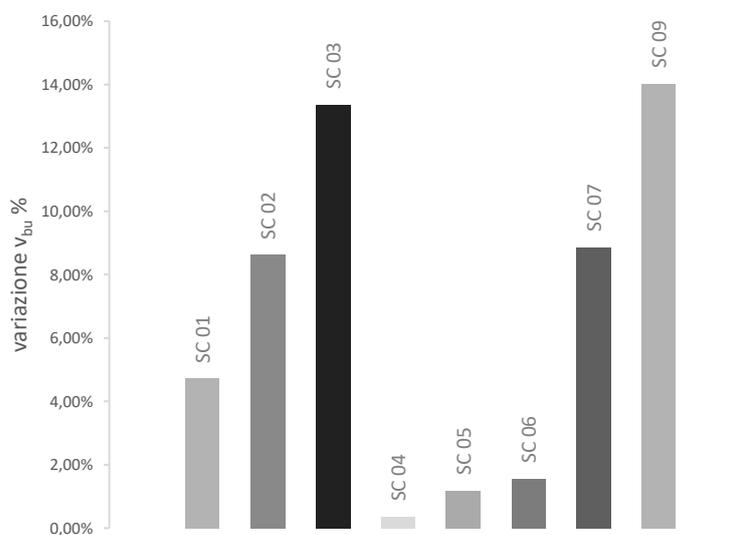


Figura 37 Confronto della riduzione % di  $V_{bu}$  SC 01-SC 08

Tabella 34 Quadro riassuntivo SC 09-SC 16

Scenario	$d_u$ [m]	$V_{bu}$ [Kn]	variazione $d_u$	variazione $V_{bu}$
-	-	-	-	-
SC 00	0.147	1586.25	0%	0%
SC 09	0.133	1463.96	9.74%	7.71%

SC 10	0.125	1336.5	15.39%	15.74%
SC 11	0.119	1203.75	19.20%	24.11%
SC 12	0.125	1177.50	15.12%	25.77%
SC 13	0.128	1170.00	12.92%	26.24%
SC 14	0.141	1426.88	4.26%	10.05%
SC 15	0.135	1293.38	8.36%	18.46%
SC 16	0.129	1170.33	12.41%	26.22%

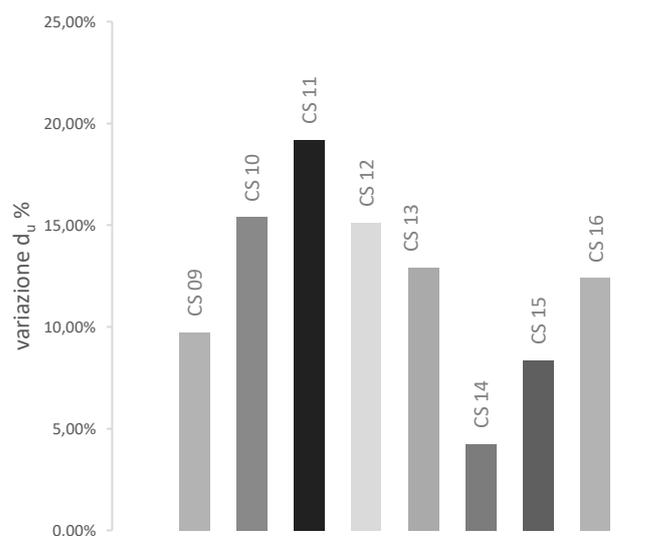


Figura 38 Confronto della riduzione % di  $d_u$  SC 09-SC 16

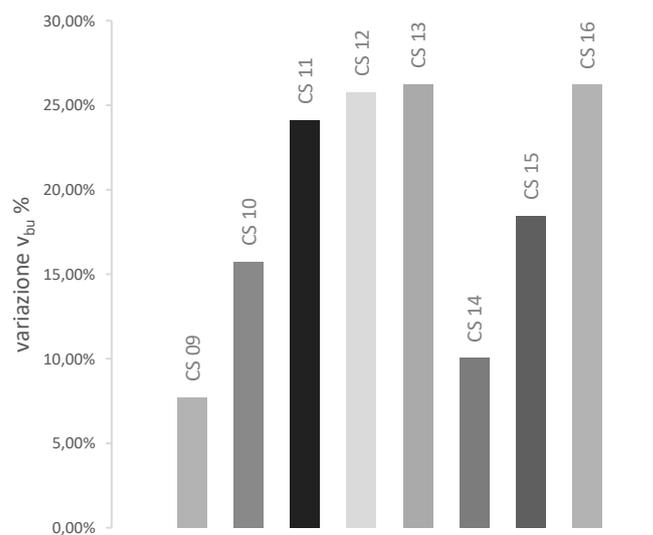


Figura 39 Confronto della riduzione % di  $V_U$  SC 09-SC 16

# *VII Capitolo*

---

## **VII.1. DEFINIZIONE DELLA DOMANDA SISMICA**

La procedura per la valutazione della risposta sismica in termini di curva di prestazione per la struttura considerata (in questo caso il telaio) è illustrata nel capitolo III e i risultati ottenuti sono riportati nel capitolo VI per i sedici differenti scenari. Nel presente capitolo viene invece riportato il criterio di verifica completo che nell'ambito di questa tipologia di analisi consiste nell'effettuare un confronto tra curva di capacità e curva di domanda. In tal caso, la normativa italiana NTC – 2008 permette l'utilizzo e fornisce un foglio Excel (Spettri – NTC) per gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti delle azioni sismiche di progetto per ogni sito all'interno del territorio nazionale. Ricordando che (con l'ordinanza PCM 3274/2003 e poi con la PCM 3519/2006) poiché, è stata introdotta una nuova classificazione sismica del territorio italiano, che si attiene a studi inerenti alla pericolosità sismica (quindi alla probabilità che un determinato sito venga interessato in un dato intervallo di tempo da un evento che superi una specifica soglia di intensità o magnitudo), si hanno per il territorio nazionale quattro zone sismiche (con riferimento ai valori riportati in Tabella 35 e alla mappa di pericolosità illustrata in Figura 40); in questa parte si è ipotizzata la caratterizzazione della domanda sismica individuando due siti (entrambi in zona 1) e scegliendo una strategia di progettazione tramite la definizione della vita nominale della costruzione  $V_N$ , del coefficiente d'uso  $C_U$ , quindi del periodo di riferimento per la costruzione  $V_R$  e relativo periodo di ritorno  $T_R$  per la definizione dell'azione sismica. Nel presente lavoro la scelta del sito è stata influenzata dalla definizione a priori della tipologia di degrado dovuta a corrosione per attacco di cloruri; quindi considerato il telaio già progettato (paragrafo V.1.1) per azioni sismiche elevate e la condizione di vicinanza al mare (imposta dagli scenari descritti nel capitolo VI), si è ipotizzato di collocare il telaio in sito costiero in zona sismica 1.

Tabella 35 Valori di accelerazione di picco su terreno rigido per zona sismica (OPCM 3519/06)

Zona sismica	Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni ( $a_g$ )
I	$a_g > 0.25$
II	$0.15 < a_g \leq 0.25$
III	$0.05 < a_g \leq 0.15$
IV	$a_g \leq 0.05$

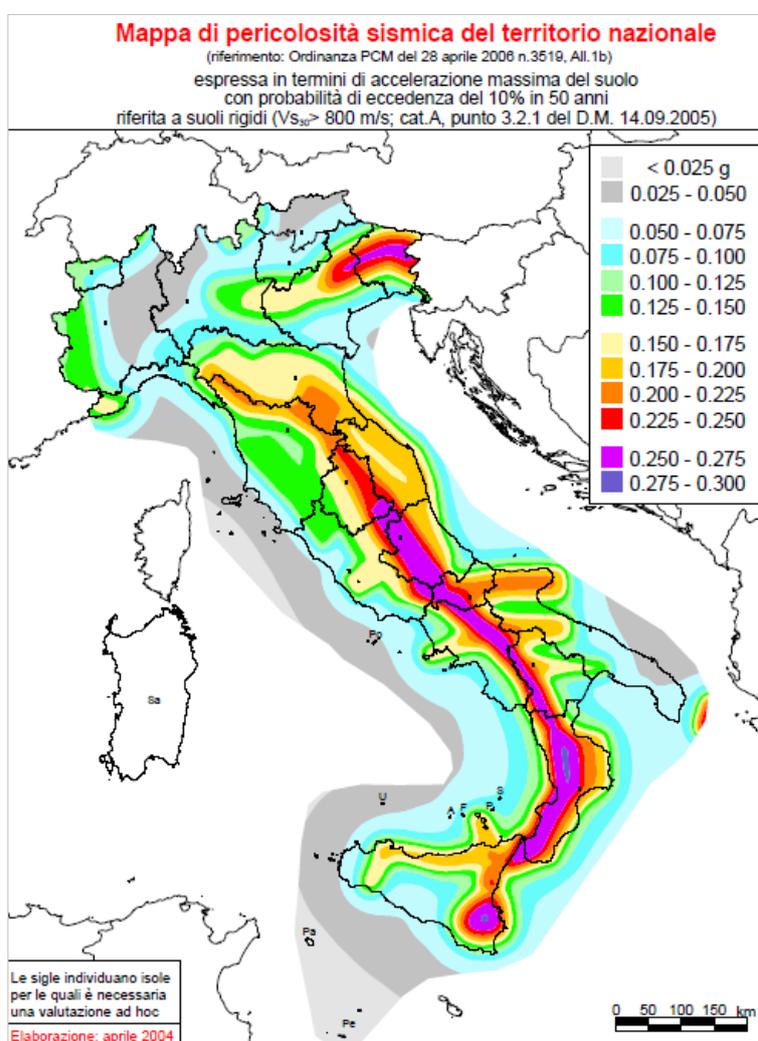


Figura 40 Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale elaborata dall'INGV

L'azione sismica secondo le NTC 2008 viene quindi valutata rispetto al sito, alla tipologia di costruzione, allo stato limite considerato, alle caratteristiche del terreno (tipologia di sottosuolo) e alla condizione topografica. In questa parte, vengono riportati i parametri utilizzati per definire la domanda sismica; per ottenere dei casi quanto più comparabili fra loro, si è deciso di mantenere fissi: i parametri che dipendono dalla tipologia di costruzione, dalla stratigrafia del terreno e dalla condizione topografica, facendo variare soltanto la collocazione del telaio. Tra i parametri mantenuti costanti per i due casi, troviamo: la vita nominale cioè il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo per il quale è stata progettata; la classe d'uso che dipende dalla destinazione d'uso (in questo caso si è ipotizzato una costruzione con funzioni pubbliche o strategiche importanti); il periodo di riferimento (pari al prodotto tra il coefficiente d'uso e la vita nominale) ed infine il periodo di ritorno che è funzione dei suddetti parametri e dello stato limite ultimo.

Tabella 36 Valori di progetto per l'azione sismica

Sito 1 e 2			
Vita nominale della costruzione	$V_N$	[anni]	50
Classe d'uso	IV	[-]	-
Coefficiente d'uso	$C_U$	[-]	2
Periodo di riferimento per la costruzione	$V_R$	[anni]	100
Periodo di ritorno	$T_R$	[anni]	949

## VII.2. CONFRONTO CURVA DI CAPACITA' E CURVA DI DOMANDA

L'ultima parte del presente lavoro è stata quella di confrontare e verificare la capacità sismica con l'effettiva domanda al sito. Per questa parte sono stati considerati soltanto alcuni degli scenari; per essi si è ritenuto significativo il confronto poiché occorre tenere

presente che, non è stato effettuato un vero e proprio studio per determinare l'evoluzione della corrosione o per sceglierne l'effettiva distribuzione spaziale. La scelta si è quindi ridotta allo studio di tre scenari (paragrafo VI.1.4 SC 14 – SC 15 – SC 16) poiché essi risultano caratterizzati da un livello di corrosione uniforme per tutti gli elementi del telaio, di conseguenza si ritiene siano maggiormente confrontabili tra loro avallando la problematica relativa alla variabile spaziale. Lo studio è condotto a partire dallo scenario SC 00 per il quale vengono ipotizzati due siti diversi e quindi operando in seguito un confronto tra le curve di capacità per i tre scenari citati sopra e le due differenti domande.

Seguendo il metodo descritto nel paragrafo III.2.2 è stata individuata la curva di capacità per il sistema SDOF e si è proceduto bilinearizzandola (in Figura 41 si riporta a titolo di esempio la curva di capacità per il telaio nella condizione iniziale SC 00) e infine si è operato il confronto con la domanda sismica determinata utilizzando gli spettri di risposta. Nello specifico in Figura 41 vengono mostrate: la curva di capacità e la relativa curva di capacità bilinearizzata della struttura iniziale, evidenziando il punto corrispondente al 60% della forza ultima (per cui si ha il valore  $K^*$  di rigidità secante) e il punto di snervamento della curva bilineare; la curva bilineare è stata ottenuta a partire da quella di capacità (ricavata con ADINA) tramite il criterio energetico di uguaglianza delle aree sottese.

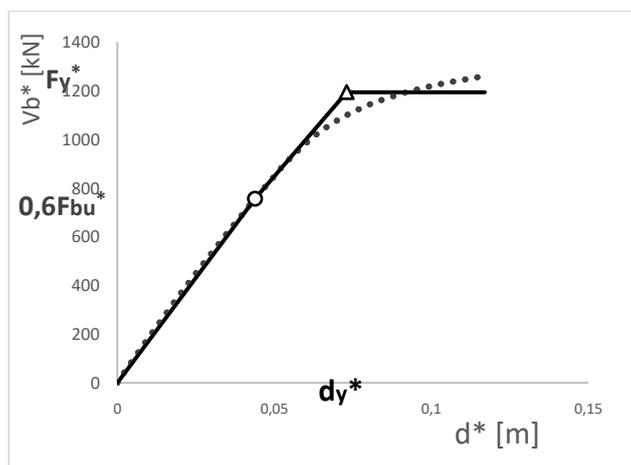


Figura 41 Curva di capacità riferita al telaio nella condizione iniziale SC 00

Si riportano di seguito le tabelle e i grafici utilizzati per il confronto tra capacità e domanda, per avere maggiore chiarezza di lettura dei grafici si riportano soltanto le curve bilineari equivalente per ciascun caso.

## Condizione iniziale – Reggio Calabria

Tabella 37 Quadro dei parametri per la valutazione dello spostamento richiesto al sistema - Reggio Calabria SC 00

Caso Studio - Reggio Calabria			
Accelerazione orizzontale massima al suolo	$a_g$		0,359g
Categoria del suolo			C
Categoria topografica			T1
Parametri caratteristici del sito	S	[-]	1.169
	$T_c$	[s]	0.557
	$F_0$	[-]	2.464
SC 00			
Massa del sistema bilineare equivalente	$m^*$	[t]	235.70
Coefficiente di partecipazione modale	$\Gamma$	[-]	1.26
Resistenza massima del sistema MDOF	$F_{bu}$	[kN]	1,586.25
Resistenza massima del sistema SDOF	$F_{bu}^*$	[kN]	1,258.93
Spostamento allo snervamento del sistema SDOF	$d_y^*$	[m]	0.07
Forza di snervamento del sistema SDOF	$F_y^*$	[kN]	1,193.52
Rigidezza secante del sistema SDOF	$K^*$	[kN/m]	16,332.53
Periodo del sistema SDOF	$T^*$	[s]	0.75
Duttilità	$\mu$	[-]	1.48
Spostamento richiesto SDOF	$d_{max}^*$	[m]	0.11
<b>Spostamento richiesto MDOF</b>	$d_{max}$	[m]	<b>0.139</b>
<b>Spostamento MDOF</b>	$d$	[m]	<b>0.147</b>

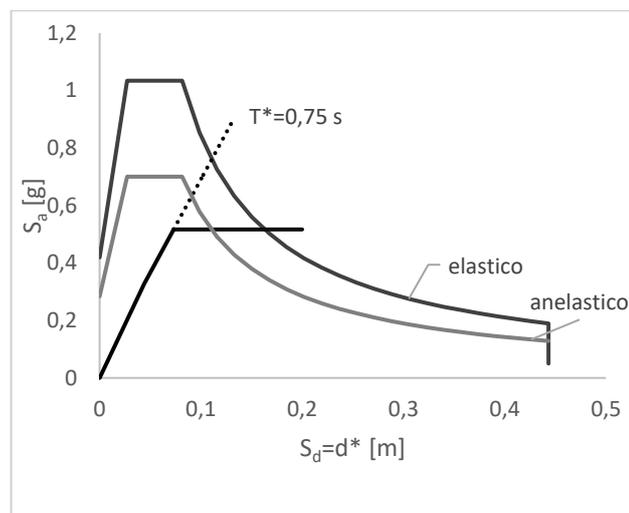


Figura 42 Rappresentazione della curva di capacità nel piano ADRS Caso studio-Reggio Calabria

## Condizione iniziale – Messina

Tabella 38 Quadro dei parametri per la valutazione dello spostamento richiesto al sistema - Messina SC 00

Caso Studio - Messina			
Accelerazione orizzontale massima al suolo	$a_g$		0,332g
Categoria del suolo			C
Categoria topografica			T1
Parametri caratteristici del sito	S	[-]	1.213
	$T_c$	[s]	0.552
	$F_0$	[-]	2.444
SC 00			
Massa del sistema bilineare equivalente	$m^*$	[t]	235.70
Coefficiente di partecipazione modale	$\Gamma$	[-]	1.26
Resistenza massima del sistema MDOF	$F_{bu}$	[kN]	1,586.25
Resistenza massima del sistema SDOF	$F_{bu}^*$	[kN]	1,258.93
Spostamento allo snervamento del sistema SDOF	$d_y^*$	[m]	0.07
Forza di snervamento del sistema SDOF	$F_y^*$	[kN]	1,193.52
Rigidezza secante del sistema SDOF	$K^*$	[kN/m]	16,332.53
Periodo del sistema SDOF	$T^*$	[s]	0.75
Duttilità	$\mu$	[-]	1.39
Spostamento richiesto SDOF	$d_{max}^*$	[m]	0.10
<b>Spostamento richiesto MDOF</b>	$d_{max}$	[m]	<b>0.131</b>
<b>Spostamento MDOF</b>	$d$	[m]	<b>0.147</b>

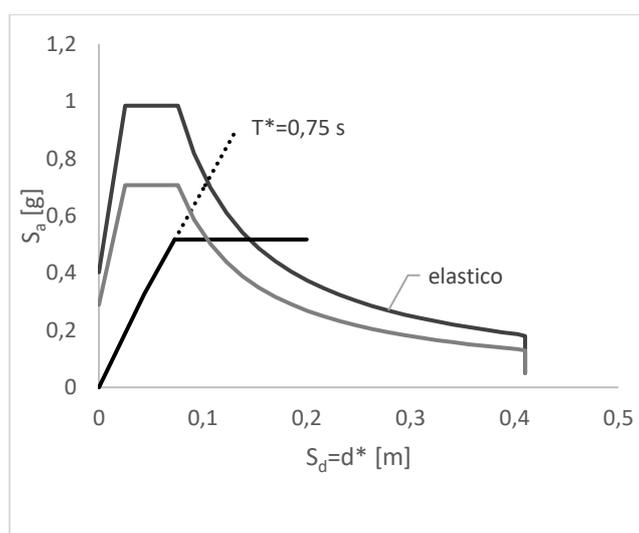


Figura 43 Rappresentazione della curva di capacità nel piano ADRS Caso studio-Messina

## Caso 1: Scenario SC 14 – Reggio Calabria

Tabella 39 Quadro dei parametri per la valutazione dello spostamento richiesto al sistema – Caso 1

Caso 1 - Reggio Calabria			
Accelerazione orizzontale massima al suolo	$a_g$		0,359g
Categoria del suolo			C
Categoria topografica			T1
Parametri caratteristici del sito	S	[-]	1.169
	$T_c$	[s]	0.557
	$F_0$	[-]	2.464
SC 14			
Massa del sistema bilineare equivalente	$m^*$	[t]	235.58
Coefficiente di partecipazione modale	$\Gamma$	[-]	1.26
Resistenza massima del sistema MDOF	$F_{bu}$	[kN]	1,426.88
Resistenza massima del sistema SDOF	$F_{bu}^*$	[kN]	1,132.44
Spostamento allo snervamento del sistema SDOF	$d_y^*$	[m]	0.07
Forza di snervamento del sistema SDOF	$F_y^*$	[kN]	1,073.44
Rigidezza secante del sistema SDOF	$K^*$	[kN/m]	15,473.36
Periodo del sistema SDOF	$T^*$	[s]	0.78
Duttilità	$\mu$	[-]	1.63
Spostamento richiesto SDOF	$d_{max}^*$	[m]	0.11
<b>Spostamento richiesto MDOF</b>	$d_{max}$	[m]	<b>0.140</b>
<b>Spostamento MDOF</b>	$d$	[m]	<b>0.141</b>

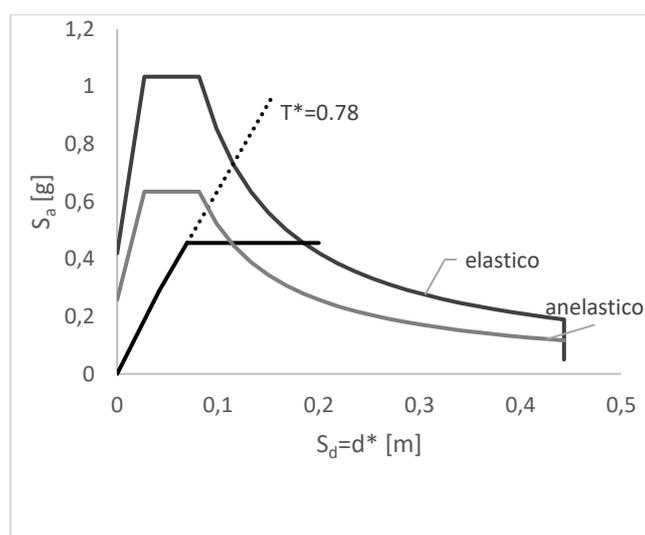


Figura 44 Rappresentazione della curva di capacità nel piano ADRS Caso 1

## Caso 2: Scenario SC 15 – Reggio Calabria

Tabella 40 Quadro dei parametri per la valutazione dello spostamento richiesto al sistema – Caso 2

Caso 2 - Reggio Calabria			
Accelerazione orizzontale massima al suolo	$a_g$		0,359g
Categoria del suolo			C
Categoria topografica			T1
Parametri caratteristici del sito	S	[-]	1.169
	$T_c$	[s]	0.557
	$F_0$	[-]	2.464
SC 15			
Massa del sistema bilineare equivalente	$m^*$	[t]	241.38
Coefficiente di partecipazione modale	$\Gamma$	[-]	1.25
Resistenza massima del sistema MDOF	$F_{bu}$	[kN]	1,293.38
Resistenza massima del sistema SDOF	$F_{bu}^*$	[kN]	1,034.70
Spostamento allo snervamento del sistema SDOF	$d_y^*$	[m]	0.07
Forza di snervamento del sistema SDOF	$F_y^*$	[kN]	977.90
Rigidezza secante del sistema SDOF	$K^*$	[kN/m]	14,948.63
Periodo del sistema SDOF	$T^*$	[s]	0.80
Duttilità	$\mu$	[-]	1.78
Spostamento richiesto SDOF	$d_{max}^*$	[m]	0.11
<b>Spostamento richiesto MDOF</b>	$d_{max}$	[m]	<b>0.143</b>
<b>Spostamento MDOF</b>	$d$	[m]	<b>0.135</b>

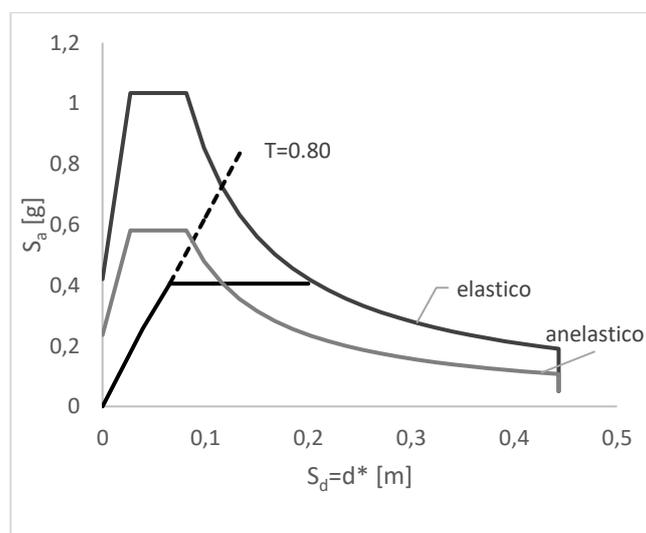


Figura 45 Rappresentazione della curva di capacità nel piano ADRS Caso 2

### Caso 3: Scenario SC 16 – Reggio Calabria

Tabella 41 Quadro dei parametri per la valutazione dello spostamento richiesto al sistema – Caso 3

Caso 3 - Reggio Calabria			
Accelerazione orizzontale massima al suolo	$a_g$		0,359g
Categoria del suolo			C
Categoria topografica			T1
Parametri caratteristici del sito	S	[-]	1.169
	$T_c$	[s]	0.557
	$F_0$	[-]	2.464
SC 16			
Massa del sistema bilineare equivalente	$m^*$	[t]	241.52
Coefficiente di partecipazione modale	$\Gamma$	[-]	1.25
Resistenza massima del sistema MDOF	$F_{bu}$	[kN]	1,170.33
Resistenza massima del sistema SDOF	$F_{bu}^*$	[kN]	936.26
Spostamento allo snervamento del sistema SDOF	$d_y^*$	[m]	0.06
Forza di snervamento del sistema SDOF	$F_y^*$	[kN]	879.35
Rigidezza secante del sistema SDOF	$K^*$	[kN/m]	14,390.14
Periodo del sistema SDOF	$T^*$	[s]	0.81
Duttilità	$\mu$	[-]	1.94
Spostamento richiesto SDOF	$d_{max}^*$	[m]	0.12
<b>Spostamento richiesto MDOF</b>	$d_{max}$	[m]	<b>0.146</b>
<b>Spostamento MDOF</b>	$d$	[m]	<b>0.129</b>

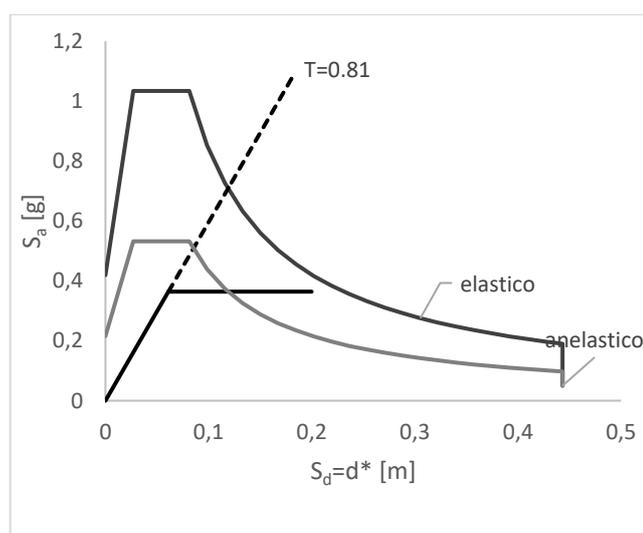


Figura 46 Rappresentazione della curva di capacità nel piano ADRS Caso 3

## Caso 4: Scenario SC 14 – Messina

Tabella 42 Quadro dei parametri per la valutazione dello spostamento richiesto al sistema – Caso 4

Caso 4 - Messina			
Accelerazione orizzontale massima al suolo	$a_g$		0,332 g
Categoria del suolo			C
Categoria topografica			T1
Parametri caratteristici del sito	S	[-]	1.213
	$T_c$	[s]	0.552
	$F_0$	[-]	2.444
SC 14			
Massa del sistema bilineare equivalente	$m^*$	[Mg]	235.58
Coefficiente di partecipazione modale	$\Gamma$	[-]	1.26
Resistenza massima del sistema MDOF	$F_{bu}$	[kN]	1,426.88
Resistenza massima del sistema SDOF	$F_{bu}^*$	[kN]	1,132.44
Spostamento allo snervamento del sistema SDOF	$d_y^*$	[m]	0.07
Forza di snervamento del sistema SDOF	$F_y^*$	[kN]	1,073.44
Rigidezza secante del sistema SDOF	$K^*$	[kN/m]	15,473.36
Periodo del sistema SDOF	$T^*$	[s]	0.78
Duttilità	$\mu$	[-]	1.54
Spostamento richiesto SDOF	$d_{max}^*$	[m]	0.10
Spostamento richiesto MDOF	$d_{max}$	[m]	<b>0.132</b>
Spostamento MDOF	$d$	[m]	<b>0.141</b>

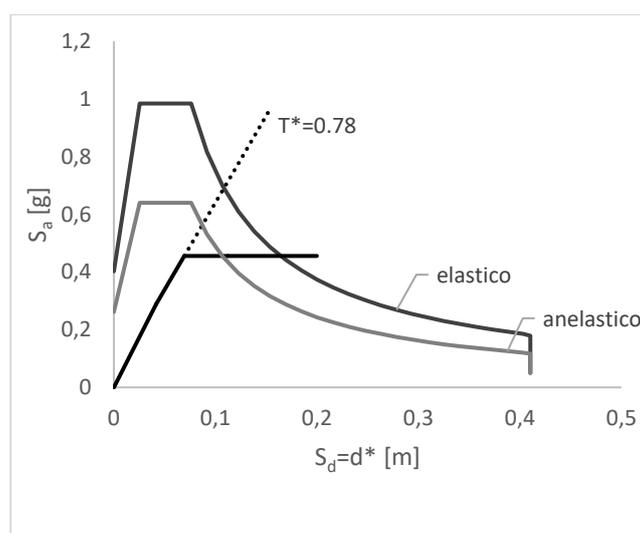


Figura 47 Rappresentazione della curva di capacità nel piano ADRS Caso 4

## Caso 5: Scenario SC 15 – Messina

Tabella 43 Quadro dei parametri per la valutazione dello spostamento richiesto al sistema – Caso 5

Caso 5 - Messina			
Accelerazione orizzontale massima al suolo	$a_g$		0,332 g
Categoria del suolo			C
Categoria topografica			T1
Parametri caratteristici del sito	S	[-]	1.213
	$T_c$	[s]	0.552
	$F_0$	[-]	2.444
SC 15			
Massa del sistema bilineare equivalente	$m^*$	[Mg]	241.38
Coefficiente di partecipazione modale	$\Gamma$	[-]	1.25
Resistenza massima del sistema MDOF	$F_{bu}$	[kN]	1,293.38
Resistenza massima del sistema SDOF	$F_{bu}^*$	[kN]	1,034.70
Spostamento allo snervamento del sistema SDOF	$d_y^*$	[m]	0.07
Forza di snervamento del sistema SDOF	$F_y^*$	[kN]	977.90
Rigidezza secante del sistema SDOF	$K^*$	[kN/m]	14,948.63
Periodo del sistema SDOF	$T^*$	[s]	0.80
Duttilità	$\mu$	[-]	1.68
Spostamento richiesto SDOF	$d_{max}^*$	[m]	0.11
<b>Spostamento richiesto MDOF</b>	$d_{max}$	[m]	<b>0.135</b>
<b>Spostamento MDOF</b>	$d$	[m]	<b>0.135</b>

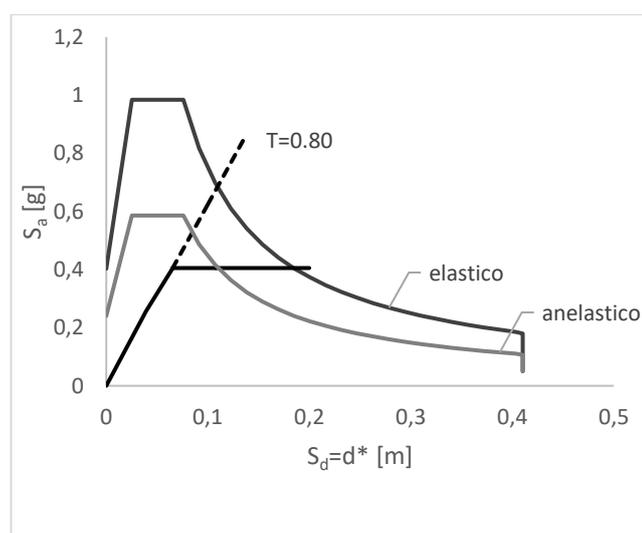


Figura 48 Rappresentazione della curva di capacità nel piano ADRS Caso 5

## Caso 6: Scenario SC 16 – Messina

Tabella 44 Quadro dei parametri per la valutazione dello spostamento richiesto al sistema – Caso 6

Caso 6 - Messina			
Accelerazione orizzontale massima al suolo	$a_g$		0,332 g
Categoria del suolo			C
Categoria topografica			T1
Parametri caratteristici del sito	S	[-]	1.213
	$T_c$	[s]	0.552
	$F_0$	[-]	2.444
SC 16			
Massa del sistema bilineare equivalente	$m^*$	[Mg]	241.52
Coefficiente di partecipazione modale	$\Gamma$	[-]	1.25
Resistenza massima del sistema MDOF	$F_{bu}$	[kN]	1,170.33
Resistenza massima del sistema SDOF	$F_{bu}^*$	[kN]	936.26
Spostamento allo snervamento del sistema SDOF	$d_y^*$	[m]	0.06
Forza di snervamento del sistema SDOF	$F_y^*$	[kN]	879.35
Rigidezza secante del sistema SDOF	$K^*$	[kN/m]	14,390.14
Periodo del sistema SDOF	$T^*$	[s]	0.81
Duttilità	$\mu$	[-]	1.83
Spostamento richiesto SDOF	$d_{max}^*$	[m]	0.11
<b>Spostamento richiesto MDOF</b>	$d_{max}$	[m]	<b>0.137</b>
<b>Spostamento MDOF</b>	$d$	[m]	<b>0.129</b>

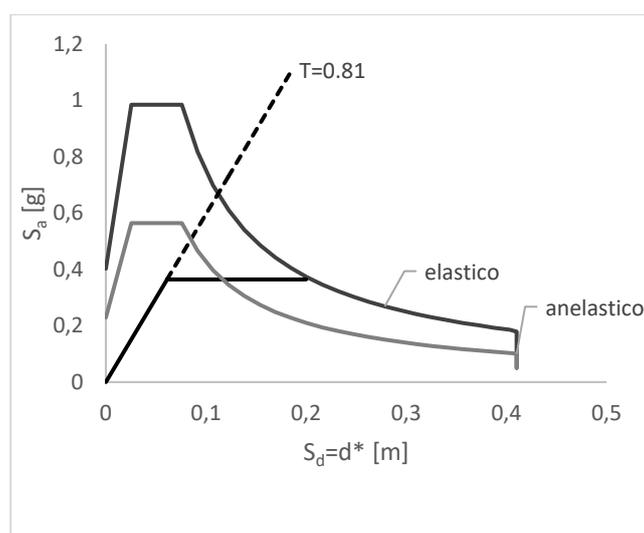


Figura 49 Rappresentazione della curva di capacità nel piano ADRS Caso 6

### VII.2.1. Confronto capacità e domanda: Quadro riassuntivo

Vengono di seguito riportati i valori dello spostamento ultimo  $d_U$  del sistema e spostamento richiesto dal sisma  $d_{max}$ ; ricordando che la verifica, consiste nell'avere una capacità maggiore della domanda, si evidenziano in rosso le riduzioni negative del margine di verifica che corrispondono ai casi per i quali la verifica non risulta essere soddisfatta.

Tabella 45 Margine di verifica – Reggio Calabria

Reggio Calabria			
Scenario	$d_u$	$d_{max}$	Margine di verifica
-	[m]	[m]	%
SC 00	0.147	0.139	5.62
SC 14	0.141	0.140	0.71
SC 15	0.135	0.143	-5.96
SC 16	0.129	0.146	-13.18

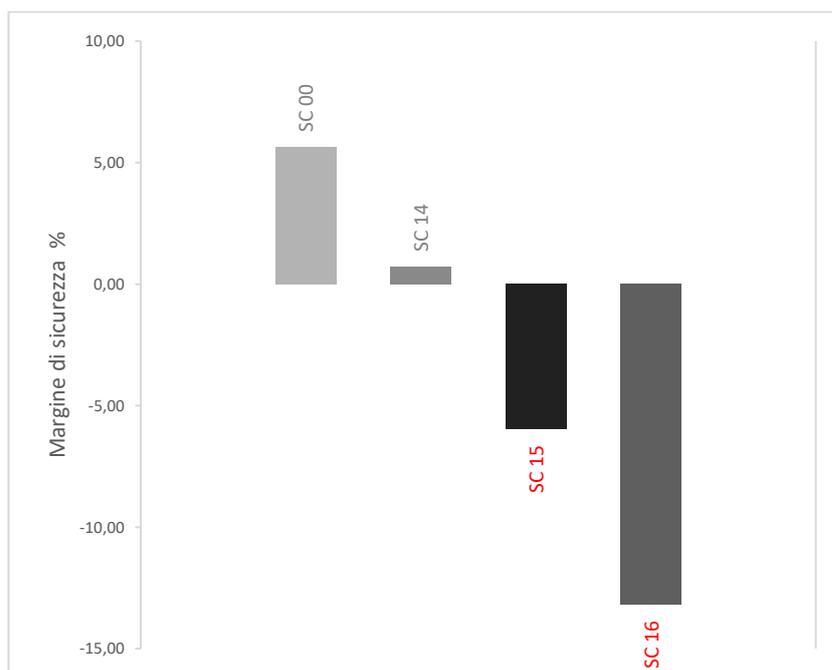


Figura 50 Margine di verifica – Reggio Calabria

Tabella 46 Margine di verifica – Messina

Messina			
Scenario	$d_u$	$d_{max}$	Margine di verifica
-	[m]	[m]	%
SC 00	0.147	0.131	11.05
SC 14	0.141	0.132	6.38
SC 15	0.135	0.135	0.01
SC 16	0.129	0.137	-6.20

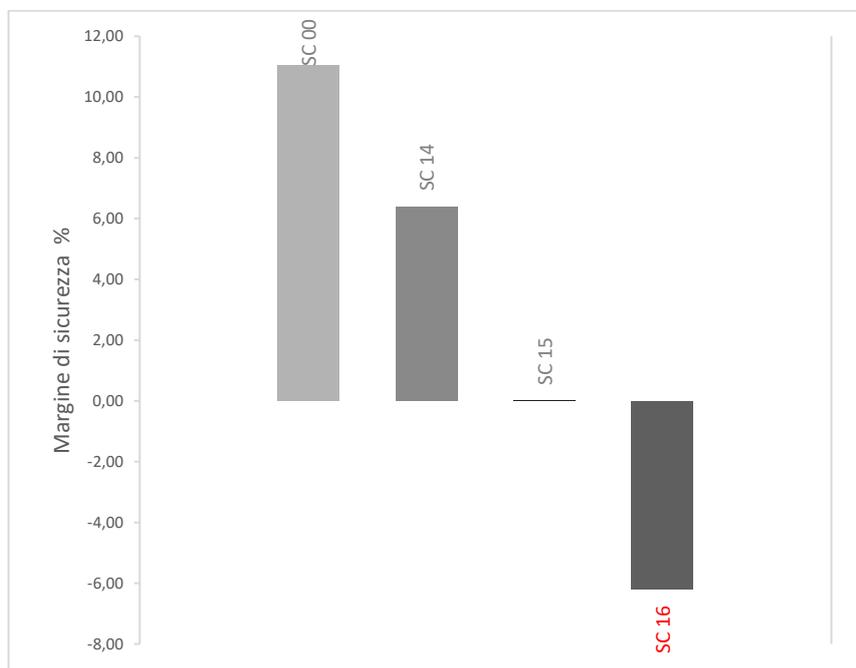


Figura 51 Margine di verifica – Messina

# *VIII Capitolo*

---

## **VIII.1. CONCLUSIONI**

Il presente studio rappresenta una procedura di indagine che ha come fine la valutazione della prestazione sismica di un edificio in c.a. soggetto a corrosione delle armature; a partire dall'introduzione di un modello meccanico in grado di cogliere i principali effetti dovuti al degrado, causato dalla corrosione, che calcestruzzo e acciaio presentano, si è passati alla definizione della modifica del legame momento-curvatura delle sezioni così da poter implementare un modello a elementi finiti. L'analisi svolta per il suddetto modello (di tipo statico non lineare), è stata dettata dalla necessità di considerare la non linearità di comportamento guardando anche alla semplicità di svolgimento, lettura e interpretazione dei risultati.

### **VIII.1.1. Risultati dello studio**

La descrizione dei risultati ottenuti dal lavoro svolto, può essere riassunta in tre punti:

1. Valutazione della variazione di duttilità della sezione

Il primo è quello inerente lo studio della sezione, che è stato affrontato applicando un modello meccanico che tenesse conto degli effetti della corrosione e tracciando a partire dai nuovi parametri ottenuti il diagramma momento-curvatura per la sezione degradata. In questo caso è stato possibile ottenere una nuova relazione e quindi nuovi diagrammi, come mostrato ad esempio nelle Figure 18-19, che evidenziano una riduzione di duttilità e un abbassamento del momento resistente della sezione.

2. Valutazione della variazione di duttilità globale

Il secondo obiettivo è stato quello di porre le basi per una valutazione del cambiamento di duttilità globale della struttura in presenza di fenomeni di corrosione. In questo caso si è passati ad analizzare le curve di capacità (legame

tra taglio alla base e spostamento del punto di controllo in sommità) ottenute dall'analisi di spinta con ADINA software; infatti l'utilizzo di un modello a plasticità diffusa ha reso possibile, in questo caso, la definizione del materiale e quindi del comportamento degli elementi proprio tramite la modellazione delle sezioni con le curve momento curvatura e sforzo normale; i risultati sono stati presentati nel capitolo VI confrontando ciascun scenario con la tra la curva di capacità iniziale.

### 3. Valutazione della prestazione sismica rispetto alla domanda

Per questo punto, seguendo le indicazioni della normativa di riferimento, avendo eseguito un'analisi pushover si è passati alla valutazione dello spostamento effettivo di risposta per lo stato limite in studio e quindi alla verifica di compatibilità con quello ottenuto dallo spettro. In questo caso la valutazione, che è stata fatta per tre scenari corrosivi e per due diversi siti, ha voluto evidenziare come al variare dello scenario corrosivo si abbia una riduzione dei margini di verifica o addirittura come in alcuni casi non si raggiunga la verifica dello spostamento ottenuto con quello della domanda. Queste analisi vengono quindi introdotte con lo scopo di dimostrare che la riduzione dello spostamento ultimo corrisponde a una significativa riduzione della capacità di resistere al carico sismico.

Gli effetti dei quali si è tenuto conto nella scelta di un modello meccanico rappresentativo del degrado sono stati la riduzione della sezione resistente relazionata con la modifica del legame costitutivo dell'acciaio e la riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo in relazione all'ampiezza della deformazione media a trazione che causa microfessure longitudinali; la definizione di questi parametri ha consentito di ottenere dei diagrammi momento-curvatura (a partire dal procedimento numerico illustrato nei paragrafi IV.1.3-IV.1.4-IV.1.5) tenendo conto:

1. del contributo ridotto del calcestruzzo che si ha nella zona del copriferro e che quindi non simulino la completa espulsione o delaminazione di esso (ritenendo che altre tipologie di approcci che non considerano affatto tale contributo non siano adatti a casi di corrosione moderata, oltre a essere eccessivamente a favore di sicurezza e quindi lontani dal descrivere il comportamento reale);

2. della riduzione dell'area resistente di armatura e il peggioramento delle qualità meccaniche dell'acciaio (paragrafo II.1.2).

Le nuove relazioni momento-curvatura della sezione, hanno consentito di poter implementare un modello FEM a plasticità diffusa in grado di tener conto della riduzione di duttilità a livello della sezione e quindi della riduzione di duttilità globale, offrendo la possibilità di condurre analisi su diversi scenari che tengendo conto della variabilità spaziale dei fenomeni di corrosione.

Per quanto riguarda invece l'analisi della prestazione sismica (capitolo VII) si è visto che all'aumentare del livello di corrosione si ha una riduzione dello spostamento ultimo tale che in ben tre casi la verifica non viene soddisfatta.

L'approccio proposto è applicabile sia al caso di corrosione indotta da cloruri che da carbonatazione quindi sia in casi di degrado localizzato che generale e diffuso indipendentemente dall'aggressività dell'attacco corrosivo. Questa procedura può fornire un valido ausilio sia alla progettazione di nuovi edifici ma soprattutto alla verifica delle prestazioni di edifici esistenti che spesso sono stati costruiti senza che vi fossero controlli su aspetti fondamentali per la durabilità del calcestruzzo armato come la qualità della pasta cementizia, la manutenzione della struttura, il mix design e la posa in opera.

Tale studio risulta tuttavia aperto a ulteriori sviluppi e ricerche che potrebbero riguardare il miglioramento del modello considerando:

- un modello meccanico più completo, che tenga in conto anche dell'instabilità delle barre nelle zone di compressione (base dei pilastri), oppure modelli più accurati che considerino anche altri effetti come la variazione dell'aderenza tra acciaio e calcestruzzo (dovuta alla formazione dei prodotti espansivi di corrosione) e della conseguente variazione di legame;
- un approccio basato su un modello tridimensionale;
- un approccio probabilistico, che tenga conto nelle due fasi del processo di corrosione (innesco e propagazione) delle variazioni dei parametri da cui esso dipende e di conseguenza definendo una specifica evoluzione dello scenario corrosivo in esame.

## ELENCO DELLE TABELLE

Tabella 1 Classificazione dei livelli di corrosione proposta dalla norma UNI EN 206 .....	9
Tabella 2 Classificazione dei livelli di corrosione proposta dalla norma UNI EN 206 .....	11
Tabella 3 Valori suggeriti dalla norma UNI EN 206 per la valutazione di <i>I<sub>corr</sub></i> (7) .....	18
Tabella 4.....	20
Tabella 5 Carichi agenti considerati.....	43
Tabella 6 Caratteristiche dei materiali .....	44
Tabella 7.....	48
Tabella 8 Parametri di riferimento trave sezione iniziale .....	51
Tabella 9 Parametri di riferimento pilastro sezione iniziale.....	52
Tabella 10 Variazione dei parametri che individuano la legge costitutiva dell'acciaio .....	53
Tabella 11 Variazione del valore della resistenza a compressione del calcestruzzo – Sez. Trave..	53
Tabella 12 Variazione del valore della resistenza a compressione del calcestruzzo – Sez. Pilastro .....	53
Tabella 13 Dati di input per determinare le relazioni momento-curvatura in presenza di corrosione ( $Q_{corr}=4\%$ ) .....	54
Tabella 14 Dati di input per determinare le relazioni momento-curvatura in presenza di corrosione ( $Q_{corr}=8\%$ ) .....	54
Tabella 15 Dati di input per determinare le relazioni momento-curvatura in presenza di corrosione ( $Q_{corr}=12\%$ ) .....	54
Tabella 16 Quadro scenari .....	56
Tabella 17 Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC 00 e SC 01.....	57
Tabella 18 Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC 00 e SC 02.....	58
Tabella 19 Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC 00 e SC 03.....	59
Tabella 20 Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC 00 e SC 04.....	60
Tabella 21 Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC 00 e SC 05.....	61
Tabella 22 Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC 00 e SC 06.....	62
Tabella 23 Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC 00 e SC 07.....	63
Tabella 24 Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC 00 e SC 08.....	64
Tabella 25 Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC 00 e SC 09.....	65
Tabella 26 Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC 00 e SC 10.....	66
Tabella 27 Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC 00 e SC 11.....	67
Tabella 28 Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC 00 e SC 12.....	68
Tabella 29 Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC 00 e SC 13.....	69
Tabella 30 Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC 00 e SC 14.....	71
Tabella 31 Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC 00 e SC 15.....	72
Tabella 32 Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC 00 e SC 16.....	73
Tabella 33 Quadro riassuntivo SC 01-SC 08.....	74
Tabella 34 Quadro riassuntivo SC 09-SC 16.....	75
Tabella 35 Valori di accelerazione di picco su terreno rigido per zona sismica (OPCM 3519/06) .....	78
Tabella 36 Valori di progetto per l'azione sismica .....	79
Tabella 37 Quadro dei parametri per la valutazione dello spostamento richiesto al sistema - Reggio Calabria SC 00.....	81
Tabella 38 Quadro dei parametri per la valutazione dello spostamento richiesto al sistema - Messina SC 00.....	82

Tabella 39 Quadro dei parametri per la valutazione dello spostamento richiesto al sistema – Caso 1 .....	83
Tabella 40 Quadro dei parametri per la valutazione dello spostamento richiesto al sistema – Caso 2 .....	84
Tabella 41 Quadro dei parametri per la valutazione dello spostamento richiesto al sistema – Caso 3 .....	85
Tabella 42 Quadro dei parametri per la valutazione dello spostamento richiesto al sistema – Caso 4 .....	86
Tabella 43 Quadro dei parametri per la valutazione dello spostamento richiesto al sistema – Caso 5 .....	87
Tabella 44 Quadro dei parametri per la valutazione dello spostamento richiesto al sistema – Caso 6 .....	88
Tabella 45 Margine di verifica – Reggio Calabria .....	89
Tabella 46 Margine di verifica – Messina.....	90

## ELENCO DELLE FIGURE

Figura 1 Schematizzazione delle fasi del processo di corrosione da Corrosion of steel in concrete, Tuutti K. (5).....	6
Figura 2 Condizione di passività delle armature nel calcestruzzo da Il nuovo calcestruzzo, Collepardi M. (6).....	7
Figura 3 Meccanismo di pitting dell'acciaio nel calcestruzzo da Corrosion of steel in concrete, Bertolini et al. (2).....	10
Figura 4 Diagramma effetti della corrosione da Cairns, J., Du, Y., and Law, D. Residual bond strength of corroded plain round bars (12).....	15
Figura 5 Diminuzione della sezione resistente da Rodriguez J., Ortega L.M., Casal J., Diez J.M., Corrosion of reinforcement and service life of concrete structures (16).....	17
Figura 6 Modifica del legame costitutivo dell'acciaio.....	20
Figura 7 Andamento della forza del legame in funzione della corrosione da Cabrera J., Ghoddoossi P. The The effects of reinforcement corrosion on the strength of the steel/concrete "bond" (22).....	21
Figura 8 Spettro della domanda elastico e inelastico, curva di capacità da Fajfar P. A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design.....	28
Figura 9 Relazione momento-curvatura di tipo trilineare e bilineare.....	31
Figura 10 Sezione generica in calcestruzzo armato soggetta a momento flettente e sforzo normale.....	32
Figura 11 Sezione generica di un elemento trave.....	40
Figura 12 Sezione generica di un elemento pilastro.....	41
Figura 13 Orditura dei solai e telaio considerato.....	42
Figura 14 Sezione del telaio considerato come caso studio.....	44
Figura 15 Definizione della geometria del telaio.....	46
Figura 16 Riferimento locale per l'elemento beam in ADINA (33).....	46
Figura 17 Relazione momento-curvatura in ADINA (33).....	47
Figura 18 Andamento del diagramma momento-curvatura per la sezione trave all'aumentare del livello di corrosione.....	55
Figura 19 Andamento del diagramma momento-curvatura per la sezione pilastro (per N=800kN) all'aumentare del livello di corrosione.....	56
Figura 20 Confronto curve di capacità del modello per SC 00 e SC 01.....	57
Figura 21 Confronto curve di capacità del modello per SC 00 e SC 02.....	58
Figura 22 Confronto curve di capacità del modello per SC 00 e SC 03.....	59
Figura 23 Confronto curve di capacità del modello per SC 00 e SC 04.....	60
Figura 24 Confronto curve di capacità del modello per SC 00 e SC 05.....	61
Figura 25 Confronto curve di capacità del modello per SC 00 e SC 06.....	62
Figura 26 Confronto curve di capacità del modello per SC 00 e SC 07.....	63
Figura 27 Confronto curve di capacità del modello per SC 00 e SC 08.....	64
Figura 28 Confronto curve di capacità del modello per SC 00 e SC 09.....	65
Figura 29 Confronto curve di capacità del modello per SC 00 e SC 10.....	66
Figura 30 Confronto curve di capacità del modello per SC 00 e SC 11.....	68
Figura 31 Confronto curve di capacità del modello per SC 00 e SC 12.....	69
Figura 32 Confronto curve di capacità del modello per SC 00 e SC 13.....	70
Figura 33 Confronto curve di capacità del modello per SC 00 e SC 14.....	72
Figura 34 Confronto curve di capacità del modello per SC 00 e SC 15.....	73

Figura 35 Confronto curve di capacità del modello per SC 00 e SC 16 .....	74
Figura 36 Confronto della riduzione % di $d_U$ SC 01-SC 08.....	75
Figura 37 Confronto della riduzione % di $V_U$ SC 01-SC 08.....	75
Figura 38 Confronto della riduzione % di $d_U$ SC 09-SC 16.....	76
Figura 39 Confronto della riduzione % di $V_U$ SC 09-SC 16.....	76
Figura 40 Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale elaborata dall'INGV.....	78
Figura 41 Curva di capacità riferita al telaio nella condizione iniziale SC 00 .....	80
Figura 42 Rappresentazione della curva di capacità nel piano ADRS Caso studio-Reggio Calabria .....	81
Figura 43 Rappresentazione della curva di capacità nel piano ADRS Caso studio-Messina.....	82
Figura 44 Rappresentazione della curva di capacità nel piano ADRS Caso 1 .....	83
Figura 45 Rappresentazione della curva di capacità nel piano ADRS Caso 2 .....	84
Figura 46 Rappresentazione della curva di capacità nel piano ADRS Caso 3 .....	85
Figura 47 Rappresentazione della curva di capacità nel piano ADRS Caso 4 .....	86
Figura 48 Rappresentazione della curva di capacità nel piano ADRS Caso 5 .....	87
Figura 49 Rappresentazione della curva di capacità nel piano ADRS Caso 6 .....	88
Figura 50 Margine di verifica – Reggio Calabria.....	89
Figura 51 Margine di verifica – Messina .....	90

## BIBLIOGRAFIA

1. **Pedferri P., Bolzoni F., Lazzari L., Ormellese M.,** *Corrosione e protezione dei materiali metallici*. s.l. : Polipress, 2007.
2. **Bertolini L., Elsner B., Pedferri P., Polder R.** *Corrosion of steel in concrete* . s.l. : Wiley-VCH Verlag GmbH & Co., 2013.
3. **Grassini S., Angelini E.** Lezioni del Corso di corrosione dei materiali metallici, Politecnico di Torino.
4. **Pedferri P., Bertolini L.** *La corrosione ne calcestruzzo e negli ambienti naturali*. s.l. : McGraw-Hill, 1996.
5. **Tuutti, K.** *Corrosion of steel in concrete*. s.l. : CBI Forskning 82:4, 1982.
6. **Collepari M., Collepari S., Troli R.** *Il nuovo calcestruzzo*. s.l. : Enco S.r.l., 2014.
7. **UNI EN 206 “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità”**. 2016.
8. **Bertolini L., Elsener B., Pedferri P., Polder R.** *Corrosion and protection of steel in concrete*:. s.l. : Wiley, 2004.
9. **Pedferri P., Bertolini L.** *La durabilità del calcestruzzo armato*. s.l. : Mc Graw-Hill, 2000.
10. **J.P., Broomfield.** *Corrosion of Steel in Concrete: Understanding, Investigation and Repair*. s.l. : E&FN Spon, 1997.
11. *Critical Study of Corrosion Damaged Concrete Structures*. **Cairns j. J., Ayop S. S.** s.l. : International Journal of Integrated Engineering, 2013.
12. *Residual bond strength of corroded plain round bars*. **Cairns J., Du Y., Law D.** s.l. : Magazine of Concrete Research, 2006.
13. *Remaining service lifetime of reinforced concrete structures: effect of corrosion in mechanical properties of steel*. **Andreade C., Alonso C., Garcia D., Rodriguez J.** 1991 : Proc. of the Symposium on Life Prediction of Corrodible Structures.
14. *Effect of corrosion on ductility of reinforcing bars*. **Du Y.G., Clark L.A., Chan, A.H.C.** s.l. : Magazine of Concrete Research, Volume 57, 2005.
15. *Analyzing crack width to predict corrosion in reinforced concrete* . **Vidal T., Castel A., Francois R.** 2003.
16. *Corrosion of reinforcement and service life of concrete structures*. **Rodriguez J., Ortega L.M., Casal J., Diez J.M.** 1996.
17. *Seismic assessment of existing RC structures affected by degradation phenomena*. **Berto L., Vitaliani R., Sietta A., Simioni P.** s.l. : Elsevier-Structural Safety, 2009.
18. **Rodriguez J., Andrade C.** *CONTECVET - A validated Users Manual for assessing the residual service life of concrete structures*. s.l. : GEOCISA, 2001.
19. *Mechanical properties of corrosion-damaged reinforcement*. **Cairns J., Plizzarri G., Du Y., Law D.W., Franzoni C.** s.l. : ACI Materials Journal, 2005.

20. *Physical model for structural evaluation of r.c. beams in presence of corrosion.* **Cesetti A., Mancini G., Tondolo F., Recupero A., Spinella N.** 2015.
21. *Effect of bond degradation due to corrosion – a literature survey .* **Mancini G., Tondolo F.,** s.l. : Structural Concrete 15 No.3, 2014.
22. *The effects of reinforcement corrosion on the strength of the steel/ concrete “bond”.* **Cabrera J., Ghoddousi P.** 1992.
23. *Structural Assessment of Corroded Reinforced Concrete Beams: Modeling Guidelines.* **Coronelli D., Gambarova P.** s.l. : Journal of structural engineering, 2004.
24. *The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear .* **Vecchio F. J., Colins M.P.** s.l. : ACI JOURNAL, 1986.
25. *Cover cracking as a function of rebar corrosion.* **Molina F. J., Alonso C., Andreade C.** s.l. : Materials and Structures - Springer, 1993.
26. **3274/2003, Ordinanza PCM.** 2003.
27. **UNI EN 1998-1, Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza.** 1998.
28. *A Non Linear Analysis Method for Performance Based Seismic Design.* **Fajfar P.** s.l. : Earthquake Spectra, 2000.
29. *The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings.* **Fajfar P., Gaspersic P.** s.l. : Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1996.
30. **2008, NTC2008 - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio.** 2008.
31. **A., Ghersi.** *Il cemento armato.* s.l. : Dario Flacco Editore, 2010.
32. **A.P., Fantilli.** *Lezioni, Complementi di Tecnica delle Costruzioni.* s.l. : Politecnico di Torino.
33. **ADINA R & D, Inc.** *ADINA Theory and modelling guide.* 2012.
34. *Time-dependent seismic performance assessment of a single-degree-of-freedom frame subject to corrosion.* **Yalciner H., Sensoy S., Eren O.** s.l. : Engineering Failure Analysis, 2012.
35. *Lifetime seismic performance assessment for chloride-corroded reinforced concrete buildings.* **Chiu C. K., Tu F. J., Hsiao F. P.** s.l. : Structure and Infrastructure Engineering, 2014.

