POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

EFFETTI DI CORROSIONE DELLE ARMATURE TRASVERSALI E LONGITUDINALI SULLA ROBUSTEZZA DELLE STRUTTURE IN RC IN ZONA SISMICA

Relatore: Prof. Paolo Castaldo

Correlatore: Ing. Diego Gino

Candidato: Giulio Maria Guarneri

Anno Accademico 2019/2020

Sommario

Una costruzione è progettata per resistere ad azioni di tipo e di intensità definite dalle norme in vigore, con un livello di sicurezza che dipende dall'importanza della costruzione stessa, ed in particolare dalle conseguenze che un eventuale collasso potrebbe causare, sia in termini di perdite di vite umane che di potenziali danni ambientali.

Il concetto di robustezza strutturale di una costruzione nei confronti di una azione eccezionale è la capacità della costruzione di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità dell'azione che innesca un danno iniziale, azione non compresa tra le azioni di progetto, oppure tra queste compresa ma con più bassa intensità. Generalmente le strutture, non sono sempre in grado di resistere ad azioni eccezionali, come ad esempio impatti, esplosioni, incendi, questo perché la progettazione delle strutture, nella maggior parte delle volte, è realizzata con un approccio tradizionale anziché con un approccio rivolto verso un miglioramento della robustezza strutturale. Le azioni coinvolte in eventi eccezionali, tipicamente, presentano bassa probabilità di accadimento, ma talvolta conseguenze catastrofiche in termini di vittime, danni ambientali, economici, patrimoniali e interruzioni dei servizi di pubblica utilità.

Per la letteratura scientifica, per definizione la robustezza strutturale è una caratteristica intrinseca di una struttura e rappresenta la capacità della stessa di evitare collassi sproporzionati o progressivi in seguito a danneggiamenti locali. Pertanto, una costruzione è robusta quando, in seguito alla perdita di uno o più elementi, riesce a creare percorsi di carico alternativi, ridistribuendo adeguatamente le forze al resto dell'insieme strutturale. Numerose ricerche sulla robustezza delle strutture in cemento armato e acciaio hanno definito l'importanza della capacità strutturale di sviluppare percorsi di carico alternativi direttamente collegati alla definizione di robustezza di un edificio. Dunque la definizione e la valutazione delle azioni membranali, sia a compressione che a trazione, diventano significative per capire come un meccanismo a catenaria conduce a una riserva di resistenza strutturale. Il metodo di rappresentazione e studio del fenomeno del crollo sproporzionato consiste nella rimozione di una colonna portante dell'edificio. Tale ipotesi è coerente con il verificarsi di eventi eccezionali nella struttura, come incendi, esplosioni o impatti di veicoli.

Nel seguente lavoro di tesi, lo studio si concentra su un telaio piano di quattro piani fuori terra a quattro campate, progettato in una zona ad alta sismicità secondo le direttive della normativa italiana ed europea. Per prima viene analizzata la capacità di una struttura in cemento armato di sviluppare percorsi di carico alternativi, in modo da poter valutare come avviene il passaggio dal meccanismo di resistenza flessionale a quello a catenaria, quest'ultimo collegato alle caratteristiche degli elementi adiacenti alla trave soggetta alla rimozione di una colonna e alle proprietà meccaniche, come la deformazione ultima dell'acciaio e il momento resistente della sezione. Ciò viene eseguito mediante un'analisi parametrica condotta con il software di calcolo agli elementi finiti *Atena 2D*, in cui è stato possibile effettuare delle analisi di pushdown, consistenti nell'imposizione statica di uno spostamento verticale monotonicamente crescente nel punto di rimozione di una colonna, ottenendo come risultato di ogni step la forza che il resto della struttura è in grado di fornire nel punto stesso. Le curve risultanti sono denominante curve di capacità carico-spostamento.

La prima serie di analisi, viene condotta imponendo la variazione della resistenza del telaio nel tempo, tenendo conto dei fenomeni del degrado e del conseguente danneggiamento dell'edificio, dovuti all'esposizione ambientale. Dunque alla struttura in studio, viene introdotto il fenomeno della corrosione, considerando cosi la sua evoluzione nel tempo nella valutazione numerica della riduzione delle proprietà dei materiali. In questo lavoro di tesi, i modelli numerici disponibili in letteratura vengono quindi utilizzati per la valutazione della corrosione considerando come dati iniziali quelli forniti dalla geometria strutturale. Inizialmente gli effetti della corrosione sono applicati solo in corrispondenza delle barre d'armatura longitudinali di travi e pilastri per lo scenario di degrado previsto e in un secondo momento tali effetti sono applicati anche sulle staffe; infine viene introdotto il degrado del meccanismo di aderenza tra calcestruzzo e acciaio, dovuto alla corrosione delle barre di armatura sia longitudinali che trasversali indotto dalla presenza di cloruri.

Le analisi non lineari eseguite sul modello hanno mostrato innanzitutto il comportamento di un telaio progettato con criteri sismici nei riguardi della robustezza. Dalle analisi effettuate, è stato possibile studiare l'effetto sulla robustezza strutturale dovuto alla riduzione nel tempo delle proprietà del materiale a causa del degrado generato dalla corrosione sulla struttura in cemento armato. Se da un lato tali analisi hanno confermato

che la robustezza strutturale è fortemente influenzata dalla corrosione delle barre d'armatura longitudinali, come riportato da molti studi, dall'altro non si può dire che la corrosione delle staffe incida molto sulla robustezza. Invece non considerando più perfetta aderenza all'interfaccia tra calcestruzzo e acciaio e introducendo il degrado al meccanismo di aderenza, in corrispondenza delle regioni della struttura in cui è previsto lo scenario di corrosione, si è osservato, per la struttura in studio, una ulteriore riduzione della capacità di sviluppare il meccanismo a catenaria.

Indice

1. INTRODUZIONE 1

2. ROBUSTEZZA STRUTTURALE 7

2.1. Introduzione alla Robustezza Strutturale 7

2.2. Scenari di Rischio 8

2.3. Azioni accidentali 9

2.3.1. Classificazione 9

2.3.2. Fenomeni naturali o derivanti da attività umana involontaria 11

2.3.3. Atti vandalici e terroristici 15

2.3.4. Errori di concezione/progettazione/esecuzione 15

2.4. Rischio di collasso sproporzionato 16

2.4.1. Concetto di rischio 17

2.4.2. Analisi probabilistica del rischio 18

2.4.3. Misura del rischio e delle perdite annue attese 21

2.5. Strategie per la riduzione del rischio 22

2.5.1. Strategie per la riduzione del rischio 22

2.5.2. Metodo prescrittivo o prestazionale 23

2.5.3. Metodo indiretto o diretto 24

2.5.4. Minaccia generica o specifica 26

2.5.5. Inquadramento delle possibili strategie per la riduzione del rischio 27

2.6. Concezione progettuale per la robustezza (Conceptual design) 27

2.6.1. Metodo della resistenza locale 28

2.6.2. Effetto ponte / Percorso alternativo dei carichi 29

2.6.3. Compartimentazione 30

2.7. Progetto per la robustezza 30

2.7.1. Modellazione strutturale 31

2.7.2. Tipologie di analisi 32

2.8. Costruzioni di calcestruzzo armato gettate in opera 33

2.8.1. Effetti membranali negli elementi in calcestruzzo armato 34

2.8.2. Incatenamenti 35

2.8.3. Comportamento strutturale nei riguardi della rimozione di un pilastro 36

2.8.4. Progetto nei riguardi della rimozione di un pilastro 38

2.9. Quantificazione probabilistica e semiprobabilistica della robustezza 40

2.9.1. Approccio probabilistico e semiprobabilistico 40

2.10. Misurazioni della robustezza 43

2.10.1. Basi teoriche 44

2.10.2. Indici di robustezza 45
2.11. Degrado e robustezza strutturale di edifici esistenti in cemento armato 47
3. FENOMENI DI DEGRADO NELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO 48
3.1. Degrado del calcestruzzo 49
3.1.1. Degrado di tipo chimico 49
3.1.1.1. Decalcificazione 49
3.1.1.2. Attacco solfatico 50
3.1.1.3. Reazione alcali-aggregati 51
3.1.2. Degrado di tipo fisico 51
3.1.2.1. Gelo-disgelo 51
3.1.2.2. Incendi 52
3.1.2.3. Ritiro e fessurazione 54
3.1.2.4. Calore di idratazione 54
3.2. Durabilità del calcestruzzo-prescrizioni tecniche 55
3.2.1. Classe di esposizione 56
3.2.2. Valori limiti raccomandati per la composizione del calcestruzzo 58
3.3. Corrosione delle barre di armatura 60
3.3.1. Aspetti generali 61
3.3.2. Considerazioni elettrochimiche sulla corrosione dell'acciaio 62
3.3.3. Meccanismi di degrado della corrosione 64
3.3.3.1. Carbonatazione 66
3.3.3.2. Pitting 67
3.3.3.3. Considerazioni generali sui meccanismi di degrado 67
3.3.4. Effetti della corrosione sulle proprietà dei materiali 71
3.3.4.1. Tempo di innesco della corrosione indotta dalla carbonatazione del calcestruzzo 72
3.3.4.2. Tempo di innesco della corrosione indotta dai cloruri 76
3.3.4.3. Tasso di corrosione 79
3.3.4.4. Perdita di area della sezione trasversale della barra di armatura 81
3.3.4.5. Perdita di duttilità dell'acciaio 87
3.3.4.6. Degrado del copriferro in calcestruzzo 90
3.3.5. Effetti della corrosione sull'interazione tra calcestruzzo e barre di acciaio 93
3.3.5.1. Interazione locale acciaio – calcestruzzo 94
3.3.5.2. Fattori che influenzano il meccanismo dell'aderenza 100
3.3.5.3. Modelli analitici del meccanismo di aderenza 102
3.3.5.4. Modellazione degrado dell'aderenza indotto dalla corrosione delle barre d'armatura 107

4. PROGETTO DI UN TELAIO MULTIPIANO IN CALCESTRUZZO ARMATO IN ZONA SISMICA 114

4.1 Descrizione generale 114

4.2 Azioni 117

4.3 Modellazione agli elementi finiti 122

4.4 Analisi modale 122

4.5 Dimensionamento e verifiche 123

4.6 Riepilogo scelte progettuali 136

5. MODELLAZIONE ATENA 2D 137

5.1. Specificità del software ATENA 2D 137

5.2. Pre-processing 139

5.3. Post-processing 156

5.4. Modellazione del telaio in studio 157

6. ANALISI DI PUSHDOWN E RISULTATI PER STRUTTURA IN CEMENTO ARMATO SOGGETTA A CORROSIONE 171

6.1. Premessa 171

6.2. Telaio 2D di riferimento 173

6.3. Modellazione della corrosione per pitting applicata sulle barre d'armatura longitudinali senza considerare il degrado delle staffe e del meccanismo di aderenza 178

6.4. Modellazione della corrosione delle staffe e degrado del meccanismo di aderenza 185

6.5. Scenario di corrosione ipotizzato e definizione delle sezioni del telaio piano soggette a corrosione localizzata 194

6.6. Analisi dei risultati 196

7. CONCLUSIONI 206

BIBLIOGRAFIA 209

Sitografia 212

RINGRAZIAMENTI 213

ALLEGATI 214

Indice delle figure

Figura 1.1: Pianta dell'edificio con griglia dei pilastri e posizione della carica esplosiva (riadattata da Kazemi-Moghaddam, 2015) *3*
Figura 1.2: Vista aerea dell'edificio e della parete vetrata sul lato nord a seguito del collasso (www.Pennilive.com) *3*
Figura 1.3: Crollo progressivo di una porzione di edificio a pannelli prefabbricati (Ronan Point, East London) (www.markbrinkley.blogspot.com) *4*
Figura 1.4:Crollo delle torri gemelle del World Trade Center (www.ilgazzettino.it) *5*
Figura 2.1 : Strategie per la prevenzione del rischio di collasso sproporzionato (Haberland e Starossek, 2009) *19*
Figura 2.2: Incatenamenti strutturali (Eurocode 2-Part 1-1) *25*
Figura 2.3: Diversi tipi di incatenamento *25*
Figura 2.4: Sviluppo dell'effetto catenaria a seguito della rimozione di una colonna *26*
Figura 2.5: Schema generale per la riduzione del rischio (Haberland e Starossek 2009) *27*
Figura 2.6: Edificio con piano di trasferimento (CNR, 2018) *29*
Figura 2.7: Esempio di percorso alternativo dei carichi (CNR,2018) *30*
Figura 2.8: Sforzi membranali negli elementi strutturali *34*
Figura 2.9: Elemento soggetto a prova sperimentale (CNR, 2018) *36*
Figura 2.10: Curva di capacità forza-spostamento verticale (CNR,2018) *37*
Figura 2.11: Curva di spostamento verticale-spostamento orizzontale (CNR, 2018) *37*
Figura 2.12: Convenzioni relative i momenti e le rotazioni nei punti di plasticizzazione *40*
Figura 2.13: Schema per la misurazione della robustezza (COST,2011) *44*
Figura 3.1: Distacco copriferro dopo la corrosione delle armature *61*
Figura 3.2: Rappresentazione del processo di corrosione dovuto alla carbonatazione *63*
Figura 3.3: Film passivo su barra di rinforzo in calcestruzzo alcalino *65*
Figura 3.4: Evoluzione processo carbonatazione *66*
Figura 3.5: processo di evoluzione del pitting *67*
Figura 3.6: Evoluzione qualitativa del degrado nel tempo: fase di innesco e di propagazione (da Gjorv, 2009) *68*
Figura 3.7: Andamento della velocità di carbonatazione in funzione dell'umidità relativa del calcestruzzo, in assenza di pioggia (Bartolini, 2006) *73*
Figura 3.8: Profondità di carbonatazione nel tempo (Bartolini, 2006) *74*
Figura 3.9: Connessione qualitativa tra il contenuto critico di cloruri C_{crit}, condizioni ambientali e qualità del calcestruzzo (da Gjorv, 2009) *77*

Figura 3.10: Sezione trasversale e longitudinale: situazione reale e modellazione della corrosione uniforme *81*
Figura 3.11: Riduzione della sezione trasversale della barra di armatura per corrosione uniforme *82*
Figura 3.12: Perdita dell'area della sezione trasversale dovuto a corrosione pitting *83*
Figura 3.13: Differenti fasi di corrosione per pitting in una barra di armatura: (a) condizione iniziale, (b) corrosione dopo 10 giorni, (c) corrosione dopo 20 giorni, (d) corrosione dopo 30 giorni (Apostolopoulos et al, 2008) *83*
Figura 3.14: Riduzione della sezione trasversale di una barra di armatura soggetta a corrosione localizzata (pitting) secondo il modello di Val-Melchers, 1998. ..... *85*
Figura 3.15: Riduzione della sezione trasversale della barra di armatura, secondo il modello di Rodriguez *87*
Figura 3.16:Variazione della duttilità dell'acciaio in funzione della perdita di area della sezione trasversale della barra di armatura *89*
Figura 3.17:Legge costitutiva del calcestruzzo in compressione. Coronelli et al. *91*
Figura 3.18: a) Schema test pull-out; b) Tensione di trazione e tensione di aderenza di una barra di armatura con estremità caricata; schema distribuzione di c) tensioni trazione e b) tensioni aderenza (Mahrenholtz, 2013). *95*
Figura 3.19: a) Meccanismo di aderenza nelle barre lisce, b) barre ad aderenza migliorata ... *96*
Figura 3.20: Legge locale tensione di aderenza - scorrimento (slip), Tassios (Fib Bullettin n.10, 2000) *97*
Figura 3.21: Scorrimento barre in acciaio-calcestruzzo e azione di incuneamento delle barre (Gambarova et al., 2004) *99*
Figura 3.22:Collasso locale del bond nel caso di rottura per splitting e pull-out (Plizzari et al., 1990) *99*
Figura 3.23: Meccanismo di rottura per aderenza: a) a/c > 0.15; b) a/c < 0.10 (Rehm, 1968) *100*
Figura 3.24: Relazione τ-s, caricamento monotono: a) Eligehausen et al.; b) CEB-FIB MC90 ..... *103*
Figura 3.25: Confronto tra relazioni con carichi monotoni di tensione di aderenza-scorrimento proposti in CEB-FIP MC90 e fib MC2010; a) Rottura per pull-out: Buona condizione di aderenza e Tutte le altre condizioni di aderenza; b) Rottura per splitting: buona condizione di aderenza e tutte le altre condizioni di aderenza. *105*
Figura 3.26: Notazione per spaziatura barre e copriferro: barre dritte *106*
Figura 3.27: Relazione tensione di aderenza-scorrimento con rottura per pull-out e per splitting (Fib Model Code for Concrete Structures, 2010) *107*

Figura 3.28: Influenza della corrosione sulla tensione di aderenza residua, Cairns et al. 2007 ..... *108*
Figura 3.29: Tensione di aderenza normalizzata in funzione del livello di corrosione per dati sperimentali dei test di Pull-out *112*
Figura 3.30: Tensione di aderenza normalizzata in funzione del livello di corrosione per dati sperimentali dei test di Flexural *112*
Figura 4.1: Pianta del piano tipo *116*
Figura 4.2: Sezione del telaio intermedio *116*
Figura 4.3: Spettro di risposta SLV *121*
Figura 4.4: Spettro di risposta SLD *121*
Figura 4.5: Modello FEM del telaio 2D *122*
Figura 4.6: Configurazioni criterio gerarchia della resistenza *127*
Figura 4.7: Diagramma di iterazione con sforzi di presso-flessione *132*
Figura 4.8: Dominio di resistenza per la verifica di resistenza nodo-pilastro *133*
Figura 5.1 :Interfaccia grafica Atena 2D *139*
Figura 5.2: Definizione dei parametri in funzione della resistenza cubica del calcestruzzo ... *141*
Figura 5.3 : Definizione legge di trazione del calcestruzzo *141*
Figura 5.4: Definizione legge di compressione del calcestruzzo *142*
Figura 5.5: Definizione comportamento a taglio del calcestruzzo *142*
Figura 5.6: Definizione peso specifico ρ e coefficiente di espansione termico α del calcestruzzo *143*
Figura 5.7: Legge bilineare sforzo-deformazione reinforcement *143*
Figura 5.8: Definizione parametri di base dell'acciaio *144*
Figura 5.9: Definizione peso specifico e coefficiente di espansione termico dell'acciaio *144*
Figura 5.10: Definizione legge aderenza-scorrimento *145*
Figura 5.11: Definizione coordinate legge aderenza-scorrimento *145*
Figura 5.12: Inserimento dei nodi *146*
Figura 5.13: Inserimento delle linee *147*
Figura 5.14: Inserimento macro-elementi *147*
Figura 5.15: Definizione posizione delle barre di armatura *148*
Figura 5.16: Definizione dell'area di armatura e dell'interazione tra calcestruzzo e acciaio *148*
Figura 5.17: Definizione dell'interazione tra calcestruzzo e acciaio *149*
Figura 5.18: Tipologie di load cases *149*
Figura 5.19: Esempio di load cases *150*
Figura 5.20: Definizione di vincoli su un punto *151*
Figura 5.21: Definizione di vincolo su una linea *151*

Figura 5.22: definizione carichi uniformemente distribuiti su una linea *151*
Figura 5.23: Definizione spostamenti imposti *152*
Figura 5.24: Interfaccia grafica per analysis steps *153*
Figura 5.25: Interfaccia grafica per la configurazione di step *153*
Figura 5.26: Interfaccia grafica per i punti di monitoraggio *154*
Figura 5.27: Interfaccia grafica per la definizione dei punti di monitoraggio *154*
Figura 5.28: Modello di Saarcioglu e Razvi (1992) *159*
Figura 5.29: Curve di resistenza del calcestruzzo nei diversi elementi in base al confinamento *160*
Figura 5.30: Interfaccia grafica relativa all'inserimento dei punti del modello *164*
Figura 5.31: Interfaccia grafica relativa alle linee del modello *165*
Figura 5.32: Interfaccia grafica relativa ai macro-elementi del modello *165*
Figura 5.33: Interfaccia grafica relativa alle barre di armatura del modello *166*
Figura 5.34: Vincoli alla base del telaio 2D *167*
Figura 5.35: Definizione monitoring points *169*
Figura 5.36: Schema riassuntivo relativo al posizionamento dei punti di monitoraggio sulla struttura *170*
Figura 6.1: Schema della prova pushdown nel telaio *172*
Figura 6.2: Influenza dell'armatura continua, simmetrica e costante nei piani rispetto al caso di progetto *175*
Figura 6.4: Telaio H50 modificato, estratto dal telaio globale *177*
Figura 6.5: Concentrazione di cloruri al livello della barra di armatura nel tempo *180*
Figura 6.6: Variazione della velocità di corrosione nel tempo *181*
Figura 6.7: a) Riduzione area della sezione trasversale secondo il modello di Coronelli et al. (2004), durante la vita nominale di 50 anni, delle barre longitudinali ϕ18 e b) delle barre longitudinali ϕ20 ..... *181*
Figura 6.8: a) Variazione nel tempo del livello di degrado delle armature delle travi e b) delle armature dei pilastri *182*
Figura 6.9: a) Perdita di duttilità dell'acciaio, durante la vita nominale della struttura di 50 anni, in corrispondenza delle travi e b) dei pilastri *183*
Figura 6.10: a) Evoluzione nel tempo della deformazione ultima dell'acciaio, durante la vita nominale della struttura di 50 anni, in corrispondenza delle travi e b) dei pilastri *184*
Figura 6.11: a) Evoluzione nel tempo della resistenza a compressione del calcestruzzo del copriferro, in corrispondenza delle travi e b) dei pilastri *184*
Figura 6.12: Riduzione area della sezione trasversale delle staffe ϕ8, secondo il modello di Coronelli et al. (2004), durante la vita nominale di 50 anni, ... *187*

Figura 6.13: Legge τ-s (fib MC2010) a t=0 anni, relativo a Travi D, Travi ND, Pilastri e Nodi Trave-Pilastro *192*
Figura 6.14: Legge τ-s (fib MC2010), relativo alle travi *193*
Figura 6.15: Legge τ-s (fib MC2010), relativo ai pilastri *193*
Figura 6.16: Scenario di corrosione ipotizzato *195*
Figura 6.17: Modello FEM per valutare la robustezza del telaio piano sotto gli effetti della corrosione *195*
Figura 6.18: Analisi di pushdown, relativa al caso di applicazione della corrosione in corrispondenza delle sole barre d'armatura longitudinali senza considerare la corrosione delle staffe e il degrado del meccanismo di aderenza *197*
Figura 6.19: Diagramma di capacità portante di carico, per corrosione localizzata indotta da cloruri (diagramma estratto da quello in Figura 6.18) *198*
Figura 6.20: Confronto tra il massimo carico in CMA allo stato a t=0 anni e allo stato con corrosione, considerando l'evoluzione nel tempo della corrosione delle sole barre d'armatura longitudinali *199*
Figura 6.21: Confronto tra il massimo carico in TMA allo stato a t=0 anni e allo stato con corrosione, considerando l'evoluzione nel tempo della corrosione delle sole barre d'armatura longitudinali *200*
Figura 6.22: Confronto tra gli spostamenti verticali di collasso allo stato a t=0 anni e allo stato con corrosione, considerando l'evoluzione nel tempo della corrosione delle sole barre d'armatura longitudinali *200*
Figura 6.23: Analisi di pushdown, relativa al caso di applicazione della corrosione in corrispondenza delle barre d'armatura longitudinali e delle staffe, considerando anche il degrado del meccanismo di aderenza *201*
Figura 6.24: a) Analisi di pushdown, relativa al caso di applicazione della corrosione in corrispondenza delle sole barre d'armatura longitudinali e b) relativa al caso di applicazione della corrosione in corrispondenza delle barre d'armatura longitudinali e delle staffe, considerando anche il degrado del meccanismo di aderenza *202*
Figura 6.25: Diagramma di capacità portante di carico, per corrosione localizzata indotta da cloruri (diagramma estratto da quello in Figura 6.23) *203*
Figura 6.26: Confronto tra il massimo carico in CMA allo stato a t=0 anni e allo stato con corrosione, considerando l'evoluzione nel tempo della corrosione delle barre d'armatura longitudinali, delle staffe e il degrado del meccanismo di aderenza *204*
Figura 6.27: Confronto tra il massimo carico in TMA allo stato a t=0 anni e allo stato con corrosione, considerando l'evoluzione nel tempo della corrosione delle barre d'armatura longitudinali, delle staffe e il degrado del meccanismo di aderenza *205*

Figura 6.28: Confronto tra gli spostamenti verticali di collasso allo stato a t=0 anni e allo stato con corrosione, considerando l'evoluzione nel tempo della corrosione delle barre d'armatura longitudinali, delle staffe e il degrado del meccanismo di aderenza 205

Indice delle tabelle

Tabella 2.1: Tasso di accadimento annuale medio per differenti tipologie di evento eccezionale *22*
Tabella 3.1: Classe di esposizione *57*
Tabella 3.2: Valori minimi parametri (UNI EN 206) *59*
Tabella 3.3: Copriferro minimo per classi di esposizione (UNI EN 206) *59*
Tabella 3.4: Sottoclassi di esposizione ambientale UNI 11104 ..... *60*
Tabella 3.5: Vita nominale di progetto (EN 1990:2002) *72*
Tabella 3.6: Distribuzioni statiche dei parametri necessari alla valutazione della profondità di corrosione *75*
Tabella 3.7: Valori medi dei parametri di input della corrosione *79*
Tabella 3.8: Classificazione qualitativa della velocità di corrosione *80*
Tabella 3.9: Parametri per definire la relazione tensione di aderenza-scorrimento (CEB-FIP Model Code, 1990) *103*
Tabella 3.10: Parametri per definire la relazione tensione di aderenza-scorrimento (Fib Model Code for Concrete Structures, 2010) *105*
Tabella 3.11: Riassunto delle equazioni empiriche e analitiche proposte in letteratura per tenere conto degli effetti della corrosione sulla tensione di aderenza *110*
Tabella 3.12: Riduzione tensione di aderenza per corrosione delle armature, fib MC2010 .... *110*
Tabella 4.1: Valori minimi della Vita Nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzione *114*
Tabella 4.2: Coefficienti d'uso C_U *114*
Tabella 4.3: Caratteristiche del calcestruzzo *115*
Tabella 4.4: Caratteristiche dell'acciaio *115*
Tabella 4.5: Coefficienti di combinazione *118*
Tabella 4.6: Azioni agenti sulla struttura *119*
Tabella 4.7: Valori delle accelerazioni degli spettri di risposta SLV e SLD *121*
Tabella 4.8: Caratteristiche modali dei primi 12 modi di vibrare *123*
Tabella 4.9: Caratteristiche geometriche delle travi *124*
Tabella 5.1: Parametri del calcestruzzo per i diversi elementi, in Atena 2D *161*
Tabella 5.2: Definizione dei parametri dell'acciaio, in Atena 2D *161*
Tabella 5.3: Definizione dei parametri della piastra, in Atena 2D *162*
Tabella 5.4: Coordinate X e Y delle file dei punti del modello *164*
Tabella 5.5: Definizione load cases nel modello in studio *167*
Tabella 5.6: Carichi permanenti uniformemente distribuiti definiti nel modello *168*
Tabella 5.7: Carichi variabili uniformemente distribuiti definiti nel modello *168*

Tabella 6.1: Volume di armatura prima e dopo le modifiche delle barre d'armatura e staffe. 176
Tabella 6.2: Incremento armatura rispetto alle armature di progetto..... 176
Tabella 6.3: Valori di resistenza prima e dopo le modifiche delle barre..... 176
Tabella 6.4: Incremento di resistenza rispetto alle resistenze ottenute con l'armatura di progetto 176
Tabella 6.5: Parametri relativi all'evoluzione degli effetti della corrosione nel tempo (V_N = 50 anni) 179
Tabella 6.6: Parametri relativi all'evoluzione degli effetti della corrosione nel tempo secondo il modello di Coronelli et al. (2004), riferiti alle travi 179
Tabella 6.7: Parametri relativi all'evoluzione degli effetti della corrosione nel tempo secondo il modello di Coronelli et al. (2004), riferiti alle colonne 179
Tabella 6.8: Classificazione qualitativa del tasso di corrosione (Brite-EuRam, 1995)..... 180
Tabella 6.9: Evoluzione degli indici di danno nel tempo secondo il modello di Biondini e Vergani (2012), relativi alle travi (V_N=50 anni)..... 182
Tabella 6.10: Evoluzione degli indici di danno nel tempo secondo il modello di Biondini e Vergani (2012), relativi ai pilastri (V_N=50 anni)..... 183
Tabella 6.11: Evoluzione nel tempo degli effetti della corrosione sulle staffe, riferiti alle travi e ai pilastri 186
Tabella 6.12: Parametri del calcestruzzo a t=0 anni, utilizzati nella legge τ-s per simulare, in corrispondenza delle zone del telaio in cui si applica la corrosione, il meccanismo di aderenza fornito dal fib MC2010..... 188
Tabella 6.13: Input relativi alla riduzione di confinamento del calcestruzzo, in seguito alla corrosione delle staffe presenti nelle travi 188
Tabella 6.14: Input relativi alla riduzione di confinamento del calcestruzzo, in seguito alla corrosione delle staffe presenti nei pilastri 188
Tabella 6.15: Parametri per la definizione della legge τ-s (fib MC2010), in corrispondenza delle travi 190
Tabella 6.16: Parametri per la definizione della legge τ-s (fib MC2010), in corrispondenza dei pilastri 190
Tabella 6.17: Parametri per la definizione della legge τ-s (fib MC2010) e del modello empirico di Bhargava et al. 2008, in corrispondenza delle travi..... 191
Tabella 6.18: Parametri per la definizione della legge τ-s (fib MC2010) e del modello empirico di Bhargava et al. 2008, in corrispondenza dei pilastri..... 191

1. INTRODUZIONE

Una costruzione è progettata per resistere ad azioni di tipo e di intensità definite dalle Norme in vigore, con un livello di sicurezza che dipende dall'importanza della costruzione stessa, ed in particolare dalle conseguenze che un eventuale collasso potrebbe causare, sia in termini di perdite di vite umane che di potenziali danni ambientali.

Con il termine *robustezza* di una costruzione nei confronti di una azione eccezionale si intende la capacità della costruzione di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità dell'azione che innesca un danno iniziale, azione non compresa tra le azioni di progetto, oppure tra queste compresa ma con più bassa intensità.

Tale concetto, è stato introdotto nelle quasi totalità delle Normative e Linee Guida per la progettazione nazionali ed internazionali, molte delle quali forniscono criteri di progettazione e dimensionamento, principalmente di tipo prescrittivo, per le più frequenti tipologie strutturali. È tuttavia evidente che la trasposizione di tale semplice concetto in criteri e procedure di tipo progettuale non sia semplice: infatti, se da un lato esso richiede la definizione di una serie di convenzioni condivise, dall'altro non può costringere la libertà del progettista in schemi e procedure eccessivamente rigide. Solo testando nuove soluzioni e metodologie è possibile realizzare avanzamenti scientifici e tecnici in un campo innovativo come quello della mitigazione del rischio e del conseguimento di un'adeguata robustezza delle costruzioni.

Il CNR DT 214, ha definito innanzitutto i concetti alla base della valutazione di robustezza di una costruzione, i possibili approcci e metodologie (deterministiche, probabilistiche o semi-probabilistiche), ma sono stati definiti anche alcuni criteri per la progettazione sia essi prescrittivi o basati su valutazioni quantitative e modellazione.

Le azioni possono essere definite come forze, agenti in modo statico o dinamico, la cui entità dipende dalla probabilità di accadimento considerata, oppure attraverso la definizione di uno specifico scenario come nel caso di costruzioni di grande rilevanza, oppure di particolari eventi eccezionali come ad esempio gli attacchi terroristici. Inoltre è interessante sottolineare come le strategie per garantire la robustezza di una costruzione nei riguardi di una azione eccezionale e i criteri di progettazione della stessa nei riguardi dell'azione sismica abbiano in alcuni casi obiettivi tra loro compatibili, in altri casi invece

antitetici. Infatti, se un aumento della resistenza e capacità di spostamento degli elementi resistenti verticali costituisce un vantaggio in entrambe le situazioni, le strategie di progettazione possono essere molto diverse nel caso di orizzontamenti e coperture, soprattutto se di significativa estensione. Se i classici criteri di progettazione per azioni sismiche richiedono un collegamento a livello di orizzontamenti, che devono garantire un'adeguata rigidezza e resistenza per consentire la redistribuzione delle azioni sugli elementi verticali portanti, nel caso di eventi eccezionali la compartimentazione, cioè la segmentazione ad esempio della copertura in aree tra loro non collegate strutturalmente, può essere la migliore strategia da adottare, se non l'unica, per evitare che un danno localizzato coinvolga l'intera struttura.

In genere le costruzioni, durante la loro vita utile, potrebbero essere esposte ad alcuni eventi eccezionali, caratterizzati da una bassa probabilità di accadimento ma da elevata intensità in termini di conseguenze a cose e vite umane, quali ad esempio impatti, esplosioni o incendi. Tali eventi solitamente causano danneggiamenti locali alle strutture, con la possibilità che questi degenerano causando collassi parziali o totali dell'intera costruzione.

Di seguito si riportano i più famosi collassi di questa tipologia appena descritta:

- *Murrah Federal Building* (Oklahoma City, 19 Aprile 1995)

L'edificio era costituito da nove piani fuori terra con dimensioni in pianta pari a 67 m x 30 m. La struttura dell'edificio era a telaio di calcestruzzo armato ordinario gettato in opera con pilastri, travi e piastre monodimensionali. Il sistema resistente alle azioni orizzontali era costituito da pareti di taglio di calcestruzzo posizionate sul lato sud dell'edificio in corrispondenza di scale ed ascensori. Il lato nord dell'edificio era invece caratterizzato da una facciata completamente vetrata in corrispondenza della fila G di pilastri (Figura 1.1 e Figura 1.2). L'esplosione è avvenuta proprio in corrispondenza del lato nord dell'edificio in prossimità del pilastro G20 causando il sovraccarico dei restanti pilastri determinando il crollo di una grande porzione della struttura. La metà dell'edificio crollò pochi secondi dopo l'esplosione della bomba mentre il resto fu demolito un mese dopo l'attacco. Il collasso provocò l'uccisione di 168 persone.

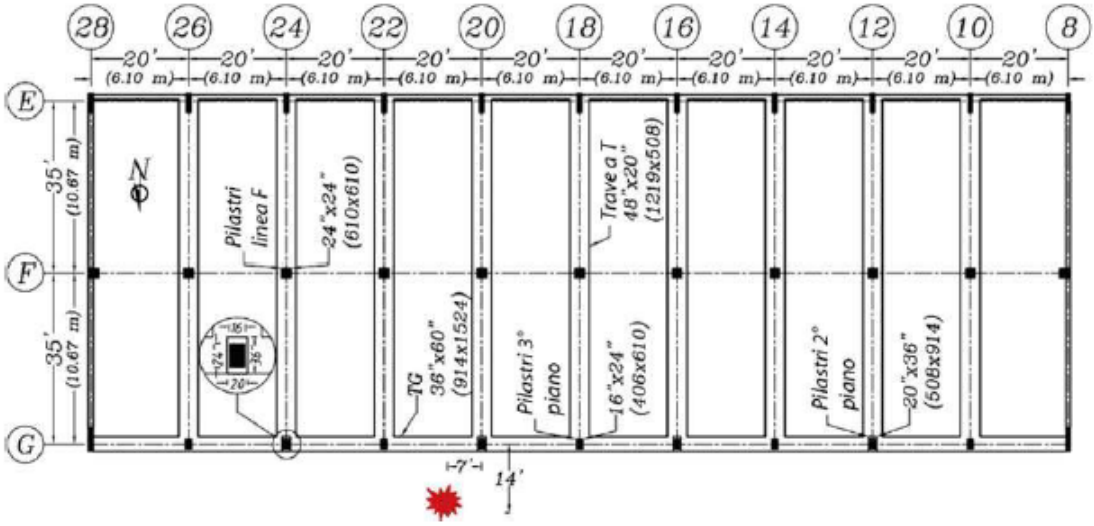


Figura 1.1: Pianta dell'edificio con griglia dei pilastri e posizione della carica esplosiva (riadattata da Kazemi-Moghaddam, 2015)

Figura 1.2: Vista aerea dell'edificio e della parete vetrata sul lato nord a seguito del collasso (www.Pennilive.com)

- *Ronan Point Tower* (Londra, 16 Maggio 1968)

L'edificio di 22 piani in cemento armato con struttura costituita da pannelli portanti prefabbricati, subì un'esplosione a causa di una fuga di gas in un appartamento. L'esplosione avvenne in un appartamento d'angolo al 18-esimo piano, e causò l'espulsione di due pannelli verticali ed il conseguente crollo della struttura dei 4 piani

superiori. L'impatto del crollo causò quindi il collasso della quasi totalità di pareti e solai dell'intero angolo del fabbricato (Figura 1.3).

Figura 1.3: Crollo progressivo di una porzione di edificio a pannelli prefabbricati (Ronan Point, East London) (www.markbrinkley.blogspot.com)

Ci furono 4 vittime e diciassette feriti su 260 residenti nell'edificio.

- *World Trade Center* (New York, 11 Settembre 2001)

La struttura delle torri gemelle era costituita da un telaio perimetrale a nodi rigidi con maglia fitta ed un nucleo interno di calcestruzzo armato. La pianta quadrata aveva lati di circa 63 m e gli impalcati di acciaio erano sostenuti da travi reticolari. La mattina dell'11 settembre 2001, due aerei commerciali furono dirottati e colpirono le torri gemelle del WTC. Alle 8.46 del mattino il primo aereo si schiantò contro la parete nord della torre 1. Sedici minuti dopo, un secondo aereo entrò in collisione con la parete sud della seconda torre. Gli impatti degli aerei provocarono notevoli danni alle torri ed innescarono una serie di incendi intensi nei piani circostanti. Con il diffondersi degli incendi le temperature

raggiunsero in alcuni punti i 1000 °C, indebolendo conseguentemente le travi reticolari e le colonne di acciaio. In particolare, il crollo delle travi reticolari di piano dovuto alla perdita di resistenza prodotta dall'eccessivo riscaldamento innescò il crollo progressivo, tirando verso l'interno le colonne del perimetro, provocando così il crollo completo delle due torri. Morirono 2996 persone.

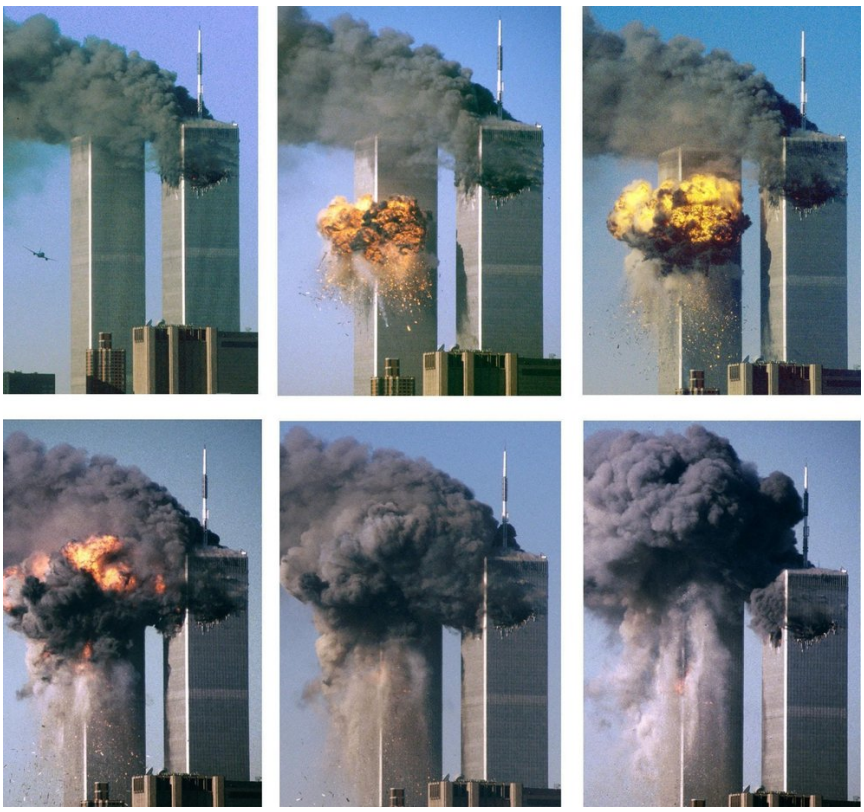


Figura 1.4:Crollo delle torri gemelle del World Trade Center (www.ilgazzettino.it)

Questi casi di crollo parziale e totale di edifici, mette in evidenza il fatto che tali eventi sono spesso catastrofici e possono portare alle perdite di vite umane, feriti, ma anche a danni economici, ambientali e sociali.

Nel capitolo 2 viene illustrata la teoria generale della robustezza, definendo inizialmente il concetto e le definizioni presenti in letteratura, le azioni eccezionali, il rischio e le conseguenze al collasso sproporzionato, le strategie per la riduzione del rischio e infine il progetto per la robustezza e i possibili indici di misurazione della stessa. Il documento alla base del processo di documentazione relativo a tali argomenti, ancora in fase di sviluppo e ricerca, è il *DT-214* del *2018* redatto dal *Consiglio Nazionale delle Ricerche*.

Il capitolo 3 illustra i principali fenomeni di degrado presenti nelle strutture in cemento armato. Inizialmente si definiscono le principali tipologie di degrado del calcestruzzo, la durabilità del calcestruzzo e le prescrizioni tecniche; in seguito il fenomeno di corrosione delle barre di armatura e la sua modellazione secondo quanto riportato in letteratura scientifica.

Il capitolo 4 presenta la progettazione del telaio multipiano in calcestruzzo armato oggetto di studio: tale struttura è progettata in una zona ad alta sismicità con il metodo agli stati limite ultimi, rispettando il criterio di gerarchia delle resistenze e tutti i dettagli costruttivi sismici imposti dalle normative italiane ed europee.

Nel capitolo 5 si descrivono le specificità del software di modellazione agli elementi finiti ATENA 2D; inizialmente è illustrata una descrizione delle caratteristiche principali del software e della procedura da seguire ai fini della modellazione, poi vengono illustrati i parametri utilizzati per la modellazione del telaio specifico e le impostazioni di analisi.

Il capitolo 6 mostra tutte le analisi pushdown condotte a seguito di rimozione della colonna; si tratta di analisi statiche non lineari, che consistono nell'imposizione statica di uno spostamento verticale monotonicamente crescente del punto di rimozione di una colonna di base e nella misura della forza che il resto della struttura è in grado di fornire. Al telaio di riferimento, cioè ottimizzato nei confronti della robustezza strutturale, vengono introdotti gli effetti della corrosione e i risultati ottenuti vengono confrontati sottoforma di curve *pushdown*, ovvero curve forza-spostamento che danno indicazioni importanti del comportamento della struttura nei confronti della robustezza.

2. ROBUSTEZZA STRUTTURALE

2.1. Introduzione alla Robustezza Strutturale

Si indica con il termine di *robustezza,* la robustezza di una costruzione nei confronti di una azione o di una classe di azioni eccezionali e significa capacità di evitare che, a fronte di un evento eccezionale e/o estremo (ad esempio esplosioni, urti, incendio, eventuali errori di progettazione e/o di esecuzione), il danno risultante alla struttura sia sproporzionato rispetto all'entità della causa che lo ha innescato.

La sicurezza delle costruzioni e delle componenti strutturali comporta il soddisfacimento delle verifiche nei confronti delle diverse combinazioni delle azioni di progetto, valutate con riferimento agli stati limite che verosimilmente si possono concretizzare durante la vita nominale di progetto, in relazione alla funzione per cui le opere sono state progettate. Le azioni che intervengono in tali combinazioni comprendono le azioni permanenti, le azioni variabili e l'azione sismica. La maggior parte delle norme di progettazione prescrive che le costruzioni siano dotate di adeguata robustezza nei confronti di azioni eccezionali, in relazione sia all'uso previsto, sia alle conseguenze di un eventuale collasso e, per alcune tipologie di costruzione, prescrivono verifiche specifiche sotto tali azioni eccezionali in combinazione con le altre azioni esplicite di progetto. Quindi generalmente è necessario utilizzare un approccio multirischio atto a definire tutte le possibili azioni eccezionali che possono intercorrere nella vita utile di una struttura, in modo tale che la struttura metta in gioco tutte le riserve di resistenza in campo non lineare, per geometria e materiale, prima del collasso. Inoltre occorre effettuare la distinzione tra collasso sproporzionato e collasso progressivo. Il *collasso sproporzionato*, è caratterizzato da una marcata sproporzione tra l'evento che interessa la struttura ed il conseguente collasso di una parte significativamente estesa della struttura stessa, o in certi casi dell'intera struttura. Il *collasso progressivo*, si verifica quando il collasso inizia con la rottura di uno o pochi elementi strutturali (danneggiamento localizzato) e prosegue coinvolgendo via via altri componenti, fino ad interessare una porzione anche significativa della struttura causando, in certi casi, il collasso totale (effetto domino). Un collasso progressivo è tipicamente un collasso sproporzionato. Nonostante i due termini siano spesso utilizzati come sinonimi, il primo è più appropriato nel contesto dei progetti e delle prestazioni, perché una precisa definizione di "sproporzionato" richiede la scelta di obiettivi

progettuali, d'altra parte quando ci si riferisce al fenomeno fisico e al meccanismo di collasso, il termine "collasso progressivo" è più adatto. Inoltre le diverse strutture sono suscettibili in maniera diversa a tali tipi di collassi, e quelle che risultano insensibili ai danneggiamenti locali, cioè che presentano una limitata estensione del danneggiamento totale, sono definite robuste; la robustezza, dunque, indica il livello di insensibilità di una struttura nei riguardi di danneggiamenti locali.

2.2. Scenari di Rischio

Gli scenari di rischio, relativi alla valutazione della robustezza, cui può essere soggetta una costruzione nel corso della sua vita possono essere causati sia da singole azioni, causate da eventi naturali eccezionali e/o estremi o provocate dall'uomo (ad esempio azioni vandaliche mirate a provocare un danno), sia da combinazioni di eventi che si traducono in azioni di intensità estremamente elevata. Seppur per motivi prettamente economici, nella progettazione tradizionale viene considerata un'azione eccezionale correlata ad una probabilità di accadimento alta, viceversa nel caso di progettazione avanzata si richiede la presa in conto di azioni con probabilità di accadimento più basse e quindi con conseguenti cause maggiori nei confronti della struttura e aumento di costi. Quest'ultima tipologia di progettazione è da considerare nel caso di strutture di grande rilevanza strategica ed impatto sociale inteso come danno nel caso di collasso.

La principale problematica nella gestione di tali scenari di azioni sulle strutture è rappresentata dalla difficoltà di formulare e identificare scenari di rischio e dalla difficoltà nel garantire che la progettazione nei confronti di tali azioni sia effettivamente efficace nel ridurre la possibilità di collasso strutturale. Le norme di progettazione oltre a prevede, ove rilevanti, verifiche specifiche in presenza di azioni eccezionali per alcune tipologie di costruzioni, evidenziano come sia possibile garantire un adeguato livello di robustezza, in relazione all'uso previsto della costruzione ed alle conseguenze di un suo eventuale collasso, facendo ricorso a specifiche strategie di progettazione anziché che a valutazioni analitiche quantitative molto difficile da conseguire.

2.3. Azioni accidentali

2.3.1. Classificazione

Le azioni eccezionali si differenziano molto rispetto a quelle classiche nella progettazione delle strutture. Pertanto, è necessario che il progettista individua gli eventi eccezionali cui la struttura può essere soggetta, sia in termini di tipologia di azione conseguente che di sua quantificazione in modo tale da poter:

- stimare quantitativamente i potenziali danni strutturali conseguenti a tali azioni;
- studiare le soluzioni migliori per prevenire il collasso e garantire l'integrità strutturale.

Le azioni eccezionali vengono classificate per categorie, in funzione della loro interazione nei riguardi della costruzione e in base alla durata di applicazione, come descritto nel *CNR DT 214-2018.* Si riportano di seguito tre metodologie di classificazione delle azioni eccezionali, a partire dell'origine naturale o antropica dell'evento:

- *Categoria 1*, è costituita da pericoli derivanti da fenomeni naturali o da attività umana involontaria; esempi di fenomeni naturali sono i sismi, i fenomeni meteorologici (tornado, allagamenti, etc.) o le frane. Esempi di pericoli generati non intenzionalmente dall'attività umana sono le esplosioni di materiale pericoloso, l'incendio (quando non di origine dolosa). Le norme definiscono le più comuni azioni in termini di tipologia e quantificazione;
- *Categoria 2*, è costituita da azioni causate intenzionalmente dall'uomo. In questa categoria ricadono gli atti di vandalismo e gli attacchi terroristici.
- *Categoria 3,* è rappresentata da pericoli conseguenti ad errori di concezione/progettazione/esecuzione della costruzione. Questo genere di pericolo è strettamente collegato alla qualità del processo ed alle procedure di controllo utilizzate.

Dal punto di vista dell'interazione tra l'evento e la costruzione, i pericoli possono essere modellati sulla struttura come:

- *carichi distribuiti di entità eccezionale*, come ad esempio, sovrapressioni dovute ad esplosioni o detonazioni, pressioni genericamente dovute al movimento di fluidi;

- *carichi di impatto*, quali ad esempio urto di veicoli, natanti, velivoli, impatto di corpi (da crolli di roccia, da demolizioni, etc.);
- *accelerazioni impresse alla struttura*, per esempio durante un'azione sismica;
- *deformazioni indotte/spostamenti indotti*, quali ad esempio i cedimenti di fondazione per le strutture costruite su corpi di frana, la riduzione delle proprietà meccaniche del materiale durante un incendio, gli spostamenti causati da azione sismica;
- *errori di concezione/progettazione/esecuzione* che portano alla realizzazione di una struttura inadatta a sostenere le azioni di progetto, variando il comportamento strutturale rispetto a quanto atteso dal progettista.

Infine le azioni possono essere classificate in funzione della durata di applicazione, considerando comunque che, nella maggior parte dei casi, gli scenari di rischio hanno durata breve rispetto alla vita utile della struttura; nella modellazione strutturale queste azioni possono essere applicate sulla struttura in maniera statica, dinamica, oppure con un andamento impulsivo.

Per valutare l'intensità delle azioni, occorre considerare gli effetti sulla struttura, quantificare il rischio e valutare l'effettiva efficacia delle misure di mitigazione del rischio stesso, ed è necessario costruire un modello del fenomeno naturale o antropico in questione. Le modalità con la quale il modello è costruito varia in base alla tipologia di pericolo.

Relativamente ai *pericoli di Categoria 1* (pericoli di origine naturale o derivanti dall'attività umana involontaria), per valutarne gli effetti sulla costruzione è opportuno:

- predisporre un modello che descriva, da un punto di vista statistico, la frequenza di accadimento di un dato fenomeno, ossia che indichi ogni quanto tempo è possibile osservare il fenomeno, oppure quante volte questo può presentarsi nel corso della vita utile della struttura (modello delle occorrenze).
- predisporre un modello che descriva gli effetti a distanza (legge di attenuazione nel caso dei sismi, legge di propagazione nel caso delle colate, crolli di roccia, valanghe di neve);
- predisporre un modello che descriva l'intensità dell'azione e come il fenomeno naturale interagisce con la costruzione (carico di pressione, forza impulsiva, etc.);

- predisporre un modello che descriva gli effetti di eventuali interventi di mitigazione dell'azione e conseguente riduzione della pericolosità.

Mediante tale procedura, è possibile realizzare uno scenario di rischio sufficientemente robusto sia dal punto di vista statistico che in relazione alla frequenza di accadimento di un dato fenomeno naturale, permettendo quindi di formulare una valutazione della risposta strutturale allo scenario considerato.

Relativamente ai *pericoli di Categoria 2* (atti vandalici e terroristici), non è possibile prendere in considerazione le statistiche di eventi passati al fine di costruire un modello delle occorrenze; ciò è dovuto alla complessità nel prevedere e modellare statisticamente il comportamento umano e le motivazioni che spingono il singolo o il gruppo a recare un danno alla società. Possono dare una indicazione riguardo alla possibile occorrenza di un atto vandalico il ruolo strategico della costruzione, la potenziale rilevanza di un attacco e la tipologia di edificio. Solitamente in questi casi non è possibile costruire un modello dell'intensità del fenomeno in quanto le modalità di attacco possono essere varie e diversificate.

Infine i *pericoli di Categoria 3* (errori di concezione, progettazione e costruzione) non possono essere trattati da un punto di vista statistico se non, almeno in parte e relativamente all'aspetto costruttivo, nel caso di costruzioni modulari e prefabbricate. Gli effetti di tali errori possono essere mitigati attraverso il controllo e l'adozione di un processo di qualità e verifica nelle varie fasi di progettazione e realizzazione dell'opera.

Si riporta nel seguito una illustrazione di alcune tra le possibili azioni eccezionali che possono interessare una struttura nel caso di pericoli naturali e antropici.

2.3.2. Fenomeni naturali o derivanti da attività umana involontaria

Tra i fenomeni naturali o derivanti da attività umana involontaria si hanno:

- *Terremoto*: esso viene valutato dalle norme mediante azioni sismiche relative ad un certo sito, che fanno riferimento ad uno spettro di risposta funzione dei periodi di vibrazione della struttura e di un valore di accelerazione del suolo. Alcuni parametri quantificano l'effetto di amplificazione stratigrafica e topografica dovuti alla particolare conformazione del suolo, rispetto all'accelerazione definita su suolo rigido. L'accelerazione al suolo definita nelle norme viene ricavata

considerando la distanza del sito in oggetto dalle zone sismogenetiche e leggi di attenuazione delle componenti accelerometriche. Nel caso di azioni epicentrali la ridotta distanza tra epicentro e struttura investita dall'azione sismica non permette un adeguato smorzamento delle componenti dello spettro in accelerazione e ciò comporta a un incremento sostanziale dell'azione rispetto alle azioni da normativa, le quali possono essere dunque poco significative.

- *Maremoto*: è un fenomeno naturale dovuto ai movimenti sottomarini che determinano l'insorgere ed il propagarsi nel mare di onde che possono avere notevole altezza quando si avvicinano alla costa, comportando diffuse inondazioni. Sulla base della topografia della zona costiera, è possibile valutare l'estensione delle aree inondate da un terremoto dovuto ad un'azione sismica, cosi come l'altezza di sommersione e la velocità del flusso. Gli effetti sulle costruzioni, sebbene variabili, possono essere sostanzialmente ascrivibili a pressioni di impatto causate dal flusso in movimento, da forze concentrate dovute ai detriti da esso trasportati ed a spinte idrostatiche.
- *Frane di materiale sciolto*: sono fenomeni dovuti alla perdita di stabilità e/o coesione di una massa di terreno/roccia fratturata, solitamente di origine naturale ma talora provocati anche dall'azione antropica. La presenza di acqua è una delle principali cause di innesco di tale tipologia di fenomeni. Il livello di danno generato da questi fenomeni sulle costruzioni dipende dalla distanza della costruzione dal piede del pendio, dalla geometria della frana e dalle condizioni geologiche del sito. Generalmente la forza di impatto di una frana di materiale sciolo è inoltre in funzione della velocità e della tipologia della massa di terreno interessata dal fenomeno.
- *Colate detritiche*: è un fenomeno naturale generato dalla perdita di stabilità di materiale granulare sciolto per opera dell'acqua, con conseguente formazione di un flusso in movimento. Le colate detritiche rappresentano una delle tipologie di fenomeni franosi con maggiore potere distruttivo e quindi maggiormente pericolose. Date le caratteristiche di rapidità, imprevedibilità ed eterogeneità di materiali coinvolti, le colate detritiche possono causare ingenti danni sul territorio e sulle costruzioni. In genere l'interazione tra fenomeno naturale e struttura si esplica in pressioni laterali e forze di impatto causate dai blocchi trasportati dal flusso.

- *Crolli di roccia*: è un fenomeno naturale dovuto alla perdita di stabilità di blocchi lapidei isolati dalla circostante massa rocciosa. Questa tipologia di fenomeni si verifica lungo pareti rocciose. I volumi distaccati, precipitando verso valle, possono impattare contro il sottostante versante. Il crollo di una roccia è un fenomeno che può sprigionare elevate quantità di energia e comportare gravi danni alle costruzioni poste lungo la traiettoria del blocco. L'energia potenziale che il blocco possiede prima del crollo è trasformata in energia cinetica, parzialmente dissipata dagli impatti durante la propagazione. Il blocco si arresta quando tutta l'energia cinetica è dissipata.
- *Smottamenti*: sono fenomeni naturali, che possono comportare lo spostamento di porzioni (o della totalità) del sedime di fondazione sul quale è costruito un manufatto. La presa in conto di tale potenziale causa di danneggiamento delle costruzioni è direttamente legata al fenomeno delle frane, in particolare nel caso in cui il manufatto si trovi sulla frana stessa, o parte delle sue fondazioni sia interessata da scivolamenti.
- *Allagamenti*: sono fenomeni naturali dovuti a forti precipitazioni o a rottura di opere idrauliche lungo il reticolo idrografico che comportano l'innalzamento delle acque superficiali e la successiva inondazione di aree normalmente asciutte. Gli effetti di tale fenomeno sulle costruzioni sono principalmente le pressioni statiche e dinamiche esercitate dall'acqua in quiete o in movimento, impatti di oggetti trasportati dalla corrente, saturazione dei terreni a tergo di interrati e erosione localizzata.
- *Trombe d'aria*: sono violenti vortici d'aria che si formano alla base delle nuvole e giungono a toccare il terreno. Le tempeste sono fenomeni meteorologici generati da un centro di bassa pressione attorno a cui le masse d'aria ruotano producendo forti venti e forti precipitazioni. I primi possono gravemente danneggiare gli edifici, abbattere piante e linee elettriche, spostare automobili dalla sede stradale, etc. Pertanto, durante fenomeni meteorologici di tale entità e potenza, è bene considerare due distinte azioni sulle costruzioni: la pressione del vento sulle superfici e le forze puntuali di impatto degli oggetti movimentati.
- *Fuoco*: è una delle azioni eccezionali che possono verificarsi sulle strutture, causando la combustione di elementi strutturali e non strutturali. Le modalità di calcolo dell'azione, la risposta delle strutture all'incendio e la prevenzione di tale

azione sono ampiamente dettagliati in molti documenti normativi cui è possibile fare riferimento.

- *Detonazioni in ambiente libero*: sono reazioni chimiche estremamente rapide che comportano il rilascio di gas incandescenti ed energia. Durante la detonazione, il gas incandescente si espande generando un'onda di pressione che si propaga in maniera sferica a partire dalla sorgente dell'esplosione. L'arrivo dell'onda di shock su una superficie, posta ad una determinata distanza del punto di esplosione, comporta un quasi-istantaneo incremento di pressione. Anche la forma dell'edificio può avere un effetto sull'onda di shock provocata da una esplosione. In particolare, angoli rientranti e superfici concave possono intrappolare l'onda di shock aumentando l'effetto della detonazione, mentre gli effetti possono essere ridotti in presenza di superfici convesse.
- *Detonazioni in ambiente confinato*: sono caratterizzate da due differenti fenomeni che si sviluppano contemporaneamente, ma con durata differente. La fase di shock comporta un repentino aumento delle pressioni sulle superfici del locale entro cui il fenomeno avviene. La prima fase di pressione ha durata brevissima e dipende dalla distanza tra carica e superficie. Successivamente, le onde di shock vengono riflesse e vengono generati nuovi fronti di sovrappressione, a loro volta interagenti con le altre superfici del locale. Questo processo ha durata relativamente lunga, in quanto la dissipazione energetica è limitata. Contemporaneamente, i gas caldi generati dall'esplosione si espandono e creano una pressione uniforme sulle pareti dell'ambiente. Tale pressione si smorza nel tempo in quanto il volume confinato generalmente presenta aperture che possono consentire alla pressione interna di ridursi. Una riduzione di pressione avviene comunque, a causa del raffreddamento dei gas.
- *Impatti di veicoli a motore*: possono avvenire nei riguardi sia di strutture di edifici che di infrastrutture. In genere, la forza di impatto di un veicolo dipende dalla categoria di traffico della strada e dalla posizione della struttura rispetto alla carreggiata. Si fa riferimento all'Eurocodice 1 EN 1991-1-7 CEN 2006.
- *Impatto di imbarcazioni*: nel caso in cui avvenga l'impatto di una imbarcazione contro una struttura (pile di ponti, muri, etc.) è da considerarsi un impatto rigido, durante il quale l'energia cinetica del mezzo è dissipata da deformazione elastica o plastica dell'imbarcazione. La forza di impatto dipende dalla tipologia di

imbarcazione, individuata dalla classe di mezzi ammessi nell'infrastruttura fluviale (Euro codice 1 EN 1991-1-7, CEN 2006).

- *Impatto di velivoli*: consiste nell'impatto di velivoli con una costruzione, a causa di un incidente aereo o di un atto volontario (atto terroristico). Tale tipologia di impatto va tenuto conto principalmente per edifici di altezza superiore all'altezza media dell'area, o nel caso di infrastrutture rilevanti anche in aree a bassa densità edilizia (ad esempio impianti e siti industriali).

2.3.3. Atti vandalici e terroristici

La valutazione delle azioni dovute ad atti vandalici e terroristici è molto più complessa rispetto alle altre tipologie di azione, in quanto è necessario analizzare le intenzioni e le motivazioni che spingono i singoli, o il gruppo, a provocare un danno alla società, sia da un punto di vista economico che sociale. Gli obiettivi dell'azione vandalica sono usualmente scelti sulla base del grado di difficoltà nel riuscire a generare un danno, sulla base del grado di protezione e di sorveglianza delle strutture/infrastrutture, sulla base del numero di persone necessarie a portare a termine l'atto terroristico. Sulla base di studi teorici, si dimostra che, in generale, i terroristi utilizzano modalità simili di attacco, sulla base di precedenti tentativi che si sono dimostrati efficaci, fino a quando non emerge una buona modalità di attacco che risulta essere particolarmente efficace. Dal punto di vista previsionale, studi basati sull'integrazione dell'informazione spaziale con statistiche di precedenti eventi hanno permesso di ricostruire dei pattern di possibili obiettivi.

2.3.4. Errori di concezione/progettazione/esecuzione

Nonostante non siano da considerarsi a tutti gli effetti delle vere e proprie azioni, gli errori che possono essere commessi in tutte le fasi di progettazione e realizzazione di una struttura sono assimilabili a possibili scenari nei riguardi dei quali valutare la robustezza strutturale. Generalmente tali errori comportano alla realizzazione di una struttura inadatta a sostenere le azioni previste in fase di progetto, variando il comportamento strutturale rispetto a quanto previsto dal progettista. Gli effetti di tali errori possono essere mitigati attraverso il controllo e l'adozione di un processo di qualità e verifica nelle varie fasi di progettazione e realizzazione dell'opera.

Gli *errori di concezione strutturale* sono quelli che riguardano il comportamento complessivo della struttura soggetta alle azioni di progetto. Gli *errori di progettazione* sono quelli che riguardano la resa finale del progetto, inclusi i dettagli costruttivi da realizzarsi in opera o in stabilimento. Infine, gli *errori di esecuzione* sono quelli che riguardano la realizzazione della struttura, inclusi i collegamenti tra gli elementi, da parte delle maestranze.

2.4. Rischio di collasso sproporzionato

Già come precedentemente introdotto nel capitolo 1, introduciamo il concetto di collasso sproporzionato e progressivo.

Il *collasso sproporzionato* è una tipologia di collasso nella quale l'effetto dell'azione è sproporzionato rispetto la causa, in termini di estensione del danno recato alla struttura. Tale collasso può interessare anche l'intera struttura. Invece si parla di *collasso progressivo* qualora la crisi di uno o più elementi strutturali causi una serie di collassi successivi fino a coinvolgere gran parte o tutta la struttura. In un collasso progressivo, tipicamente il danno direttamente causato dall'evento è inizialmente localizzato ad uno o pochi elementi, e prosegue successivamente coinvolgendo via via altri componenti. Poiché può interessare una porzione significativa dell'intera struttura, il collasso progressivo risulta essere tipicamente anche un collasso sproporzionato. Tutte le tipologie di strutture, seppur in maniera differente sono esposte al rischio di collasso sproporzionato, in funzione del livello di vulnerabilità. Tipicamente, strutture con elevati livelli di ridondanza e duttilità presentano un comportamento strutturale che, tendenzialmente, può garantire un buon contenimento di danneggiamenti locali. Sistemi costruttivi di tipo prefabbricato risultano, al contrario, potenzialmente più vulnerabili in quanto la continuità tra le diverse parti è tipicamente concentrata in specifici elementi di collegamento, limitando la ridondanza strutturale e la possibilità di attingere alle riserve anelastiche della struttura nel caso di eventi eccezionali e/o estremi.

Il miglioramento della robustezza della struttura di un edificio, mediante il processo di progettazione e realizzazione richiede di prendere in conto numerose incertezze. Alcune di queste incertezze sono tradizionalmente presenti nell'analisi strutturale e riguardano principalmente le azioni permanenti e non, le azioni variabili, la resistenza dei materiali e altri fattori come per esempio l'incertezza nella schematizzazione di un vincolo. Altre

incertezze sono basate sulla scarsa conoscenza, e derivano da limitazioni nella modellazione e da dati insufficienti. In virtù di tutto ciò, le incertezze comportano dei rischi, che non possono essere mai completamente eliminati, ma devono essere gestiti nell'interesse della collettività, cercando di minimizzarli il più possibile. Diviene pertanto fondamentale stabilire il livello di rischio comunque accettabile, da un punto di vista pratico, dalla società, anche a confronto con gli altri livelli di rischio ai quali si è quotidianamente soggetti. In particolare è molto importante anche l'identificazione dello stato di danno tollerabile nel caso di tali eventi eccezionali.

Di seguito si riportano i punti salienti dell'*analisi del rischio* analizzati nel dettaglio ai capitoli 3 delle *istruzioni per la valutazione della robustezza delle costruzioni* (CNR, 2018).

2.4.1. Concetto di rischio

Gli eventi che possono innescare il collasso sproporzionato da un lato sono caratterizzati da probabilità di accadimento molto basse, dall'altro possono causare gravi conseguenze, come ad esempio il collasso di una intera struttura. Nel campo dell'affidabilità strutturale, il termine "rischio" è un concetto probabilistico, che indica la probabilità che accada un certo evento capace di recare un certo livello di danno alle persone o alle cose. È noto che una corretta progettazione non può comunque rendere nulla la probabilità di avere un certo livello di danno. Il rischio, implica quindi l'esistenza di una fonte di pericolo e la possibilità che essa si trasformi in un danno. Una volta individuato il rischio, occorre valutare tutte le possibili conseguenze che esso può provocare, come ad esempio perdite di vite umane ed economiche, danni alle strutture strategiche, e partendo da ciò individuare tutti i processi decisionali e di gestione del rischio.

In termini generali, il rischio è definito dalla combinazione di tre fattori, la pericolosità (P), la vulnerabilità (V), e l'esposizione (E):

$$R = P(*)\, V(*)\, E \qquad (2.1)$$

il termine $(*)$ sta ad indicare la *"combinazione"* di questi tre fattori e non per forza il prodotto.

Il rischio può essere diversamente concepito e percepito dalla molteplicità di attori coinvolti nei processi decisionali, di valutazione e di gestione. Ad esempio, gran parte

delle persone tende ad essere avversa al rischio, il che implica una bassa percezione dello stesso, invece, le grandi aziende spesso ricorrono alla stipula di assicurazioni al fine di neutralizzare le conseguenze negative di un evento fortemente avverso. Dal punto di vista sociale, invece, le comunità hanno in generale una diversa percezione degli eventi catastrofici, anche se coinvolgono un numero limitato di individui, rispetto ad eventi più comuni e che per questo, possono coinvolgere globalmente un grande numero di persone. Un esempio tipico è rappresentato dalla percezione del rischio nei confronti di un incidente aereo (che solitamente causa un numero superiore di vittime rispetto al singolo incidente stradale e del quale i media si occupano con maggiore attenzione) piuttosto che degli incidenti stradali, di fatto più frequenti e, dal punto di vista statistico, più rischiosi. Quindi la soglia di rischio accettabile risulta fortemente soggettiva e non potendo eliminare totalmente il rischio, le norme definiscono livelli di sicurezza da utilizzare nella pratica per la progettazione e realizzazione di sistemi strutturali, dettando così il rischio di cui si è disposti a correre. Ciò nonostante, non è ancora definito con precisione quale sia il tasso di rischio socialmente accettabile per il collasso di un edificio. In generale, è possibile individuare il *rischio de minimis,* ovvero il livello di rischio, in termini di probabilità, al di sotto del quale la società non richiede prescrizioni normative. Tale rischio accettabile è stato valutato nell'ordine di 10^{-7}/anno nei confronti del collasso sproporzionato. La probabilità di collasso sproporzionato può computarsi mediante la caratterizzazione delle probabilità condizionate di due livelli di danneggiamento: *danno locale*, dato l'accadimento di un evento eccezionale; *danno globale*, ovvero collasso sproporzionato, dato l'attingimento del danno locale.

2.4.2. Analisi probabilistica del rischio

L'analisi probabilistica del rischio (PRA), è un approccio razionale al problema della valutazione del rischio che consente l'adozione di decisioni mirate alla mitigazione dei disastri, nel caso in questione del collasso sproporzionato.

Sia *H* (*Hazard*) un evento dannoso, con bassa probabilità di accadimento ma gravi conseguenze attese nel caso di suo accadimento, in particolare dovute all'accadimento di un collasso sproporzionato, e sia *SL* uno stato di danno locale alla struttura, indotto da *H.* Si identifichi con *C* il collasso sproporzionato causato da *SL*. Il modello matematico di

base per la valutazione della probabilità di collasso è rappresentato dall'equazione seguente:

$$P[C] = P[C|SL] \cdot P[SL|H] \cdot P[H] \qquad (2.2)$$

dove:

- $P[C]$ rappresenta la probabilità annuale di collasso strutturale C dovuto all'evento H, correlata alla resistenza al collasso del sistema;
- $P[H]$ è la probabilità di accadimento dell'evento H, assunta pari al tasso annuale medio di accadimento λ_H;
- $P[SL|H]$ rappresenta la probabilità condizionata di danno locale, dato H;
- $P[C|SL]$ rappresenta la probabilità condizionata di collasso sproporzionato dato lo stato di danno locale SL.

Agendo sui vari termini appena descritti, è possibile effettuare alcuni interventi al fine di ridurre il rischio di collasso sproporzionato. Ciò è possibile, innanzitutto riducendo la probabilità dell'occorrenza di eventi eccezionali, mediante la pianificazione sociale e politica, e quindi riducendo λ_H o P[H]; mitigando le conseguenze dirette dell'accadimento di un evento eccezionale avverso sulla struttura, a livello locale, riducendo $P[SL|H]$ cioè la *mitigazione della vulnerabilità locale*; infine mitigando le conseguenze finali, cioè la probabilità di un possibile collasso, una volta avvenuto un danno locale, cioè riducendo $P[C|SL]$, quindi si lavora sulla *mitigazione della vulnerabilità globale*.

In Figura 2.1 viene riportata una schematizzazione grafica della definizione di probabilità di collasso sproporzionato, in cui si descrivono i tre fattori che determinano la strategia progettuale, tratto dal CNR-DT 214 2018:

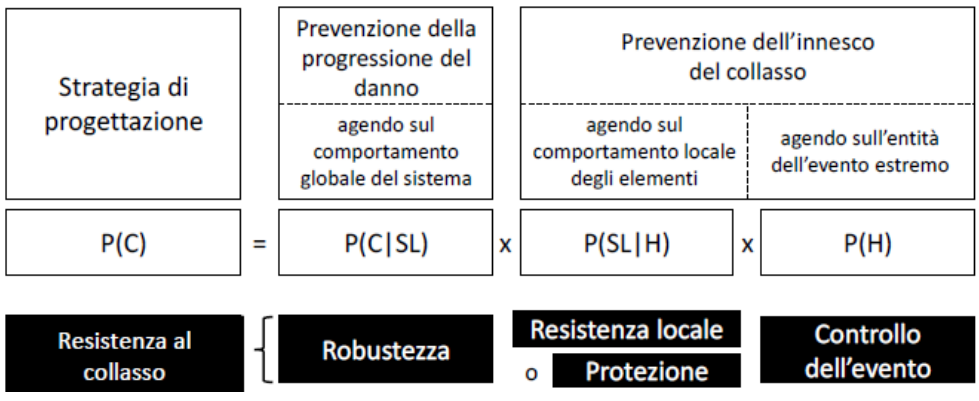


Figura 2.1 : Strategie per la prevenzione del rischio di collasso sproporzionato (Haberland e Starossek, 2009)

Nella Figura 2.1, il termine P(C|SL) si identifica come la robustezza strutturale. Per determinare quest'ultimo, si richiede una valutazione in termini probabilistici piuttosto complesso, comportando l'utilizzo di metodi di analisi avanzati, come analisi dinamiche non lineari supportate da prove sperimentali, condotte in campo non lineare sia da un punto di vista del materiale che della geometria, portando così al collasso gli elementi strutturali. Nel caso in cui si intervenga sulla resistenza locale, si focalizza l'attenzione sul controllo del termine P[SL|H], al fine di diminuire la probabilità che il danno si inneschi a causa dell'occorrenza dell'evento. Tale tipo di strategia può essere antieconomica e limitarsi a questa strategia può portare al trascurare alcune tipologie di azioni potenzialmente pericolose per la struttura. Inoltre se non si fornisce una adeguata resistenza locale agli elementi chiave del complesso strutturale, P[SL|H] assumerà un valore molto prossimo all'unità, pertanto la probabilità di collasso si potrà stimare attraverso la seguente formula:

$$P[C] \approx P[C|SL] \cdot P[H] \qquad (2.3)$$

Un ulteriore strategia di progettazione è quella che riguarda i *percorsi di carico alternativo (Alternative Load Path – ALP)*; l'obbiettivo della suddetta strategia, consiste nel ridurre la probabilità che un danno locale porti a collasso la struttura, quindi si concentra l'attenzione nel termine P[C|SL]. Nel caso di una azione eccezionale, capace di ledere localmente l'opera, tale strategia di progettazione mira a garantire che la struttura sia capace di trovare percorsi di carico alternativi, senza recare danno sproporzionato e quindi collassare. Al fine di ridurre le probabilità del rischio di collasso, si può intervenire con alcune disposizioni costruttive atte a garantire maggiore duttilità e ridondanza strutturale, nonché una migliore robustezza strutturale, per esempio con l'assegnazione di livelli minimi di continuità tra gli elementi strutturali. Per poter valutare l'effettivo rischio e probabilità di collasso della struttura in studio, vengono condotte delle analisi strutturali post-danno completa, in cui si considerano anche i meccanismi resistenti che normalmente non si attribuiscono nella progettazione strutturale ordinaria, ovvero grandi capacità di deformazione dovute ad un comportamento ad arco o ad effetto catenaria delle travi o delle pareti.

Per definire il termine P[C|SL], cioè la probabilità condizionata, è necessario costruire un modello matematico del comportamento del sistema strutturale G(X) = 0, in cui la variabile X prende in considerazione i carichi, le caratteristiche principali dei materiali

che ne determinano il comportamento in campo anelastico, le dimensioni della struttura. Le densità di probabilità di tutte le variabili aleatorie, devono essere definite utilizzando valide fonti, o nel caso non disponibili attraverso il parere di esperti. In tal modo si può costruire un modello adeguato che rispecchia la realtà, in cui la funzione *densità di probabilità combinata* G(X), se integrata nella regione di spazio ove risulta G(X) < 0, fornisce la probabilità condizionata dello stato limite di danno considerato P[C|SL]. Inoltre, si definisce *indice di affidabilità condizionato* β attraverso la seguente formulazione:

$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G} \qquad (2.4)$$

dove μ_G e σ_G sono, rispettivamente, la *media* e la *deviazione standard di G(X).* Questo indice appena definito, è legato alla probabilità P[C|SL], attraverso la seguente relazione:

$$\beta = \phi^{-1}\,(P[C|SL]) \qquad (2.5)$$

Dove il termine ϕ (•) indica la *distribuzione di probabilità standard normale*, caratterizzata da media pari a zero e deviazione standard unitaria.

2.4.3. Misura del rischio e delle perdite annue attese

Al fine di una corretta valutazione del rischio di collasso sproporzionato è necessario considerare molteplici eventi dannosi e stati iniziali di danno. Pertanto l'equazione (2.2), può essere generalizzata nell'equazione (2.6), andando a considerare più eventi agenti, tra loro indipendenti:

$$P[C] = \sum_H \sum_{SL} P[C|SL] * P[SL|H] * \lambda_H \qquad (2.6)$$

dove il tasso medio annuo di accadimento λ_H può sostituire la probabilità di accadimento dell'evento accidentale P[H], nel caso i tassi di accadimento sono inferiori a 10^{-2}/anno.

Di seguito si riporta la Tabella 2.1, che individua il tasso di accadimento annuale medio per diverse tipologie di evento eccezionale (Leyendecker e Burnett, 1976; CIB W14, 1983; Ellingwood e Corotis, 1991):

Evento	**λ_H**
Esplosione di gas	$2 * 10^{-5}$/appartamento
Esplosione di ordigni	$2 * 10^{-6}$/edificio
Impatto di veicoli	$2 * 10^{-4}$/edificio
Incendi	$5 * 10^{-8}/m^2$/edificio

Tabella 2.1: Tasso di accadimento annuale medio per differenti tipologie di evento eccezionale

L'equazione (2.6) può ulteriormente essere estesa con l'equazione (2.7), al fine di determinare il concetto di *perdita attesa* considerando diversi parametri per la valutazione del rischio tra i quali il rischio di morte, probabilità di collasso e valutazione costi-benefici. La relazione in questione è la seguente:

$$P[L] = \sum_H \sum_{SL} \sum_C \sum_C P[L|C] \cdot P[C|SL] \cdot P[SL|H] \cdot \lambda_H \qquad (2.7)$$

Nell'espressione, il termine P[L|C] rappresenta la probabilità di perdita attesa del valore "L" condizionata dall'evento di collasso sproporzionato, che contempla perdite economiche, danni gravi a cose e persone, perdite di vite umane e costi diretti del danno. È importante definire il fattore λ_H e se questo è inferiore alla soglia del rischio *de minimis*, la probabilità di danno o collasso, dato che si sia verificato l'evento H, contribuirà in maniera trascurabile alla probabilità di collasso P[C]. Se invece λ_H risulta essere uno o due ordini di grandezza superiore alla soglia del *rischio de minimis*, saranno necessarie ulteriori analisi di quella tipologia di evento e del rischio ad esso connesso.

2.5. Strategie per la riduzione del rischio

2.5.1. Strategie per la riduzione del rischio

Generalmente la progettazione tradizionale è basata su criteri di tipo prescrittivo che gli enti normativi prevedono di definire in modo tale da svincolare il progettista dalla responsabilità di definire lui stesso i parametri da controllare; al contrario per intervenire sulla robustezza strutturale è necessario attuare una metodologia progettuale di tipo prestazionale, definendo requisiti e prestazioni strutturali richiesti in uno specifico scenario correlato ad un evento eccezionale, caratterizzato da bassa probabilità di accadimento e conseguenze molto gravi in termini di danni. La riduzione del rischio può essere attuata attraverso i seguenti passaggi:

- definizione dei requisiti che la struttura deve garantire in corrispondenza di specifici scenari di rischio;
- calcolo delle probabilità di non soddisfacimento dei requisiti;
- valutazione delle conseguenze dell'eventuale non soddisfacimento dei requisiti.

Fra i requisiti che la struttura deve possedere, ve ne sono alcuni di carattere generale, validi per qualsiasi tipologia strutturale, ed altri che sono invece legati alla destinazione d'uso della costruzione. Fra i primi requisiti si hanno la perdita di vite umane e i danni ambientali, mentre della seconda categoria ne fanno parte le perdite economiche. Le strategie di mitigazione del rischio operano principalmente su tre diversi livelli:

- prevenendo l'accadimento dell'evento;
- prevenendo lo sviluppo di danneggiamenti locali che rendano probabile l'innesco di un collasso sproporzionato;
- prevenendo, successivamente ai danneggiamenti locali, la loro evoluzione in un collasso sproporzionato di estese parti della costruzione, ovvero della struttura nel suo complesso.

In ambito progettuale è possibile individuare tre differenti approcci per mitigare il rischio di collasso sproporzionato, di seguito vengono definiti:

- Metodo prescrittivo o prestazionale;
- Metodo indiretto o diretto;
- Minaccia specifica o generica.

2.5.2. Metodo prescrittivo o prestazionale

L'*approccio prescrittivo* si basa sulla definizione di caratteristiche minime che deve possedere la struttura e che devono essere in grado di incrementare la sicurezza dell'opera nei confronti del collasso sproporzionato ad un livello accettabile. Tale tipologia di approccio è caratterizzata dal fatto che attraverso delle verifiche standardizzate vengono richiesti dei requisiti minimi che basandosi su strutture già esistenti dimostrano di essere sufficienti ad incrementare la sicurezza nei confronti di un collasso sproporzionato, aumentando di poco l'onere computazionale del professionista rispetto ad una progettazione tradizionale. L'applicabilità di queste procedure riguarda strutture standard simili a quelle sulle quali vengono tarate ma devono essere utilizzate con attenzione nel caso di costruzioni generiche per le quali possono risultare inadempienti, motivo per cui sono seguite da alcune prescrizioni che hanno l'obbiettivo di assicurare che la struttura rientri nel campo di applicabilità.

L'*approccio prestazionale*, invece, valuta il comportamento della struttura per un dato set di scenari, che devono essere preventivamente definiti, e inoltre devono essere definite le prestazioni strutturali attese associate ad ognuno degli scenari. A differenza del precedente approccio, il progettista ha la possibilità di sperimentare sistemi strutturali non tradizionali e materiali innovativi. Inoltre tale approccio permette la valutazione diretta della prestazione consentendo la comparazione di più soluzioni e rendendo possibile una precisa analisi costi-benefici.

2.5.3. Metodo indiretto o diretto

Il *metodo di progetto indiretto* è di facile applicazione, in quanto viene limitata la scelta del sistema strutturale, il layout di setti, pilastri e colonne, le dimensioni minime delle membrature, la resistenza minima delle connessioni, i loro dettagli costruttivi. Uno dei principali vantaggi del metodo consiste nel portare uniformità e standardizzazione dei progetti. I metodi indiretti sono principalmente prescrittivi e mirano ad ottenere un adeguata robustezza della struttura garantendo un livello di collegamento minimo fra i vari componenti della struttura in modo tale da sfruttare in maniera più efficace la ridondanza del sistema e la duttilità delle membrature. L'obbiettivo delle strategie indirette è quello di incrementare le capacità di deformazione della struttura, richiedendo incatenamenti continui nella costruzione e agendo nelle connessioni trave-colonna, travi secondarie-travi principali, dove queste vengono dimensionate per trasferire non solo azioni flettenti e taglianti, ma anche sforzi normali di trazione. Quindi si ottiene un incremento di robustezza con attivazione delle capacità membranali nonché dell'*effetto catenaria* con ridistribuzione dei carichi in caso di collasso di un elemento locale.

Nelle seguenti figure si riportano differenti tipologie di incatenamento individuate dal CNR-DT 214/2018:

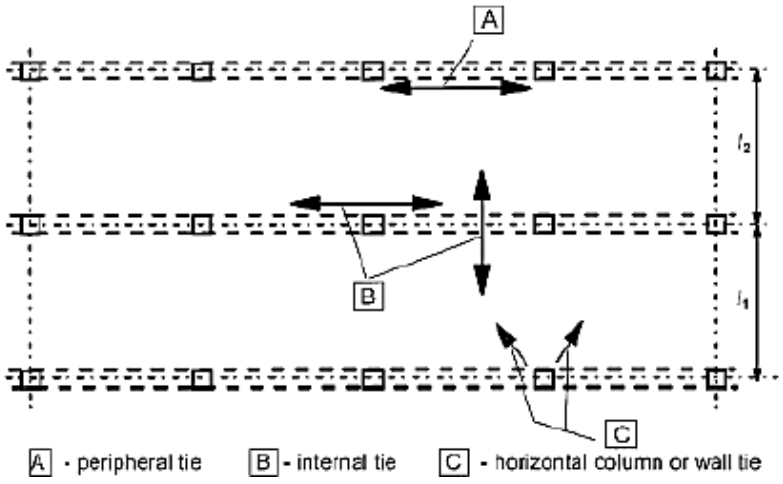


Figura 2.2: Incatenamenti strutturali (Eurocode 2-Part 1-1)

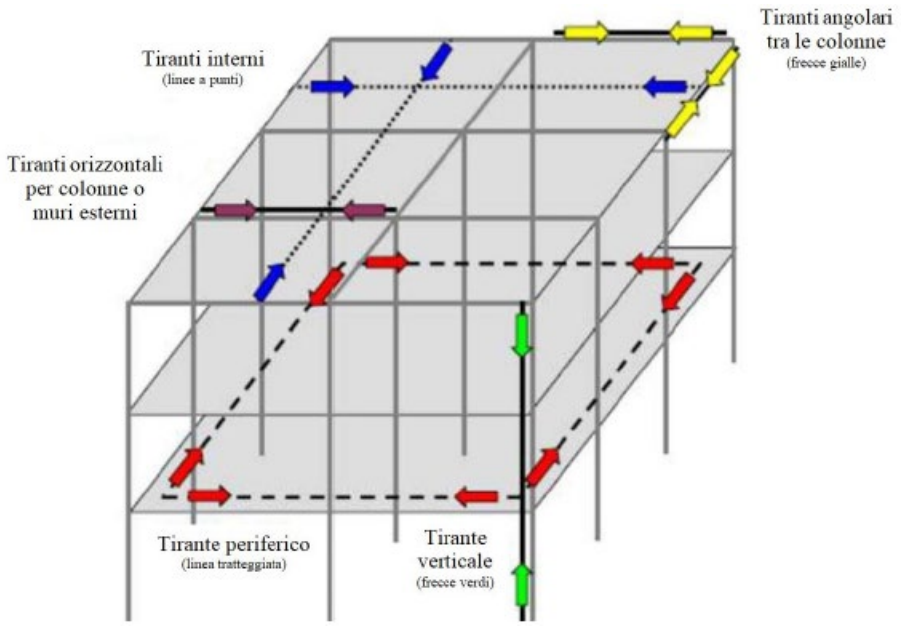


Figura 2.3: Diversi tipi di incatenamento

I *metodi di progetto diretti* considerano in maniera esplicita la capacità resistente della struttura nei riguardi del collasso locale o sproporzionato in presenza di azioni eccezionali. Quindi la struttura deve essere in grado di rispondere ad un evento eccezionale e/o estremo senza subire conseguenze sproporzionate rispetto alla causa. Il progettista può lavorare seguendo i diversi percorsi progettuali:

- *Metodo delle resistenze locali*: consiste nell'incrementare la capacità resistente di elementi strutturali fondamentali, il cui danneggiamento locale sotto azioni eccezionali specifiche potrebbe comportare un collasso sproporzionato;
- *Metodo del percorso alternativo dei carichi*: consiste nel progettare la struttura con percorsi di carico alternativi in modo tale che nel caso di danneggiamento

locale essi ne subentrano e sfruttando la ridondanza della struttura ne impediscono il collasso.

Nella maggior parte delle volte lo studio viene condotto rimuovendo un elemento strutturale e valutandone il comportamento della struttura; tale rimozione viene generalmente considerata indipendente dalla minaccia che ha provocato il danneggiamento. L'elemento che viene rimosso dall'analisi dipende ovviamente dal tipo di struttura; negli edifici è usualmente una colonna. Di seguito se ne riporta l'esempio:

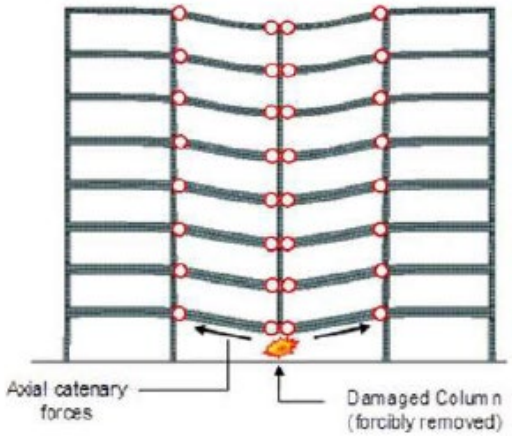


Figura 2.4: Sviluppo dell'effetto catenaria a seguito della rimozione di una colonna

2.5.4. Minaccia generica o specifica

L'*approccio di minaccia generica* viene utilizzato nel caso non vengono definite le azioni eccezionali o gli effetti di queste sulla struttura. Nel primo caso vengono definite delle azioni nominali ed il progetto si sviluppa nella valutazione di un eventuale danneggiamento iniziale e nella sua possibile evoluzione in un collasso sproporzionato. Nel secondo caso invece si individua direttamente un danneggiamento locale nominale iniziale, come ad esempio la rimozione di una membratura, indipendentemente dalla causa che può averlo provocato e si studia direttamente la sua possibile evoluzione in un collasso sproporzionato.

Nel *metodo di minaccia specifica* vengono considerati in modo esplicito gli eventi ed i conseguenti effetti in termini di azioni eccezionali sulla struttura, e l'analisi strutturale dovrà individuare il conseguente danneggiamento iniziale e la sua possibile evoluzione in un collasso sproporzionato.

2.5.5. Inquadramento delle possibili strategie per la riduzione del rischio

In Figura 2.5 si riporta una schematizzazione tratta dal documento CNR-DT 214/2018, in cui si individuano due differenti livelli su cui si può operare al fine di mitigare il rischio, distinguendo fra i seguenti metodi:

- Metodi non strutturali per il controllo dell'evento;
- Metodi strutturali per la valutazione locale del danno e della sua evoluzione.

I secondi generalmente possono essere sviluppati con una progettazione di tipo diretta i di tipo indiretta, operando sia con minacce di tipo specifico che di tipo generico.

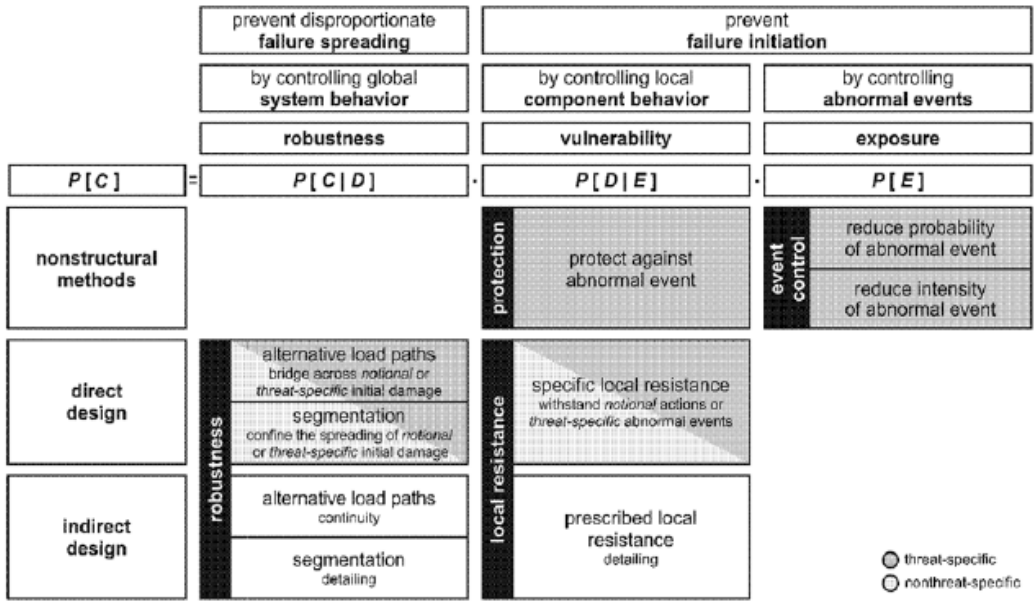


Figura 2.5: Schema generale per la riduzione del rischio (Haberland e Starossek 2009)

2.6. Concezione progettuale per la robustezza (Conceptual design)

Come già più volte accennato nei precedenti capitoli, per ridurre il rischio di collasso sproporzionato è possibile lavorare attraverso differenti metodologie, tra i quali è possibile lavorare sulla probabilità di un evento dannoso con migliorie di natura non strutturale. Oppure si può intervenire strutturalmente progettando gli elementi chiave, al fine di renderli con una maggiore capacità resistente, oppure agendo globalmente sulla struttura in modo tale da impedire la propagazione del danno e di conseguenza nel complesso incrementare la robustezza della struttura. Per quest'ultima tipologia di intervento, ai fini della riduzione del rischio di collasso della struttura, ci sono gli

incatenamenti, che disposti tridimensionalmente incrementano la capacità della struttura di sfruttare la ridondanza strutturale.

Un aspetto fondamentale è la *ridondanza*, infatti in genere le strutture isostatiche non presentano possibilità di ovviare al danneggiamento di una membratura innescando un percorso dei carichi alternativo. Invece nel caso di strutture iperstatiche, in cui incrementa il grado di iperstaticità esterno, ma anche interno si ha maggiore possibilità di far fronte a danni locali. Inoltre affinché la ridondanza intervenga positivamente sulla struttura è necessario una sufficiente *duttilità* da parte degli elementi che in una fase di ridistribuzione riescano a sopportare grandi spostamenti senza un'eccessiva riduzione di capacità portante. È importante avere una *distribuzione uniforme degli elementi strutturali*, per garantire una regolare omogeneità delle masse, rigidezze e resistenze, limitando il più possibile le concentrazioni che possono interrompere i percorsi di carico alternativi in caso di ridistribuzione.

Al fine di rispettare la *gerarchia delle resistenze* (criterio per la progettazione sismica) occorre fare in modo che le resistenze a taglio prevalgano su quelle flessionali, stimolando una risposta duttile prima di quella fragile dovuta a tensioni tangenziali. Altro aspetto da non trascurare nella fase progettuale è la capacità da parte della struttura di resistere all'inversione delle azioni che ad esempio può manifestarsi nel caso di esplosioni o rimozione di una colonna in cui, ad esempio, si verifica un cambiamento di segno delle sollecitazioni interne alla trave.

Ci sono principalmente tre metodi da utilizzare nella progettazione nei riguardi della robustezza strutturale che di seguito verranno illustrati.

2.6.1. Metodo della resistenza locale

È un metodo che ha come obiettivo quello di incrementare la robustezza del sistema riducendo il rischio di collasso sproporzionato, con interventi volti a ridurre la probabilità di danneggiamento locale di quegli elementi il cui collasso porterebbe ad una propagazione incontrollata del danno (elementi chiave). Tale metodo è utilizzato in presenza di tipologie strutturali in cui risulta improbabile l'instaurarsi di un percorso alternativo dei carichi e che quindi risultano più sensibili di altre ai danneggiamenti locali; si tratta soprattutto di strutture con ridotto livello di ridondanza, come ad esempio in presenza di un piano di trasferimento (Figura 2.6) in cui in seguito alla grande luce della

trave di trasferimento e la presenza di pilastri in falso, è improbabile che la perdita di una colonna non evolva in un collasso sproporzionato.

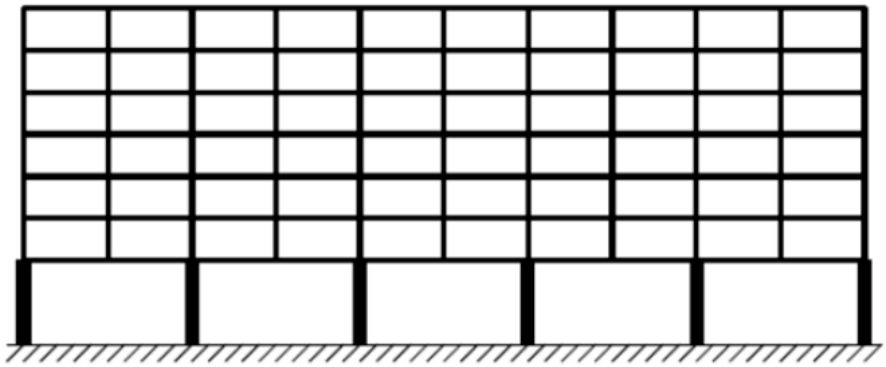


Figura 2.6: Edificio con piano di trasferimento (CNR, 2018)

Il metodo della resistenza locale è sostanzialmente un metodo diretto. Gli elementi chiave vengono progettati ad un'azione *specifica* o *generica* predefinita dal progettista, il quale li dimensiona valutandoli individualmente o con il contributo di altri elementi coinvolti nel meccanismo resistente e facendo in modo che l'elemento lavori con comportamento flessionale nonché duttile prima di manifestare quello a taglio, fragile. In tal modo la progettazione dei dettagli costruttivi deve essere finalizzata a garantire la formazione di meccanismi duttili; ciò può essere ottenuto con un adeguato confinamento e con la continuità delle armature in prossimità dei nodi per strutture di calcestruzzo armato. L'applicazione di tale approccio consente quindi di sfruttare la massima resistenza locale e globale a disposizione, evitando così l'attivazione dei meccanismi fragili. Inoltre un'idonea resistenza locale può essere raggiunta anche adottando dettagli costruttivi di natura prescrittiva, ricadendo in una metodologia indiretta; garantire la continuità delle travi su più appoggi, favorire il trasferimento dei carichi in direzione perpendicolare alle travi e consentire un completo passaggio di momento flettente sui nodi trave-colonne incrementa le resistenze locali, sfavorendo meccanismi incontrollati.

2.6.2. Effetto ponte / Percorso alternativo dei carichi

Il metodo del percorso alternativo dei carichi ha lo scopo di prevenire il collasso sproporzionato della struttura una volta che si è verificato un collasso locale, e di ridistribuire i carichi portati dall'elemento collassato agli elementi integri (Figura 2.7).

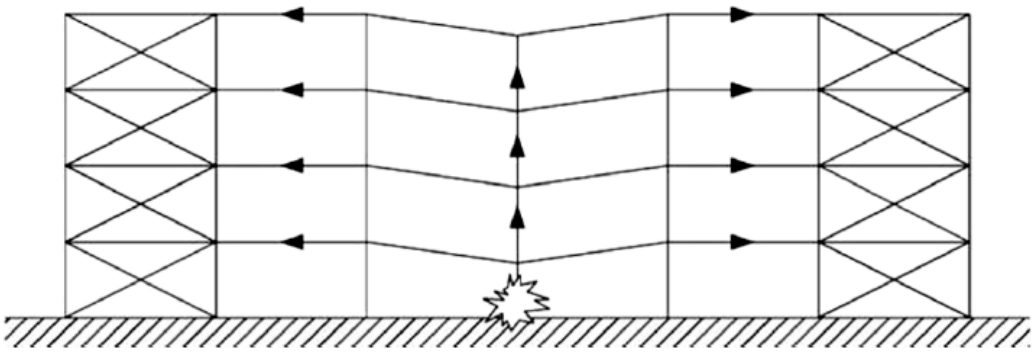


Figura 2.7: Esempio di percorso alternativo dei carichi (CNR,2018)

Tipicamente il metodo può essere applicato senza l'identificazione preliminare delle minacce, ma a partire da danneggiamenti nominali. Infatti il progettista una volta eliminato un elemento strutturale, conduce un'analisi di tipo statica non lineare o dinamica non lineare sotto combinazione di carico accidentale. Inoltre il metodo può essere applicato in maniera indiretta con un approccio prescrittivo, e in questo caso si parla di *metodo delle catene;* infatti la struttura è legata meccanicamente tramite incatenamenti continui tridimensionali in modo da incrementare continuità, duttilità e capacità nello sviluppare percorsi di carico alternativi.

2.6.3. Compartimentazione

Il metodo della compartimentazione ha l'obbiettivo di limitare l'estensione del collasso sproporzionato isolando la parte strutturale collassata dalla struttura rimanente. I bordi del compartimento sono formati da elementi "forti" che interrompono il collasso degli elementi "deboli" del compartimento, oppure viceversa da elementi deboli che collassando sconnettono la parte danneggiata dal resto della struttura che rimane in tal modo integra (fusibili strutturali). Questo approccio può essere applicato con metodi prestazionali, con azioni specifiche o generiche e con metodi prescrittivi dimensionando gli elementi di bordo in accordo con le norme tecniche.

2.7. Progetto per la robustezza

Lo studio della robustezza strutturale, consente di valutare almeno in via teorica il rischio di un eventuale collasso sproporzionato e generalmente l'accuratezza dei risultati ottenuti sono correlati alle modalità di analisi scelte, alla tipologia di modellazione ed al comportamento dei materiali con cui è realizzata la struttura. In genere quindi valutare il comportamento della struttura in seguito ad un'azione eccezionale è una operazione

molto complessa dato l'elevato numero di variabili in gioco e il grado di incertezza ad esse associato. Quindi è importate un'attenta valutazione dei progettisti esperti nel settore, capaci di calibrare le analisi per ottenere risultati coerenti.

2.7.1. Modellazione strutturale

I programmi agli elementi finiti permettono di simulare il comportamento della struttura e dei materiali e per quest'ultimo si possono utilizzare differenti formulazioni, dalle più semplici in cui il comportamento può essere considerato elastico-lineare, a quelle più complesse di tipo non-lineare isteretico. Il progettista inoltre ha la possibilità di intervenire modificando alcuni parametri che governano tali leggi.

Di seguito sono elencati alcuni aspetti da tenere in considerazione nelle analisi strutturali sia in termini di leggi costitutive che di modellazione:

- *Modelli costitutivi elastici-lineari.* Tali modelli vengono utilizzati soprattutto nelle fasi preliminari di studio, cioè quando le non linearità del materiale in genere vengono trascurate. Se da un lato la loro applicazione risulta piuttosto semplice, dall'altro li rende poco idonei per lo studio di fenomeni complessi come il collasso sproporzionato, in cui le elevate deformazioni spingono i materiali in campo plastico.
- *Modelli costitutivi non lineari dipendenti / indipendenti dalla velocità di applicazione del carico.* Questi modelli sono validi per lo studio del collasso sproporzionato, perché riescono a descrivere il comportamento del materiale per elevate deformazioni strutturali in campo anelastico. La plasticizzazione del materiale rappresenta un contributo fondamentale nel processo di dissipazione dell'energia e nella redistribuzione delle azioni e per tale motivo non può essere trascurata nelle analisi. Una particolarità da considerare nella implementazione analitica del comportamento non lineare dei materiali tradizionalmente utilizzati (calcestruzzo, acciaio, materiali compositi, muratura) è rappresentato dalla dipendenza della legge costitutiva dalla velocità di applicazione del carico, soprattutto nel caso in cui l'azione sia applicata rapidamente. Tale aspetto comporta un incremento della resistenza e/o rigidezza dei materiali, incremento di cui si può tener conto nella valutazione della robustezza.

- *Modelli locali / modelli globali.* In genere, è opportuno realizzare dei modelli locali che globali. I primi sono necessari per studiare il comportamento della struttura in regioni particolari, come zone di discontinuità, punti di applicazione del carico, zone di concentrazione degli sforzi, nodi e connessioni e il suo utilizzo diviene molto importante anche per valutare il comportamento di particolari costruttivi. Invece i secondi, sono utilizzati per ricavare informazioni di carattere generale come ad esempio le caratteristiche di sollecitazione e degli spostamenti in tutta la struttura.

2.7.2. Tipologie di analisi

Il danneggiamento locale o la perdita di un elemento può determinare il passaggio dalla configurazione originale a quella danneggiata in maniera repentina, generando degli effetti dinamici, che possono essere presi in conto in diversi modi a seconda del tipo di analisi scelto. Inoltre i grandi spostamenti che si manifestano in seguito al danneggiamento spingono i materiali in campo plastico aiutando a dissipare l'energia rilasciata e riducendo gli effetti dinamici.

Le principali tipologie di analisi che si possono eseguire vengo riportate di seguito:

- *analisi statiche lineari:* è un approccio semplicistico che permette di incrementare gli effetti per mezzo di un opportuno coefficiente di amplificazione dinamico; ovviamente le analisi lineari non consentono di cogliere effetti importanti come la ridistribuzione delle sollecitazioni, le non linearità geometriche e meccaniche e quindi l'effetto catenaria/membranale;
- *analisi statiche non lineari*: permette la presa in conto della non linearità geometrica e di cogliere in modo adeguato l'effetto catenaria e/o l'effetto membranale degli orizzontamenti, tuttavia gli effetti dinamici non sono considerati, per cui è necessario utilizzare un opportuno coefficiente di amplificazione dinamico.
- *analisi dinamiche lineari:* consente di tenere in conto gli effetti dinamici collegati al danneggiamento/collasso locale, tuttavia non consente di apprezzare gli effetti legati alla non linearità del problema.
- *analisi dinamiche-non lineari*: costituiscono la tipologia di analisi più completa e adatta per simulare il problema. Il calcolo viene eseguito utilizzando modelli

tridimensionali, non lineari, in condizioni di grandi deformazioni e tenendo conto del comportamento in fase transitoria. Però, nonostante la completezza di questa tipologia di analisi, non sono trascurabili le criticità in termini di onere computazionale data la mole di parametri coinvolti, che preclude l'utilizzo di software di facile utilizzo e richiede esperti professionisti del settore.

2.8. Costruzioni di calcestruzzo armato gettate in opera

Come riporta il CNR-DT 214/2018, le costruzioni in calcestruzzo armato gettate in opera presentano una serie di caratteristiche favorevoli nei confronti della risposta ad azioni eccezionali, che di seguito vengono riportate:

- continuità strutturale e la conseguente ridondanza;
- comportamento duttile di sezioni e membrature soggette a flessione;
- colonne poco suscettibili all'instabilità anche nel caso di perdita di un singolo vincolo di piano;
- l'elevata massa della struttura migliora la risposta nel caso di esplosioni.

Nonostante ci siano diversi punti a favore delle strutture in calcestruzzo gettate in opera, si possono indicare alcune criticità, tra le quali:

- l'elevata massa della struttura rende difficile il processo di migrazione delle forze per l'attivazione dell'effetto ponte;
- occorre evitare che i meccanismi fragili prevalgano nei confronti di quelli duttili, in conformità alle norme sismiche che prevedono il requisito relativo alle gerarchie delle resistenze che si premura di garantire che meccanismi fragili come quello a taglio, torsione, ancoraggio e sovrapposizione delle armature non si sviluppino prima di quelli duttili.

Gli effetti membranali contribuiscono significativamente alla definizione della robustezza strutturale degli elementi di calcestruzzo armato quali, per esempio, travi e piastre. Per il calcolo della robustezza strutturale risulta quindi fondamentale considerare le riserve di resistenza dovute agli sforzi membranali al fine di evitare strategie di rinforzo (per strutture esistenti) o di progettazione (per strutture nuove) eccessivamente conservative.

2.8.1. Effetti membranali negli elementi in calcestruzzo armato

Nell'ambito degli elementi in calcestruzzo armato, il cosiddetto effetto membranale, in elementi tipo trave, indica l'insorgere di sforzi membranali di compressione (CMA) al manifestarsi delle fessure e di sforzi membranali di trazione (TMA) al plasticizzarsi della sezione trasversale, per elementi soggetti a grandi deformazioni. Tale fenomeno apporta un aumento di resistenza dell'elemento inflesso e passaggio da comportamento flessionale ad assiale, portando le armature a funzionare come tiranti. In seguito a questo fenomeno, si ha un effetto benefico degli sforzi membranali non solo in occasione di un evento accidentale, quale la rimozione di una colonna, ma anche nel caso di applicazioni di carichi superiori a quelli previsti in fase progettuale per la struttura. In entrambi i casi la formazione di un meccanismo a tre cerniere plastiche, permette una rotazione sezionale tale da consentire alle armature di passare ad un comportamento assiale, salvaguardando ulteriormente la struttura da meccanismi incontrollati. Nel caso in cui il meccanismo sia dovuto ad un carico eccessivo, le cerniere si formano nelle mezzerie e sugli appoggi della campata, come nel telaio bidimensionale riportato nella parte sinistra della Figura 2.8. Invece se il meccanismo interviene nel caso di rimozione di una colonna, la formazione delle cerniere plastiche avviene nei punti rimanenti e in corrispondenza del punto in cui viene sottratto il pilastro, come nel telaio bidimensionale riportato nella parte destra della Figura 2.8. Nella seguente figura, si sta considerando l'esempio di un solaio continuo soggetto a carichi applicati distribuiti, e condizioni vincolari che rimangono immutate nello sviluppo temporale dello scenario di rischio.

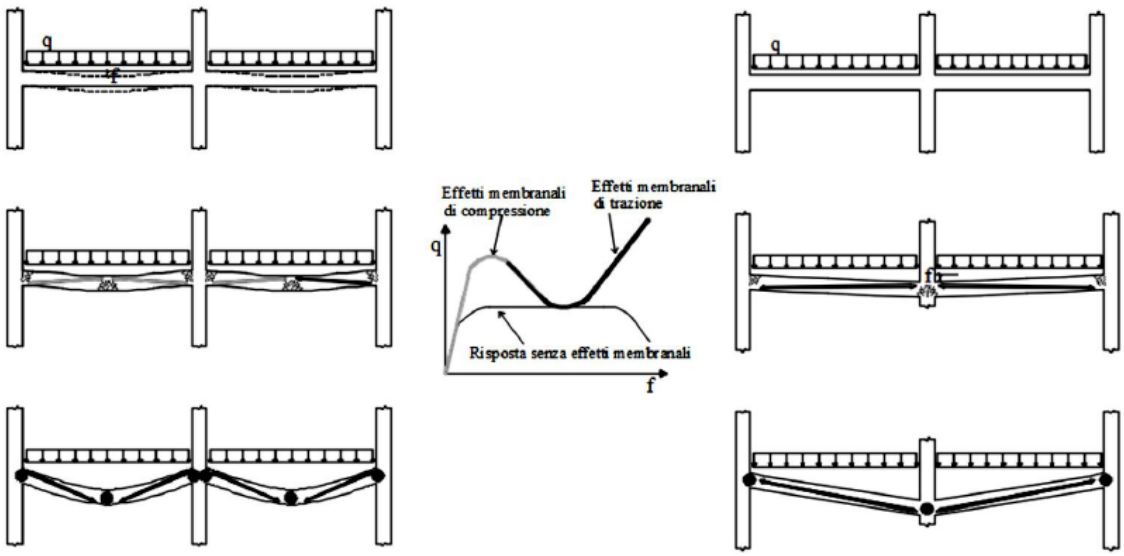


Figura 2.8: Sforzi membranali negli elementi strutturali

Nel caso di *luci modeste* gli sforzi membranali di compressione si attivano già in corrispondenza di ridotti valori di deformazione, mentre nel caso di *luci elevate* gli sforzi membranali di compressione risultano trascurabili e quelli di trazione contribuiscono significativamente alla resistenza degli elementi inflessi.

Gli effetti del ritiro e della viscosità, così come lo stato fessurativo pregresso possono condizionare in modo significativo il valore delle azioni membranali di compressione, anche in funzione dei quantitativi di armatura utilizzati.

Gli sforzi membranali di trazione non dipendono in misura significativa dalle deformazioni del calcestruzzo ma dipendono sensibilmente dalle deformazioni ultime raggiungibili dalle barre d'armatura e dai rapporti geometrici d'armatura. Inoltre il valore degli sforzi membranali dipende in misura sostanziale dalle condizioni vincolari; infatti la condizione di incastro definisce il limite superiore del valore degli sforzi membranali, che si riducono al ridursi della rigidezza del vincolo esterno senza mai esaurirsi totalmente poiché gli sforzi membranali sono presenti anche in elementi privi di vincoli agli spostamenti laterali in virtù della continuità strutturale.

2.8.2. Incatenamenti

Generalmente, è possibile ottenere un adeguato comportamento nei confronti del collasso sproporzionato disponendo nella struttura idonei incatenamenti atti a garantire un corretto sviluppo dell'effetto membranale a livello di solaio. In merito a questo argomento ci sono varie normative che quantificano gli incatenamenti anche in modo sostanzialmente differente. Attualmente le normative di riferimento per quando riguarda gli incatenamenti, sono la EN1992-1-1 (CEN 2004) e la UFC 4-023-03 (DoD, 2016).

Esistono diverse tipologie di incatenamenti che si illustreranno di seguito:

- *Incatenamenti perimetrali*: deve essere previsto un incatenamento perimetrale continuo ad ogni piano, inclusa la copertura.
- *Incatenamenti interni*: devono essere previsti incatenamenti interni continui ad ogni piano disposti in due direzioni approssimativamente perpendicolari; tali incatenamenti devono essere efficacemente ancorati agli incatenamenti perimetrali ad entrambe le estremità, in modo tale da assicurare il trasferimento delle forze, a meno che non proseguano come incatenamenti di muri o pilastri.

- *Incatenamenti orizzontali di pilastri e/o muri*: devono essere previsti incatenamenti orizzontali alla struttura dei pilastri di bordo e dei muri ad ogni piano. Per i pilastri di angolo tale incatenamento dovrà essere previsto in entrambe le direzioni, con la possibilità di utilizzare l'incatenamento perimetrale come incatenamento orizzontale.
- *Incatenamenti verticali*: sono garantiti dalla continuità delle armature longitudinali delle colonne, per cui non è necessaria armatura specifica aggiuntiva.

2.8.3. Comportamento strutturale nei riguardi della rimozione di un pilastro

Il comportamento strutturale di edifici intelaiati di calcestruzzo armato soggetti ad uno scenario di rimozione di un elemento verticale portante può essere descritto con riferimento a varie fasi in funzione dello spostamento verticale che può essere mobilitato in corrispondenza della sezione in cui avviene la rimozione della colonna. Le varie fasi sono descritte con riferimento alla prova sperimentale riportata in Figura 2.9 (Lew et al. 2011), di un telaio bidimensionale di calcestruzzo armato soggetto alla rimozione di una colonna non di bordo. Il prototipo è soggetto ad uno spostamento imposto in corrispondenza del punto P1, a simulare la relativa perdita della colonna. Il comportamento sperimentale è rappresentato, in termini di forza applicata al punto P1 (Figura 2.10) e di spostamento orizzontale del punto P2 (Figura 2.11) in funzione dello spostamento verticale imposto al punto P1.

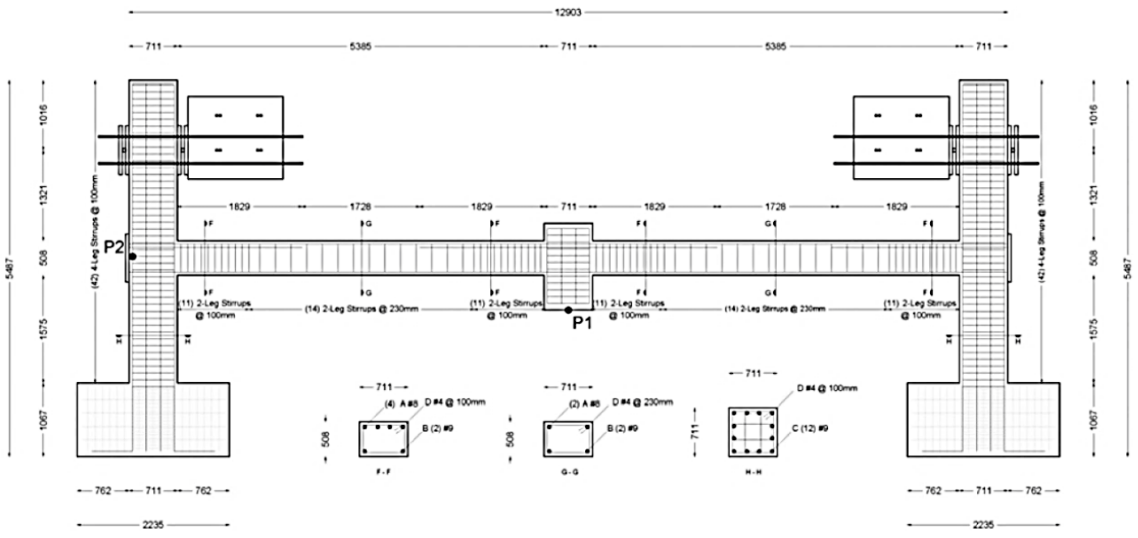


Figura 2.9: Elemento soggetto a prova sperimentale (CNR, 2018)

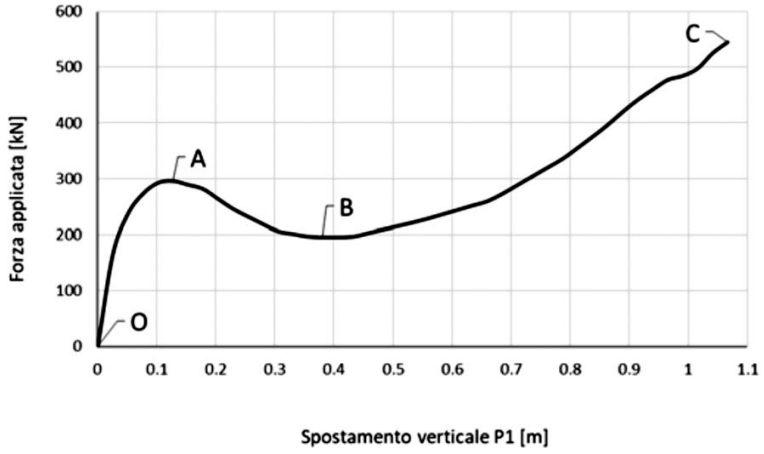


Figura 2.10: Curva di capacità forza-spostamento verticale (CNR,2018)

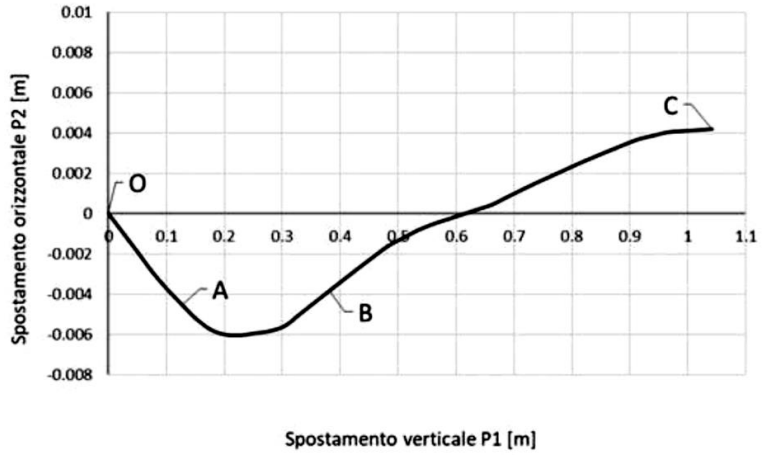


Figura 2.11: Curva di spostamento verticale-spostamento orizzontale (CNR, 2018)

L'analisi del comportamento sperimentale consente di individuare tre diverse fasi:

- *Tratto OA*: è relativa a un comportamento flessionale della trave e termina con la formazione di cerniere plastiche in corrispondenza delle connessioni trave-colonna; sono quindi ben evidenti gli effetti membranali di compressione in regime flessionale, con raggiungimento del momento plastico negativo nella connessione trave-colonna e momento plastico positivo nel punto di rimozione della colonna. Il punto P2 risulta soggetto ad uno spostamento orizzontale negativo (verso l'esterno) a causa della fessurazione della trave che comporta un incremento di lunghezza in prossimità dell'asse della trave. Di conseguenza, essendo tale incremento di lunghezza contrastato dalla rigidezza delle colonne, la trave risulta soggetta ad una azione di compressione, seguito da un aumento del momento di plasticizzazione.

- *Tratto AB*: è relativo ad una zona di transizione, ramo di softening, caratterizzato da una diminuzione della forza applicata al crescere dello spostamento verticale del punto P1; lo spostamento orizzontale del punto P2 inizia a cambiare verso annullandosi in corrispondenza del punto B. In tale fase lo sforzo di compressione nella trave diminuisce fino ad azzerarsi.
- *Tratto BC*: è caratterizzato da un aumento della forza applicata al crescere dello spostamento verticale del punto P1; di conseguenza, lo spostamento orizzontale del punto P2 diventa positivo (verso l'interno) e conseguentemente la trave risulta tesa. In tale fase il carico viene portato dalla trave con una combinazione di effetto flessionale e di un effetto catenaria dall'armatura continua presente nella trave. L'effetto catenaria diventa sempre più grande al crescere dello spostamento verticale del punto P1. Quindi risultano ben evidenti gli effetti membranali di trazione con regime assiale e l'effetto catenaria.

Affinché l'effetto catenaria si possa instaurare, occorre che sia presente un'armatura continua fra le colonne ai lati di quella rimossa dall'evento eccezionale e/o estremo; in caso contrario il massimo carico sopportabile dalla struttura sarà quello corrispondente al solo comportamento flessionale (punto A).

2.8.4. Progetto nei riguardi della rimozione di un pilastro

A partire da ipotesi semplificative, è possibile stimare la capacità portante di un sistema intelaiato nel caso di una rimozione accidentale di un elemento verticale.

Il carico massimo per *comportamento puramente flessionale*, può essere determinato con il principio dei lavori virtuali oppure con la teoria della plasticità, mediante la seguente relazione:

$$P_{MAX,FL} = \frac{2\,(M_{PL}^{+} + M_{PL}^{-})}{L} \qquad (2.8)$$

in cui M_{PL}^{+} e M_{PL}^{-} sono i momenti plastici della trave in corrispondenza della connessione con la colonna rispettivamente per momento positivo e momento negativo. Se si trascura l'armatura compressa della trave, a favore di sicurezza, i momenti plastici possono essere determinati in modo semplificato come indicato nelle seguenti relazioni:

$$M_{PL}^{+} = 0.9\, A_s^{+}\, f_y\, d \qquad (2.9)$$

$$M_{PL}^{-} = 0.9\, A_s^{-}\, f_y\, d \qquad (2.10)$$

dove A_s^+ e A_s^- sono le armature tese della trave in corrispondenza della connessione con la colonna, rispettivamente per momento positivo e momento negativo, d è l'altezza utile della trave, f_y è la tensione di snervamento di calcolo dell'armatura ottenuta applicando i coefficienti di sicurezza pertinenti per la verifica accidentale. Questa valutazione approssimativa, non solo trascura l'armatura di compressione, ma non tiene neanche conto degli effetti membranali di compressione che nascono a seguito dell'incremento di lunghezza dell'asse della trave a causa del fenomeno fessurativo, nell'ipotesi di regime puramente flessionale.

Per quanto riguarda il carico massimo raggiunto nella seconda fase di ripresa, in cui si sviluppano gli sforzi membranali di trazione e quindi si manifesta l'effetto catenaria, si fa riferimento a un *comportamento puramente assiale*. Pertanto il carico massimo sopportabile in regime puramente membranale può essere valutato con la seguente relazione:

$$P_{MAX,CAT} = 2 \cdot \frac{\delta}{L} \cdot A_{s,cont} \cdot f_t = 2 \cdot \vartheta_u \cdot A_{s,cont} \cdot f_t \qquad (2.11)$$

dove δ e θ_u sono la capacità di spostamento del punto ove è stata eliminata la colonna e la capacità di rotazione della trave (Figura 2.12), $A_{s,cont}$ è l'armatura continua sulla lunghezza di trave $2L$ e f_t è la tensione di rottura dell'armatura ottenuta applicando i coefficienti di sicurezza pertinenti per la verifica accidentale. Per la valutazione della capacità di rotazione e del conseguente valore di δ si dovrà fare riferimento a valori sperimentali riconducibili al caso in studio.

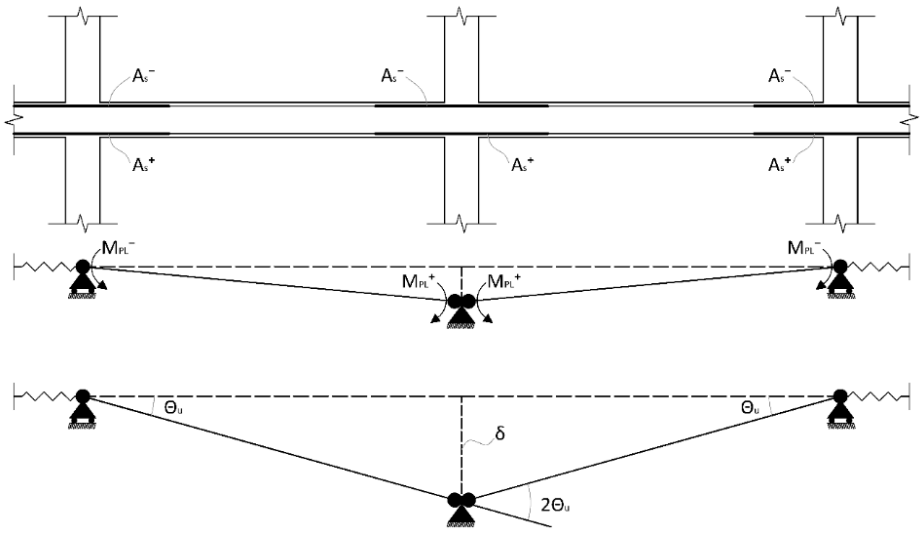


Figura 2.12: Convenzioni relative i momenti e le rotazioni nei punti di plasticizzazione

Affinché il comportamento a catenaria si possa instaurare è necessario che il progettista si assicuri che il conseguente sforzo di trazione si sviluppi compatibilmente con la porzione della struttura fuori dalla zona danneggiata. Infine, il comportamento a catenaria rappresenterà un effettivo incremento di resistenza rispetto al comportamento flessionale, solo nel caso in cui si ha $P_{MAX,CAT} \geq P_{MAX,FL}$.

2.9. Quantificazione probabilistica e semiprobabilistica della robustezza

2.9.1. Approccio probabilistico e semiprobabilistico

Attualmente le normative e gli standard considerano un insieme ridotto di possibili eventi, che potrebbero minacciare la sicurezza e le prestazioni di un sistema strutturale, nonché la mitigazione dei rischi ad essi associati. In genere gli eventi dannosi possono avere impatti diversi, a seconda del rischio di riferimento considerato. Inoltre è molto importante considerare l'arco temporale di riferimento. Le probabilità condizionate, già definite precedentemente nell'equazione (2.7), possono essere tutte ottenute attraverso l'analisi probabilistica del rischio (PRA), in cui è possibile modellare le incertezze, studiare la loro propagazione e gli effetti sulle prestazioni richieste del sistema. Nel caso dei sistemi strutturali, tale approccio è denominato *analisi di affidabilità strutturale* e il f*allimento*, cioè collasso nel caso in questione, si intende raggiunto quando la domanda

S, cioè gli effetti generati dalle azioni, eccede la capacità *R*. La *probabilità di fallimento* è definita per mezzo della seguente relazione:

$$p_f = \int F_R(x) \cdot f_s(x) \cdot dx \qquad (2.12)$$

dove $F_R(x)$ è la funzione di distribuzione cumulativa della capacità *R* e $f_s(x)$ è la funzione densità di probabilità della domanda *S*. Sia *R* che *S* possono essere definite mediante una misura scalare o vettoriale, che dipende del tipo di carico o dallo stato iniziale di danno.

La *probabilità di collasso sproporzionato* può essere definita in maniera equivalente attraverso la seguente formulazione:

$$p_f = P[S \geq R] \quad oppure \quad p_f = \phi(-\beta) \qquad (2.13)$$

dove β è l'indice di affidabilità (o indice di sicurezza) e $\phi(\cdot)$ è la funzione di distribuzione standard normale.

Considerando una generica struttura, per condurre una progettazione o una valutazione della sicurezza basata sui criteri prestazionali, i decisori dovrebbero definire a priori il livello tollerabile di rischio, cioè il rischio che si ritiene accettabile per la struttura in studio. Nel caso specifico della probabilità di collasso, la cui principale conseguenza è rappresentata dalla perdita di vite umane, i decisori possono assumere che l'obiettivo prestazionale di salvaguardia della vita umana sia conseguito se la seguente relazione è verificata:

$$P[C] \leq p_{th} \qquad (2.14)$$

dove p_{th} è il *rischio de minimis*, che si può considerare di un ordine compreso tra 10^{-5}/anno e 10^{-7}/anno.

Se invece si utilizza il metodo dei percorsi alternativi di carico la probabilità di collasso si riduce a $P[C|SL]$ e può essere valutata attraverso la convoluzione della domanda e della capacità. Pertanto la probabilità condizionata di collasso dovrebbe rispettare la condizione seguente:

$$P[C|SL] \leq \frac{p_{th}}{\lambda_H} \qquad (2.15)$$

Assumendo λ_H pari a $10^{-6} \div 10^{-5}$ all'anno, l'obiettivo prestazionale stabilito dalla condizione precedente, richiede che la probabilità condizionata di collasso sia dell'ordine

di $10^{-2} \div 10^{-1}$ all'anno. Quest'ultimo valore rappresenta quindi la probabilità di riferimento, che risulta essere due o tre ordini di grandezza superiore di quella relativa a componenti e sistemi strutturali, in ragione della natura condizionata dello stato limite di collasso sproporzionato.

L'indice di affidabilità di riferimento β_0 per lo stato limite di collasso condizionato alla occorrenza del danno, generalmente è dell'ordine di 1.5, cioè significativamente inferiore rispetto a quello assunto per lo stato limite ultimo degli edifici nuovi ad uso residenziale nel caso di azioni ordinarie ($\beta_0 = 3.8$, che corrisponde ad una probabilità di riferimento per il collasso dell'ordine di 10^{-4}). Le probabilità condizionate di danno locale e di collasso sproporzionato possono essere anche valutate per mezzo dell'ausilio di analisi di fragilità, che costituiscono un metodo consolidato in ingegneria sismica.

Il verificarsi di una carenza di robustezza strutturale, deve essere identificata come una situazione particolarmente critica, la cui probabilità di intervenire deve essere estremamente limitata; si può utilizzare il concetto di "*de minimis*" proposto da Pate-Cornell, per il quale, almeno per gli edifici, un evento con probabilità annuale di verificarsi inferiore a $1x10^{-7}$/anno può essere considerato tale da non dover essere esplicitamente preso in conto nella concezione strutturale.

Per la valutazione globale della sicurezza strutturale, in genere si prevede di stimare la resistenza complessiva della struttura, utilizzando i valori medi delle proprietà dei materiali, e di valutare la resistenza di progetto dividendo la resistenza media così ottenuta per un fattore di sicurezza globale γ_R riferito al comportamento globale della struttura. Assumendo che la distribuzione probabilistica della resistenza della struttura nel suo complesso sia esprimibile con una legge log-normale, il fattore di sicurezza globale γ_R della struttura deve essere valutato in funzione di $\Delta\beta$ e del coefficiente di variazione della resistenza globale della struttura V_R come:

$$\gamma_r = exp(\alpha_R \cdot \Delta\beta \cdot V_R) = exp\,(0.8 \cdot 1.5 \cdot V_R) \qquad (2.16)$$

Assumendo, a favore di sicurezza, un valore di $V_R = 0.15$, si ottiene $\gamma_R \approx 1.20$. Tale valore deve essere ulteriormente moltiplicato per il fattore di incertezza di modello γ_{Rd}, dipendente dal tipo di elementi finiti impiegati per effettuare le simulazioni numeriche volte alla valutazione della resistenza globale media, variabile tra 1.06 (per elementi trave) e 1.15 (per elementi 2D e 3D). Se si utilizzano approcci semplificati, per effettuare

delle verifiche di carattere locale e/o sezionale, i valori dei coefficienti parziali di sicurezza dei materiali dovranno essere valutati come:

$$\gamma_M = \gamma_{Rd} \cdot exp(\alpha_R \cdot \Delta\beta \cdot V_R - 1.645 \cdot V_x) = \gamma_{Rd} \cdot exp(V_x \cdot (\alpha_R \cdot \Delta\beta - 1.645) \quad (2.17)$$

- per il calcestruzzo con $V_x = 0.15$ e $\gamma_{Rd} = 1.08$ risulta $\gamma_c = 1.01 \approx 1.00$;
- per l'acciaio di armatura con $V_x = 0.05$ e $\gamma_{Rd} = 1.025$ risulta $\gamma_s = 1.00$.

2.10. Misurazioni della robustezza

Anche se le proprietà qualitative delle strutture robuste possono essere comprese in modo relativamente semplice, la valutazione quantitativa e le decisioni in merito alla robustezza sono sfide significative. Ciascuna misura deve essere "robusta", nel senso che non deve essere sensibile alle scelte operate sulla modellazione dei fattori di rischio, ovvero pericolosità, vulnerabilità ed esposizione. Va altresì precisato che una buona misura di robustezza dovrebbe essere facilmente definibile, calcolabile e applicabile a differenti tipologie di costruzioni. Però in genere, la quantificazione della misura e la sua applicabilità a molteplici strutture possono aumentare a costo di un incremento, talvolta significativo, dell'onere computazionale richiesto per la quantificazione della robustezza.

Secondo quanto riportato al capitolo 6 delle istruzioni "*Structural Robustness design for practicing engineers"* (COST, 2011), esistono due approcci principali utilizzati per valutare la robustezza delle strutture:

- *metodi pratici di valutazione*, in cui viene modellato il comportamento di una struttura sotto uno scenario di carico;
- *approcci basati sull'affidabilità o sul rischio* che studiano, rispettivamente, l'affidabilità o i rischi relativi ad un sistema, sotto una descrizione più generale di potenziali scenari di carico.

I *metodi pratici di valutazione*, sono di solito utilizzabili nel caso di progettazioni classiche, dove i risultati possono essere confrontati con dei criteri di accettazione. Attualmente tale metodo esiste ed è applicabile alla classe 2. Tuttavia, con questo metodo, solo uno o poche situazioni di carico possono essere incorporate, perché si considera solo la perdita di un singolo componente portante della struttura. Esso è un metodo poco generale, in quanto non può essere esteso per prendere in considerazione la perdita di ulteriori elementi portanti.

Gli *approcci basati sull'affidabilità o sul rischio* possono affrontare le carenze degli approcci pratici, considerando esplicitamente le incertezze associate ad eventi accidentali. Ad esempio, è possibile incorporare nei calcoli le incertezze dovute ai carichi e alle proprietà del sistema. In questo modo, invece di affrontare la perdita di un numero deterministico di componenti, è possibile considerare la probabilità di perdere più di un componente portante durante un singolo evento. Questo tipo di approccio ha il potenziale per fornire un quadro completo della robustezza di un sistema, ma può essere generalmente poco pratico e complesso per utilizzarlo per le tipiche situazioni di progetto.

È difficile, se non impossibile, modellare in modo probabilistico i carichi accidentali derivanti per esempio da attacchi terroristici: essi non dipendono da fenomeni naturali, ma sono influenzati dai fenomeni sociali, politici e militari. In queste condizioni, le probabilità e i rischi sono subordinati alla perdita di componenti strutturali, e a partire da questo si valutano gli effetti di tali azioni.

2.10.1. Basi teoriche

Gli approcci per la misurazione della robustezza sono illustrati in modo schematico nella Figura 2.13.

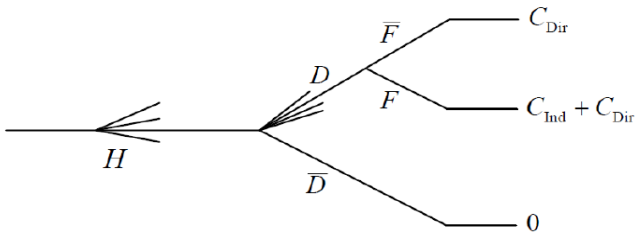


Figura 2.13: Schema per la misurazione della robustezza (COST,2011)

La valutazione inizia con la considerazione, l'analisi e la modellazione degli eventi eccezionali (H) che può danneggiare gli elementi del sistema strutturale. Dopo che si è verificato un evento, tutti gli altri elementi del sistema strutturale possono rimanere in uno stato integro ($\bar{D}$) oppure passano a uno stato danneggiato (D). Ogni stato locale danneggiato può quindi portare al parziale o completo collasso della struttura (F) o alla sua sopravvivenza senza ulteriori danni ($\bar{F}$). Le conseguenze sono associate ad ogni possibile scenario di danno e collasso, e classificate come diretti (C_{Dir}) o indiretti (C_{Ind}). Le conseguenze dirette sono considerate come il risultato diretto dell'evento e, a seconda dell'intensità possono corrispondere ai danni di uno o più componenti singoli. Le

conseguenze indirette comprendono generalmente tutte le conseguenze che risultano successive alle conseguenze dirette.

2.10.2. Indici di robustezza

Un indice adimensionale può concorrere a fornire una misura quantificata di robustezza e questo può aiutare a confrontare le diverse soluzioni e prendere le relative decisioni. Si riportato alcuni esempi di indici sviluppati da vari ricercatori.

La misura della robustezza attraverso indici può essere suddivisa in tre categorie, con livelli di complessità decrescente:

- *indice di robustezza basato sul rischio*, corrispondente a un'analisi completa dei rischi, in cui le conseguenze si suddividono in rischi diretti e indiretti;
- *indice di robustezza probabilistico*, basato sulle probabilità di collasso del sistema strutturale per una struttura non danneggiata e una struttura danneggiata;
- *indice di robustezza deterministico*, basato su misure strutturali, ad esempio quella della capacità di carico a seguito di spostamento imposto (*analisi pushover*) di una struttura non danneggiata e di una struttura danneggiata.

L'*indice di robustezza basato sul rischio* proposto da Baker (2008), divide le conseguenze in dirette e indirette, e risulta definito dalla seguente relazione:

$$I_{rob} = \frac{R_{Dir}}{R_{Dir} + R_{Ind}} \qquad (2.18)$$

dove R_{Dir} e R_{Ind} sono rispettivamente i rischi diretti e indiretti. L'indice assume valori compresi tra zero e uno, con valori più grandi che indicano una maggiore robustezza. La decisione ottimale è quella che riduce al minimo il rischio totale; inoltre tale indice è anche un utile indicatore basato sui principi dell'analisi dei rischi. L'indice tiene conto non solo delle caratteristiche del comportamento strutturale in sé, ma anche del comportamento del sistema dopo il danneggiamento e tutte le relative conseguenze.

L'*indice di robustezza probabilistico*, definito dai ricercatori Frangopol & Curley (1987) e Fu & Frangopol (1990), propone alcune misure probabilistiche relative alla ridondanza strutturale che indica anche un livello di robustezza. Si tratta quindi di un indice di ridondanza (RI), definito come:

$$RI = \frac{P_{f(damaged)} + P_{f(damaged)}}{P_{f(intact)}} \quad (2.19)$$

dove $P_{f(damaged)}$ è la probabilità di collasso di un sistema strutturale danneggiato e $P_{f(intact)}$ è la probabilità di collasso di un sistema strutturale intatto. Questo indice di ridondanza fornisce una misura sulla ridondanza di un sistema strutturale. L'indice assume valori tra zero e infinito, con valori più piccoli che indicano una maggiore robustezza. Gli stessi autori hanno inoltre considerato il seguente fattore di ridondanza correlato:

$$\beta_R = \frac{\beta_{intact}}{\beta_{intact} - \beta_{damaged}} \quad (2.20)$$

dove β_{intact} è l'indice di affidabilità del sistema strutturale intatto e $\beta_{damaged}$ è l'indice di affidabilità del sistema strutturale danneggiato. L'indice può assumere valori tra uno e infinito, con valori più grandi che indicano una maggiore robustezza.

Riguardo l'*indice di robustezza deterministico*, una misura semplice e pratica di ridondanza strutturale utilizzata nell'industria offshore si basa sul cosiddetto valore RIF (*Residual Influence Factor*) (Faber et al. 2006). Un *Reserve Strength Ratio* (RSR) è definito come segue:

$$RSR = \frac{R_c}{S_c} \quad (2.21)$$

dove R_c indica il valore caratteristico della capacità di taglio alla base di una piattaforma offshore e S_c è il carico di progetto corrispondente allo stato limite ultimo. Al fine di misurare l'effetto del danno totale (o della perdita di funzionalità) di un elemento strutturale "i" sulla capacità strutturale, il valore RIF è definito da:

$$RIF_i = \frac{RSR_{fail,i}}{RSR_{intact}} \quad (2.22)$$

dove RSR_{intact} è il valore RSR della struttura intatta e $RSR_{fail,i}$ è il valore RSR della struttura in cui il membro "i" è stato danneggiato o rimosso. Il valore RIF assume valori compresi tra zero e uno, con valori più grandi che indicano più grande ridondanza.

2.11. Degrado e robustezza strutturale di edifici esistenti in cemento armato

Generalmente la progettazione delle strutture in cemento armato non tiene conto dei processi di degrado causati dall'invecchiamento dei materiali e dai fattori ambientali, come ad esempio il fenomeno della carbonatazione del calcestruzzo o la presenza di una percentuale critica di cloruri in ambienti aggressivi, che possono provocare lo sviluppo di corrosione nelle armature e degrado del calcestruzzo. Tutti questi meccanismi di degrado, comportano un incremento del rischio di cedimenti strutturali e decremento del livello di sicurezza strutturale, dovuto alla diminuzione delle proprietà meccaniche, e di conseguenza la struttura non sarà più in grado di sopportare i carichi previsti, in fase progettuale. Quest'ultimo aspetto è anche un problema quando occorre valutare la robustezza strutturale di un edificio. Il principale metodo di progettazione ai fini della valutazione della robustezza è il percorso alternativo dei carichi, che sorgono all'interno della struttura in cemento armato. In genere quando la struttura in cemento armato è caratterizzata da fenomeni di degrado insorgono ridotte prestazioni strutturali, pertanto diminuisce la capacità della struttura di sviluppare percorsi alternativi di carico.

Lo studio che è stato condotto in questa tesi, consiste nel valutare l'attivazione dei meccanismi degli effetti membranali in un telaio in cemento armato, ottimizzato ai fini della robustezza strutturale, introducendo in esso il principale meccanismo di degrado, cioè la corrosione. Nel successivo capitolo si introducono i principali fenomeni di degrado di una struttura in cemento armato.

3. FENOMENI DI DEGRADO NELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

Fino a non molti anni fa si riteneva che una struttura in cemento armato fosse praticamente inalterabile nel tempo. Infatti la pratica quotidiana ha dimostrato che la realtà è ben diversa in quanto molte strutture in calcestruzzo armato del passato hanno manifestato segni di degrado. Con il termine "degrado" del calcestruzzo, si raggruppano tutti quei segni di decadimento che portano ad una riduzione dei coefficienti di sicurezza iniziali, tale da rendere necessarie opere di risanamento o di adeguamento. Si possono distinguere le cause di degradazione del calcestruzzo in:

- cause dovute all'azione disgregativa degli agenti atmosferici, in particolare nebbie marine o industriali;
- cause dovute ai cambiamenti delle situazioni di esercizio rispetto a quelle previste in fase progettuale, come ad esempio aumenti di sovraccarichi statici o dinamici, urti, incendi e azioni dinamiche.

Indipendentemente dalle cause che lo hanno prodotto, il "degrado" si presenta sotto due forme principali:

- disgregazione superficiale o sostanziale del conglomerato con o senza deformazione o ossidazione delle armature esistenti;
- presenza di stati fessurativi che interessano l'intera sezione della struttura o parte di essa.

Tutti questi aspetti del degrado sono strettamente connessi tra loro. Inoltre l'aspetto fenomenologico del "degrado" delle strutture in cemento armato, inizia dalle deformazioni interne e classifica in due gruppi gli aspetti della degradazione strutturale:

- degradazione e fessurazione del conglomerato cementizio;
- corrosione delle armature.

I due fenomeni sono reciprocamente causativi, cioè le armature sono coinvolte da un solo processo di degrado. Infatti a seguito della corrosione, si generano dei cosiddetti prodotti di corrosione che determinano un effetto distruttivo sul calcestruzzo.

Le diverse cause del degrado del calcestruzzo armato, possono evidenziarsi attraverso i diversi processi che lo hanno determinato:

- chimiche: decalcificazione, espansione da solfati, reazione alcali-silicati, carbonatazione;
- fisiche: gelo/disgelo, ritiro-fessurazione, calore di idratazione;
- elettrochimiche: corrosione;
- eventi naturali: urti, incendi, esplosioni, sismi;
- strutturali: assestamenti, variazioni dei sovraccarichi, cambi di destinazione d'uso.

Al fine di comprendere le cause e le modalità di sviluppo del degrado degli elementi strutturali realizzati in calcestruzzo armato è necessario principalmente analizzare gli aspetti a livello chimico e fisico che caratterizzano il materiale ed i processi che in essi possono aver luogo.

3.1. Degrado del calcestruzzo

Il degrado del calcestruzzo può essere causato da fattori di tipo chimico, fisico, o meccanico che agiscono direttamente sul materiale modificandone le proprietà. Ciò può comportare in certi casi a costituire condizioni favorevoli per la corrosione delle armature, oppure in altri casi è la corrosione, attivata da altri fattori, che provoca il conseguente danneggiamento del calcestruzzo.

Si fornirà di seguito una panoramica sulle principali cause di degrado del calcestruzzo; verranno in particolar modo approfondite quelle relative alla carbonatazione e all'aggressione da cloruri.

3.1.1. Degrado di tipo chimico

3.1.1.1. Decalcificazione

La decalcificazione del cemento armato è dovuta alla presenza di acque piovane dolci o leggermente acide. Ciò produce un aumento della porosità creando condizioni più favorevoli alla penetrazione di agenti aggressivi all'interno della struttura ed una perdita della resistenza a compressione. Il cemento, a contatto con acqua piovana povera di sali, perde calce per idrolisi. A 20 °C la solubilità del $Ca(OH)_2$ è di 1,6 g per litro d'acqua.

Quando in una zona della struttura la concentrazione di idrossido di calcio in soluzione supera il valore della concentrazione in una zona adiacente, la calce migra dalla zona a più alta concentrazione a quella a più bassa concentrazione. Se, come avviene in un calcestruzzo permeabile, si ha un continuo rinnovo dell'acqua, per effetto del dilavamento della pioggia sulle zone esterne, si avrà un flusso continuo di materiale dall'interno verso l'esterno, la cui entità andrà aumentando con l'ampliarsi dei capillari per la progressiva perdita di calce. La perdita di resistenza meccanica, conseguenza dell'aumentata porosità, comporta una diminuzione della resistenza a compressione intorno all'1÷2% per ogni 1% del contenuto originale di calce di idrolisi asportata per dilavamento.

Alla decalcificazione progressiva è imputabile una particolare modalità di fessurazione. Lungo le superfici di strutture armate, con armature di parete esposte a cicli alternati di secco ed umido, si aprono fessure parallele alla direzione delle armature. Per effetto dell'acqua piovana si ha una progressiva perdita di calce, che generalmente viene compensata dal flusso di altra calce proveniente dalle zone più interne. Però la presenza delle armature impedirà al calcestruzzo di muoversi liberamente; si creeranno, pertanto, stati tensionali alternati che indurranno fessurazioni per fatica. Tali lesioni non possono essere prevedibili in sede di progetto, ma possono essere contenute o annullate confezionando e posando in opera un buon calcestruzzo, ricco di cemento, con basso rapporto acqua/cemento, ben costipato e correttamente maturato.

3.1.1.2. Attacco solfatico

Tale degrado può manifestarsi nel calcestruzzo quando quest'ultimo è a contatto con acqua o terreno contenente ioni solfato, che trasportati all'interno della matrice cementizia dall'acqua, indispensabile per il trasporto, reagiscono con l'idrossido di calcio formando gesso. Questo a sua volta va a reagire con gli alluminati di calcio idrati formando ettringite secondaria che aumentando di volume provoca delaminazione, rigonfiamenti, fessurazioni e distacchi. L'ettringite secondaria, a differenza di quella primaria che invece si forma subito e porta benefici al calcestruzzo, si forma dopo molto tempo dal getto, per lo più nella parte corticale del calcestruzzo, creando forti tensioni espansive a causa della rigidezza ormai acquisita dal getto. Particolarmente esposte a tali azioni disgregative sono le strutture in ambiente marino anche se distanti alcuni chilometri dal mare. Infatti il vento trasporta con sé, dal mare verso l'entroterra, goccioline di acqua salata che si depositano sulla superficie del calcestruzzo e successivamente

vengono assorbite per capillarità. I numerosi cicli di imbibizione ed essiccamento nel loro susseguirsi, fanno incrementare progressivamente la concentrazione salina nei pori sino a portarla a valori prossimi a quelli dell'acqua marina ed anche superiori.

L'attacco solfatico si manifesta, quindi, attraverso il rigonfiamento di parti della struttura e conseguentemente avviene un suo indebolimento. La presenza, del cloruro di sodio nei pori, favorisce la corrosione delle armature.

3.1.1.3. Reazione alcali-aggregati

La reazione da alcali-aggregati può creare una forte espansione e un elevato degrado delle strutture in calcestruzzo. Alcuni tipi di aggregati presenti nel calcestruzzo, come quelli che contengono silice reattiva, reagiscono con due alcali, potassio e sodio, contenuti nel cemento, oppure con quelli provenienti dall'ambiente esterno sotto forma di cloruro di sodio. Dalla reazione si formano prodotti espansivi, che determinano forze che disgregano il calcestruzzo attorno all'aggregato, e di conseguenza causano fessurazioni irregolari ed espulsioni localizzate di materiale. La reazione alcali-aggregati è un processo che avviene in maniera eterogenea e lentamente nel tempo in quanto legata alla composizione degli aggregati contenenti silice amorfa. Il prodotto della reazione sono i silicati di sodio e potassio idrati, molto voluminosi. La reazione alcali-aggregati si manifesta quando questa si innesca nella parte corticale del calcestruzzo mostrando sulla sua superficie delle micro o macro fessurazioni. Tale reazione può avvenire quanto il contenuto di alcali è superiore a una certa soglia e quando si ha umidità relativa elevata (80-90%) e inoltre essa è favorita dall'aumento di temperatura. In genere il contenuto di alcali può essere ridotto con aggiunte pozzolaniche o scorie d'altoforno; infatti le aggiunte, formate fondamentalmente da silice amorfa, reagiscono con gli ioni diminuendo la loro concentrazione nel calcestruzzo e quindi abbassando il suo pH.

3.1.2. Degrado di tipo fisico

3.1.2.1. Gelo-disgelo

Il congelamento dell'acqua contenuta nelle cavità di corpi porosi, provoca un aumento di volume capace di esercitare una pressione tale da rigonfiare il materiale e distruggerlo progressivamente con l'alternarsi dei cicli gelo-disgelo. Affinché ciò avvenga, è necessario che all'interno dei corpi porosi il grado di saturazione dell'acqua sia superiore

al 91,7%. Il congelamento avviene in modo graduale dalla superficie verso l'interno, a seguito della bassa conducibilità termica del calcestruzzo e la presenza di ioni che decrementano la temperatura di congelamento. Nei pori di dimensioni maggiori l'acqua ha una temperatura di congelamento maggiore rispetto a quelli più piccoli in cui sono necessarie temperature molto basse affinché appunto solidifichi l'acqua. Pertanto l'azione del gelo si risente principalmente nei pori capillari, che si saturano rapidamente di acqua. Di conseguenza l'effetto del ghiaccio è dannoso solo se è presente acqua allo stato liquido all'interno del calcestruzzo; ciò non vuol dire che debba essere completamente secco ma che il livello di umidità non superi un determinato valore di saturazione critica. S'intende che l'acqua presente all'interno dei pori deve essere al di sotto di tale valore tale che aumentando di volume, in seguito al congelamento, riesca a rimanere all'interno dei pori senza creare tensioni. Se invece l'acqua riempisse tutto o quasi il volume dei pori, ghiacciando andrà a disgregare il calcestruzzo a causa della pressione instaurata.

Uno dei modi possibili per ridurre gli effetti negativi delle basse temperature è limitare le dimensioni della microporosità capillare e favorire la presenza di macropori, con dimensioni comprese tra 100 e 300 μm, mantenendo un basso rapporto acqua/cemento ed un adeguata stagionatura, immettendo nella miscela additivi aeranti ma principalmente utilizzando aggregati non gelivi.

Il fenomeno di gelo e disgelo è particolarmente dannoso quando si verificano contemporaneamente le condizioni di bassa temperatura, di elevata umidità ed assenza di macroporosità; la tipologia di danno risulta essere proporzionale al livello di porosità, al livello di saturazione di umidità, aria inglobata nei pori e numeri di cicli. Tipicamente la presenza degli agenti antigelo, come cloruri di sodio o di calcio, riducono gli effetti diretti dei cicli di gelo e disgelo sul calcestruzzo diminuendo la temperatura di congelamento. Di contro l'elevata concentrazione superficiale di cloruri può portare all'innesco di meccanismi della corrosione.

3.1.2.2. Incendi

Il calcestruzzo ha una bassa conducibilità termica, di conseguenza l'effetto delle alte temperature provocate da un incendio sul calcestruzzo in superficie è rilevante, mentre la parte più interna, comprendendo anche le armature, sono protette dal fuoco. Il calcestruzzo può resistere fino a temperature di 650°C mentre le barre di armatura

possono resistere fino a 500°C. La pasta cementizia, sopra i 300°C subisce un ritiro notevole dovuto all'allontanamento dell'acqua e quindi alla decomposizione dei prodotti di idratazione, invece gli aggregati tendono ad espandersi. Il calcestruzzo è costituito da inerti granulari legati da pasta cementizia.
Le varietà di cemento impiegate per la preparazione di calcestruzzo risultano essere di varia origine; quello più comunemente utilizzato è il cemento Portland. Il comportamento termico di un calcestruzzo confezionato con cemento Portland è caratterizzato da una modesta dilatazione fino a 100 °C per poi progressivamente subire una contrazione fino a 1000 °C e nel conseguente raffreddamento fino a 0°C. Questo è dovuto alla progressiva disidratazione irreversibile con conseguente distruzione della struttura cristallina della malta cementizia. Tra i 450 e i 550°C si ha la decomposizione della portlandite, mentre a 575°C si verifica l'espansione del quarzo presente negli aggregati silicei. Di seguito si ha il distacco del copriferro, con un'improvvisa perdita di resistenza.

Generalmente quando si verificano fenomeni di incendio, la funzione che assume il copriferro è rilevante in quanto rallenta il propagarsi delle alte temperature. Maggiore è lo spessore del copriferro maggiore sarà il tempo in cui le barre di armatura raggiungono la temperatura di 500°C. Gli incendi possono quindi recare molteplici danni al calcestruzzo:

- nonostante le armature siano protette dal copriferro, riscaldandosi sotto l'effetto delle elevate temperature espandono il loro volume, costituendo tensioni nel calcestruzzo fino all'espulsione dello stesso;
- se le armature sono esposte al fuoco, queste espandono molto più velocemente del calcestruzzo in cui sono inserite provocandone l'espulsione e la perdita di aderenza;
- il calcestruzzo, nonostante non arrivi alla temperatura limite di collasso, può perdere le proprie caratteristiche prestazionali nel momento in cui viene repentinamente raffreddato, situazione tipica che si crea quando si eseguono le operazioni di spegnimento dell'incendio. Infatti l'ossido formatosi a causa del calore si trasforma in calce distruggendo il calcestruzzo.
- in corrispondenza della superficie più esposta al fuoco, a causa del calore sviluppatosi, si verifica lo spalling dovuto alla rapida espansione e alcuni aggregati esplodendo potrebbero staccare anche il calcestruzzo adiacente, stesso

risultato che si ha quando l'umidità presente si trasforma repentinamente in vapore acqueo creando piccole esplosioni;

- qualora la struttura in cemento armato risulti essere esposta al fuoco per un tempo prolungato anche le armature raggiungono la temperatura di collasso e perdono la loro resistenza a trazione, causando il cedimento della struttura.

3.1.2.3. Ritiro e fessurazione

Il ritiro si verifica quando il calcestruzzo ancora nella fase plastica cede parte della sua umidità all'ambiente esterno provocando così una contrazione. La fessurazione è connessa alle condizioni in cui viene realizzato il getto. Infatti quando il getto viene eseguito in strutture con la presenza di casseformi l'evaporazione è quasi del tutto trascurabile, mentre in opere in cui il calcestruzzo è direttamente a contatto con l'ambiente si verifica il fenomeno di fessurazione, a causa principalmente della temperatura, della bassa umidità esterna o del forte vento.

Inoltre occorre distinguere tra il ritiro plastico e quello igrometrico. Il primo si verifica quando il calcestruzzo è ancora nella fase di presa, e ciò può portare ad una micro fessurazione superficiale. Il ritiro igrometrico è invece dovuto alla cessione di umidità all'ambiente, nel caso che esso sia caratterizzato da un'umidità relativa bassa lungo tutto l'arco della vita utile. Al fine di non avere problemi derivanti dal ritiro plastico occorre evitare che l'acqua presente nell'impasto evapori troppo velocemente; ciò è possibile attuarlo in vari modi:

- stendendo sul getto un telo impermeabile che impedisce l'evaporazione;
- nebulizzando completamente la superficie nei primi giorni dopo il getto;
- immettendo sul getto ancora fresco un film di prodotto anti-evaporante.

Il ritiro igrometrico si verifica nel calcestruzzo nei primi sei mesi e risulterebbe impossibile pensare di bagnarlo per tutto il tempo, pertanto occorre agire su fattori diversi come ad esempio diminuire il rapporto acqua/cemento.

3.1.2.4. Calore di idratazione

Le reazioni di idratazione sono esotermiche, pertanto il processo di idratazione produce un sensibile sviluppo di calore. Il calore derivante dall'idratazione del C_3S è circa doppio rispetto a quello del C_2S, mentre è massimo quello del C_3A. Di conseguenza il calore di

idratazione del cemento portland può variare da 380 a 500 kJ/kg. Il calore può recare problemi negli elementi di elevato spessore, in quando nel getto si possono verificare differenze di temperatura rilevanti tra la superficie, che scambia calore con l'ambiente e quindi si raffredda, ed il nucleo del getto, che raggiunge invece temperature elevate. La diversa temperatura tra la parte esterna, che tende a contrarsi, e quella interna, che tende ad espandersi, comporta la nascita di sforzi di trazione. La variazione di temperatura massima ΔT si raggiunge dopo alcuni giorni dal getto; se la differenza supera i 20-25°C, la superficie del calcestruzzo si può fessurare.

3.2. Durabilità del calcestruzzo-prescrizioni tecniche

Con il termine di durabilità del calcestruzzo, si intende la capacità di durare nel tempo, resistendo alle azioni aggressive dell'ambiente, agli attacchi chimici, all'abrasione o ad ogni altro processo di degrado che coinvolga oltre alla pasta cementizia anche le eventuali armature metalliche. Pertanto il calcestruzzo deve mantenere nel tempo le proprietà meccaniche e funzionali, nel momento in cui gli agenti aggressivi, presenti nell'ambiente, interagiscono con gli elementi che costituiscono il calcestruzzo. La durabilità è strettamente connessa alla capacità del calcestruzzo di proteggere le armature, poiché quest'ultime in seguito al loro deterioramento che può verificarsi nel tempo, determinano un effetto negativo particolarmente significativo ai vari elementi strutturali che costituiscono l'intera struttura.

La Norma Tecnica per le Costruzioni, NTC 2018, nel paragrafo 11.2.1.1 prescrive i requisiti da soddisfare per garantire la durabilità delle strutture in cemento armato al fine di limitare al minimo possibile gli effetti di deterioramento derivanti dai processi di degrado, esposti nel precedente paragrafo. I parametri di riferimento suggeriti dalla normativa, su cui occorre agire, al fine di garantire la durabilità di una struttura, sono:

- Resistenza meccanica del CLS, Rck.
- Rapporto massimo Acqua/Cemento, A/C.
- Contenuto minimo di cemento, C.
- Valori minimi di copriferro.
- Regole di manutenzione.

Per definire i minimi che dovranno essere soddisfatti, si richiede, innanzitutto di valutare adeguatamente le *condizioni ambientali* del sito in cui verrà costruita la struttura, da questa valutazione viene definita la *classe di esposizione*, per la quale sono definiti i limiti inferiori sotto i quali non si riescono a garantire le condizioni sufficienti per ridurre gli effetti del degrado.

Per la definizione della classe di esposizione e le relative prestazioni richieste, la normativa fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale redatte dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, in particolare fa riferimento alla norma UNI 11104 e UNI EN 206-1.

3.2.1. Classe di esposizione

Definire la classe di esposizione consiste innanzitutto nello scegliere delle condizioni ambientali del sito in cui la struttura sarà costruita ed il livello di aggressività dei vari processi di degrado. Tali aspetti giocano un ruolo fondamentale nel deterioramento di una struttura e di conseguenza si dovranno prescrivere delle prestazioni maggiori o minori in accordo alla definizione dei parametri precedenti. Le norme UNI 11104 e UNI EN 206-1 stabiliscono 6 classi di esposizione e dei criteri di progettazione da seguire per la definizione sia dell'intera struttura che per ogni sua componente. Le classi di esposizioni vengono poi suddivise in sottoclassi al fine di dare informazioni sull'aggressività di detto ambiente. Di seguito si riporta la tabella relativa alle classi di esposizione e delle sottoclassi:

Classe	Descrizione dell'ambiente
X0	**Assenza di rischio di corrosione delle armature o di degrado del calcestruzzo**
XC	**Corrosione delle armature indotta da carbonatazione**
XC1	*Asciutto o permanentemente bagnato*
XC2	*Bagnato, raramente asciutto*
XC3	*Umidità moderata*
XC4	*Ciclicamente asciutto e bagnato*
XD	**Corrosione delle armature indotta da cloruri**
XD1	*Umidità moderata*
XD2	*Bagnato, raramente asciutto*
XD3	*Ciclicamente asciutto e bagnato*
XS	**Corrosione delle armature indotta da cloruri presenti dell'acqua di mare**
XS1	*Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare*
XS2	*Permanentemente sommerso*

XS3	*Zone esposte agli spruzzi oppure alla marea*
XF	**Degrado del CLS provocato da cicli di gelo/disgelo con o senza sali disgelanti**
XF1	*Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante*
XF2	*Moderata saturazione d'acqua in presenza di agente disgelante*
XF3	*Elevata saturazione d'acqua in assenza di agente disgelante*
XF4	*Elevata saturazione d'acqua in presenza di agente antigelo oppure acqua di mare*
XA	**Attacco chimico del CLS**
XA1	*Ambiente chimicamente debolmente aggressivo*
XA2	*Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo*
XA3	*Ambiente chimicamente fortemente aggressivo*

Tabella 3.1: Classe di esposizione

Nella tesi in studio, si tratteranno in dettaglio soltanto le classi di esposizione XC e XD o XS poiché riguardano principalmente la corrosione, e su di esse la normativa definisce i valori minimi per i parametri definiti in precedenza, al fine di assicurare la durabilità della struttura in cemento armato nei confronti del degrado.

Generalmente la determinazione del livello di aggressività dipende dalle condizioni di umidità dell'ambiente. La UNI 11104 precisa che le condizioni di umidità si devono riferire a quelle presenti a livello del copriferro. La Linee Guida inoltre fornisce quattro classi climatiche sulle quale si indicano i valori medi di umidità relativa e le classifica in funzione del tipo di degrado considerato, o della classe di esposizione.

Per la classe di esposizione XC – degrado per carbonatazione, i diversi livelli di umidità si classificano rispetto alle seguenti condizioni:

- Ambiente asciutto o permanentemente bagnato:
  - interni di edifici con umidità relativa bassa;
  - calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superficie all'interno di strutture.
- Ambiente bagnato, raramente asciutto:
  - parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni;
  - calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.
- Ambiente ad umidità moderata:

- calcestruzzo armato ordinario o precompresso, in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.

- Ambiente con cicli di asciutto e bagnato:
  - calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superficie soggette ad alternanza di asciutto ed umido; calcestruzzo
  - a vista in ambienti urbani;
  - superficie a contatto con l'acqua non compresa nella classe XC2

Invece per la classe di esposizione XD – degrado per i cloruri, si definiscono nel seguente modo:

- Ambiente in umidità moderata:
  - calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.
- Ambienti bagnato, raramente asciutto:
  - calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriali contenente cloruri.
- Ambiente con cicli asciutto e bagnato:
  - calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti;
  - calcestruzzo ordinario o precompresso in elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria;
  - Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.

In seguito, si specificano i valori minimi per i parametri attraverso i quali la normativa prevede di controllare il degrado e questi parametri sono stabiliti a seconda della classe e delle rispettive sottoclassi.

3.2.2. Valori limiti raccomandati per la composizione del calcestruzzo

L'obbiettivo è quello di fornire una guida sui valori minimi da rispettare che consenta la progettazione di strutture con caratteristiche opportune ad affrontare le azioni di degrado che possono verificarsi nel tempo; pertanto la normativa definisce i requisiti minimi per i seguenti parametri:

- rapporto A/C;
- classe di resistenza minima del calcestruzzo;
- contenuto minimo di cemento per quanto riguarda la composizione del calcestruzzo.

La seguente tabella riportata dalla norma UNI EN 206 – annesso F, raffigura i valori minimi raccomandati per le diverse classi e sottoclassi di esposizione

	Classi di esposizione																	
	Nessun rischio di corrosione o attacco	Corrosione indotta da carbonatazione				Corrosione indotta da cloruri						Attacco da gelo/disgelo				Ambienti chimici aggressivi		
						Acqua di mare			Cloruri diversi dall'acqua di mare									
	X0	XC 1	XC 2	XC 3	XC 4	XS 1	XS 2	XS 3	XD 1	XD 2	XD 3	XF 1	XF 2	XF 3	XF 4	XA 1	XA 2	XA 3
Massimo w/c	–	0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,45	0,55	0,55	0,45	0,55	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45
Classe di resistenza minima	C12/15	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C35/45	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45
Contenuto minimo di cemento[c] (kg/m^3)	–	260	280	280	300	300	320	340	300	300	320	300	300	320	340	300	320	360
Contenuto minimo di aria (%)	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	4,0[a]	4,0[a]	4,0[a]	–	–	–
Altri requisiti	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	Aggregati in conformità alla EN 12620 con sufficiente resistenza al gelo/disgelo				–	Cemento resistente ai solfati[b]	

a) Quando il calcestruzzo non contiene aria inglobata, si dovrebbe sottoporre a prova la prestazione del calcestruzzo secondo un metodo di prova appropriato rispetto a un calcestruzzo di cui è stata dimostrata la resistenza al gelo/disgelo per la classe di esposizione pertinente.
b) Quando i solfati nell'ambiente comportano classi di esposizione XA2 e XA3, è essenziale utilizzare cemento resistente ai solfati conforme alla EN 197-1 o alle norme nazionali complementari.
c) Quando si applica il concetto del valore k il rapporto massimo w/c e il contenuto minimo di cemento si modificano in conformità al punto 5.2.5.2.

Tabella 3.2: Valori minimi parametri (UNI EN 206)

Per quanto riguarda lo spessore minimo di copriferro ($C_{min,dur}$) si fa riferimento alle specifiche date dall'UNI EN 10080. Di seguito si riporta la tabella relativa al copriferro minimo in funzione della classe di esposizione:

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Tabella 3.3: Copriferro minimo per classi di esposizione (UNI EN 206)

La tabella precedente, oltre ad essere funzione della classe di esposizione, è funzione della classe strutturale, la quale viene assegnata a seconda della vita nominale per la quale si progetta l'opera. Generalmente, le strutture ordinarie si progettano per una vita nominale di 50 anni e presentano classe strutturale S4; invece, le strutture strategiche, progettate per 100 anni di vita nominale rientrano nella classe strutturale S5.

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva relativa alle sottoclassi di esposizione ambientale di nostro interesse:

Sotto classe	Ambiente	Esempi	Max a/c	Res. Min.	Cem. Min (kg/m3)
XC1	Asciutto	Interni	0.60	C (25/30)	300
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Strutture idrauliche Fondazioni e strutture interrate	0.60	C (25/30)	300
XC3	Moderatamente umido	Interni di edifici con umidità relativa moderata/alta Strutture esterne protette dal contatto diretto con la pioggia	0.55	C (28/35)	320
XC4	Ciclicamente a-sciutto e bagnato	Strutture esterne esposte all'acqua piovana	0.50	C (32/40)	340

Sotto classe	Ambiente	Esempi	Max a/c	Res. Min.	Cem. Min(kg/m3)
XD1	Umidità moderata	Strutture esposte a spruzzi con cloruri	0.55	C (28/35)	320
XD2	Bagnato, raramen-te asciutto	Elementi permanentemente immersi in acque con cloruri Piscine, elementi di capannoni indu-striali	0.50	C (32/40)	340
XD3	Ciclicamente asciutto e bagnato	Elementi direttamente o indirettamente esposti ai sali disgelanti Elementi con una faccia immersa e l'altra esposta all'aria Ponti, pavimentazioni e parcheggi	0.45	C (35/45)	360
XS1	Aerosol marino	Strutture site sulla costa o in prossimità	0.50	C (32/40)	340
XS2	Sempre sommerso	Elementi permanentemente immersi in acqua marina	0.45	C (35/45)	360
XS3	Zone esposte agli spruzzi o ciclica-mente asciutte e bagnate (maree)	Elementi direttamente esposti alla battigia Zone soggette agli spruzzi e alle onde Moli, banchine e piazzali portuali, ba-cini di carenaggio, etc.	0.45	C (35/45)	360

Tabella 3.4: Sottoclassi di esposizione ambientale UNI 11104

3.3. Corrosione delle barre di armatura

La corrosione delle armature è il processo di degrado più importante ai fini della durabilità di una struttura in calcestruzzo armato, ed esso può portare a una riduzione del livello di sicurezza strutturale e, nella maggior parte dei casi, a un crollo strutturale. Esistono diversi metodi che permettono di dare una misura di resistenza strutturale necessaria per valutare l'attacco di carbonatazione in funzione della diversa condizione di esposizione a cui è soggetto l'edificio. Nella maggior parte dei casi gli edifici esistenti a un certo punto durante la loro vita utile soffrono di questi fenomeni di degrado. Questo meccanismo di degrado porta a una perdita di sicurezza nelle strutture. Mantenere la sicurezza, la praticabilità degli edifici esistenti e distribuire le risorse in modo migliore al fine di

garantire lo stabilimento del corretto livello di sicurezza sono delle sfide significative per i vari Paesi. Pertanto è molto importante, nel rafforzamento delle strutture in cemento armato, prevedere una corretta manutenzione nel tempo per prolungare la durata dell'edificio, ma soprattutto per evitare meccanismi di degrado, come la corrosione, che recano danni eccessivi alla struttura. Infatti, durante la loro vita utile, le strutture sono soggette a carichi di manutenzione e si sviluppano percorsi di carico che hanno l'obbiettivo di portare i carichi applicati in corrispondenza della base dell'edificio, cioè alle fondazioni. Il percorso dei carichi segue il progetto strutturale che è stato adottato. Qualora la struttura risulta essere danneggiata, i percorsi di carico cambiano, cioè i carichi vengono portati alle fondazioni in modo diverso; si instaura un alternativo percorso dei carichi nella struttura. Lo sviluppo di questo percorso di carico alternativo è possibile solo se gli elementi portanti sono in grado di resistere al sovraccarico a cui sono sottoposti. La condizione di danno eccessivo o la rimozione di elementi portanti in condizioni danneggiate può portare a collassi sproporzionati parziali o totali di una struttura.

Nel campo della robustezza strutturale è significativa la capacità di sviluppare percorsi alternativi di carico, ma prima ancora la capacità di resistere al carico applicato. Le strutture che sono già danneggiate da alcuni processi di degrado non possono soddisfare né i requisiti di sicurezza nelle condizioni di servizio né eventi eccezionali quali impatti sui veicoli, errori umani o attacchi terroristici. Diventa quindi importante la valutazione della massima capacità portante del telaio in cemento armato in tali condizioni.

Figura 3.1: Distacco copriferro dopo la corrosione delle armature

3.3.1. Aspetti generali

Nelle strutture in cemento armato, in condizioni normali, l'alcalinità del calcestruzzo consente alle barre di armatura di essere protette da un film passivo, che impedisce l'inizio

della corrosione, ma l'interazione con l'anidride carbonica nell'atmosfera, cioè il processo di carbonatazione e la penetrazione di cloruri, può creare le condizioni per l'avvio e la propagazione del fenomeno di corrosione. In effetti, sia gli attacchi di carbonatazione che quelli di cloruro dissolvono il film passivo che protegge il rinforzo e in presenza di ossigeno e acqua, l'acciaio si arrugginisce.

La principale conseguenza dell'attacco di corrosione è la riduzione della sezione trasversale delle barre di rinforzo, in modo omogeneo nel caso di attacco di carbonatazione e in modo localizzato nel caso di attacco di cloruri. La corrosione dell'acciaio porta anche a una riduzione delle proprietà meccaniche delle barre interessate, come duttilità, resistenza allo snervamento e resistenza ultima. Inoltre, gli aumenti di volume dei prodotti di corrosione (ossidi) possono causare la rottura del calcestruzzo che circonda le barre danneggiate e, eventualmente, la rottura del copriferro in calcestruzzo, con conseguente riduzione della sezione di calcestruzzo. Alla fine, può verificarsi la perdita di interazione composita tra barre di acciaio e calcestruzzo circostante, a causa dell'indebolimento del confinamento della barra prodotto sia dal cracking del calcestruzzo sia dalla riduzione dell'area del rinforzo trasversale. Inoltre, gli aumenti di volume dei prodotti di corrosione possono causare la rottura del calcestruzzo che circonda le barre danneggiate e, eventualmente, la rottura della copertura in calcestruzzo, con conseguente riduzione della sezione del calcestruzzo.

In questo capitolo, dopo una breve introduzione sugli aspetti elettrochimici della corrosione dell'acciaio e dei meccanismi di corrosione, viene proposta una revisione della letteratura sugli effetti globali e locali della corrosione. In dettaglio, sono riassunte le conseguenze dell'attacco di corrosione su barre di acciaio, sul materiale in calcestruzzo e sulle interazioni tra barre di acciaio e calcestruzzo. In questo modo gli effetti più importanti che dovrebbero essere simulati nelle analisi numeriche sono sottolineati e considerati per lo sviluppo di una procedura globale che consenta di valutare strutture in cemento armato soggette alla corrosione.

3.3.2. Considerazioni elettrochimiche sulla corrosione dell'acciaio

È stato ormai da tempo assodato che la corrosione dell'acciaio delle armature avviene mediante un processo elettrochimico. L'anodo ed il catodo sono forniti dalla stessa armatura. Infatti lungo una stessa barra le zone rivestite di ossidi fungono da catodo,

mentre la soluzione elettrolitica è formata dall'acqua assorbita per capillarità e da un sale solubile. Il processo avviene con costante sottrazione di materiale dall'anodo e deposito di idrato ferrico $FeO_3 \cdot nH_2O$, chiamata comunemente ruggine. Poiché la ruggine occupa un volume maggiore dell'acciaio originario, si ha quindi fessurazione del calcestruzzo e esposizione di nuovi tratti di armatura, con conseguenti fenomeni di *spalling*. L'acqua contenuta nei pori del calcestruzzo, per la presenza di idrossidi di calcio, sodio, potassio, prodotti della idratazione del cemento di impasto, presenta un pH=12,5÷13. Questa alcalinità, determina una naturale passivazione delle armature. Quando il pH, per effetto della *carbonatazione* del calcestruzzo (provocata dalla reazione tra l'anidride carbonica CO_2 presente nell'atmosfera ed i compositi alcalini presenti nei pori del calcestruzzo NaOH, KOH e con la portlandite $Ca(OH)_2$) si abbassa sotto il valore 9, l'ossigeno presente nell'estratto acquoso dei pori del calcestruzzo, a contatto con le armature induce corrosione.

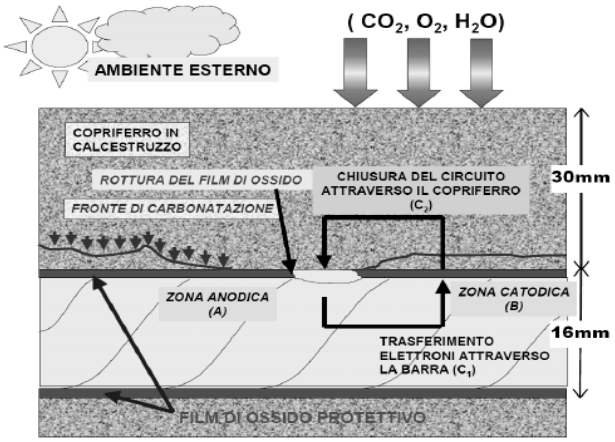


Figura 3.2: Rappresentazione del processo di corrosione dovuto alla carbonatazione

La corrosione può essere indotta anche per azione di sostanze aggressive, come i cloruri, presenti nel calcestruzzo in quanto trasportati dall'ambiente esterno. Tali sostanze, in presenza di acqua ed ossigeno, intaccano gli ossidi protettivi presenti sulle armature, anche in calcestruzzi non carbonati, *pitting*, creando quindi una zona anodica da dove si sviluppa il processo elettrochimico della corrosione. Indipendentemente dal meccanismo innescante, il processo evolve secondo le seguenti fasi:

- l'acciaio si ossida all'anodo formando ioni Fe^{++};
- al catodo una sostanza riducente dà luogo alle reazioni catodiche;
- la soluzione elettrolitica, costituita da acqua con sali disciolti, favorisce il movimento degli ioni dal catodo all'anodo.

I fattori fondamentali per la corrosione delle armature sono: la ridotta alcalinità del calcestruzzo, con pH=9, che distrugge l'effetto passivante degli ossidi di ferro stabili, la presenza dell'acqua e soprattutto dell'ossigeno senza i quali il processo non potrebbe aver luogo. Difatti a parità di altre condizioni, la velocità del processo corrosivo dipende dalla quantità di ossigeno presente e si arresta quando questo viene a mancare. È da sottolineare che, nel caso in cui vi siano riduzioni apprezzabili della sezione dei ferri d'armatura per corrosione, si ha anche una ricottura del materiale residuo, e le sue caratteristiche meccaniche tendono a ridursi col tempo in modo apprezzabile.

3.3.3. Meccanismi di degrado della corrosione

La corrosione è il meccanismo di degrado a cui viene sottoposto l'acciaio in ambienti tipicamente umidi. Tale processo influisce sulla superficie dell'acciaio, per questo motivo può essere evitato adottando i vari metodi di protezione disponibili in letteratura, come ad esempio l'uso di un metallo resistente alla corrosione, rivestimenti protettivi, misure ambientali o rivestimenti sacrificali. Alcuni materiali metallici sono in grado di coprire la loro superficie con uno strato protettivo e questo comportamento è noto come comportamento passivo. Nel caso dell'acciaio, esso si comporta come un metallo passivo se si trova in un ambiente basico, in presenza di ossigeno ed è ricoperto da un sottile strato di ossido, chiamato film passivo, il cui spessore è di pochi strati molecolari, che impedisce la dissoluzione degli atomi di metallo e di conseguenza il suo tasso di corrosione è praticamente nullo. Questo film passivo non evita effettivamente la corrosione ma riduce il tasso di corrosione a un livello insignificante, anche in presenza di ossigeno e umidità. Generalmente in condizioni normali l'ambiente del calcestruzzo è alcalino, pH intorno a 12÷13, grazie alla soluzione alcalina contenuta nei pori della pasta di cemento. Di fatto le barre di armature utilizzate nella struttura in calcestruzzo sono quindi protette dall'ambiente esterno da uno strato di calcestruzzo chiamato copriferro, ma anche dal fatto che il calcestruzzo crea un ambiente basico attorno al rinforzo in acciaio, con un pH pari a più o meno 13÷14.

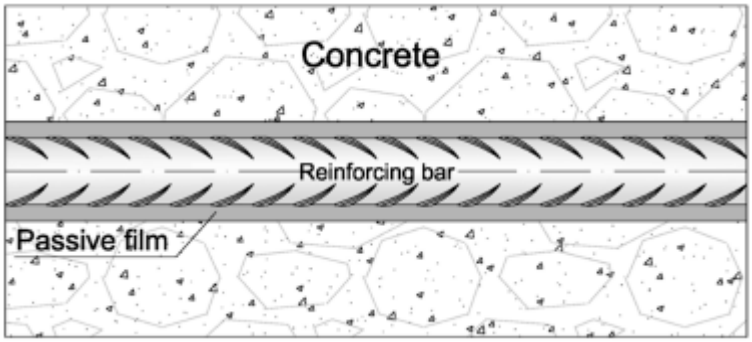


Figura 3.3: Film passivo su barra di rinforzo in calcestruzzo alcalino

Tuttavia, può accadere in un ambiente molto aggressivo e con cemento poroso, che l'acqua penetri all'interno del copriferro del calcestruzzo avviando il cosiddetto processo di *carbonatazione*. Esso consiste nella neutralizzazione dell'alcalinità del calcestruzzo da parte dell'anidride carbonica proveniente dall'ambiente esterno. Infatti, se il valore del pH scende a 12 o meno, il film di ossido viene danneggiato e può iniziare la corrosione. Il processo inizia quando la sua velocità raggiunge un valore in cui la corrosione non risulta più trascurabile. Il tasso di corrosione dipende da diversi parametri, tra i quali i più importanti sono ossigeno e umidità. Analogamente, il film di passività presente nel copriferro di calcestruzzo può danneggiarsi in seguito alla presenza di una elevata concentrazione di ioni cloruro nell'atmosfera, cioè quando questo raggiunge il valore critico, iniziando cosi la corrosione localizzata denominata *pitting* e il tasso di corrosione dà l'evoluzione nel tempo del fenomeno.

Riepilogando quindi, la corrosione dell'armatura inizia quando:

- il fronte di carbonatazione raggiunge la profondità a cui sono poste le armature;
- la concentrazione di cloruri in prossimità della barra raggiunge un valore limite di concentrazione.

La riduzione del pH induce la dissoluzione completa del film e quindi genera una corrosione di tipo uniforme, mentre gli ioni depassivanti danno luogo a una corrosione di tipo localizzato.

In letteratura scientifica, quindi i due principali meccanismi di corrosione sono distinti in:

- ***Carbonatazione***, il quale è un processo di degrado che induce alla corrosione uniforme delle barre di armatura;
- ***Pitting***, che è un processo di corrosione localizzata alle barre di armatura.

3.3.3.1. Carbonatazione

La carbonatazione del calcestruzzo è dovuta alla presenza simultanea di anidride carbonica CO_2, acqua H_2O presenti nell'atmosfera, che reagiscono con composti alcalini presenti nei pori di calcestruzzo NaOH e KOH e con la portlandite $Ca(OH)_2$. L'anidride carbonica neutralizza la proprietà alcalina del calcestruzzo modificando il valore del pH da 13 a 9. Ciò non consente la formazione del film di passività sulle barre di armatura (si può creare solo quando il pH è superiore a 11,5). La carbonatazione è un processo di corrosione uniforme.

A partire dal legame tra la profondità di carbonatazione e la depassivazione delle armature, e di conseguenza l'innesco della corrosione, è di grande rilevanza prevedere lo stato di avanzamento del fronte di carbonatazione nel tempo. Nello specifico occorre conoscere il tempo che impiega il fronte per raggiungere l'armatura attraverso il copriferro. A tal fine, sono stati analizzati diversi modelli per individuare l'evoluzione del fenomeno di carbonatazione.

Come evidente dalla figura sottostante, il processo di carbonatazione inizia in corrispondenza della superficie del calcestruzzo, per poi estendersi alle parti più interne. Infatti la CO_2 e H_2O iniziano a entrare nei pori del calcestruzzo seguendo la legge dipendente dal tempo $s = K \cdot \sqrt{t}$. Qualora i pori del calcestruzzo sono pieni d'acqua, la velocità di carbonatazione diminuisce poiché l'anidride carbonica si diffonde molto lentamente nell'acqua. Generalmente affinché il processo di carbonatazione inizi è necessario avere un certo tasso di umidità, che va dal 50% all'80%.

Nei paragrafi successivi, si descriveranno in dettaglio tutti i parametri che entrano in gioco e i modelli utilizzati al fine di individuare il tempo di innesco della corrosione a causa della carbonatazione.

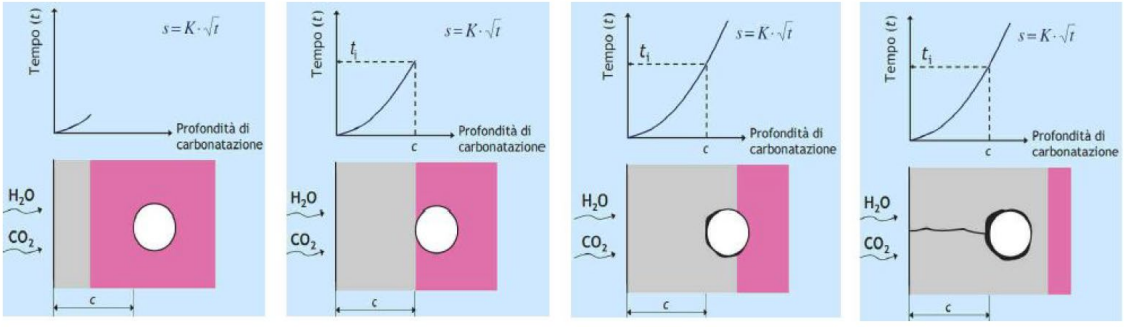


Figura 3.4: Evoluzione processo carbonatazione

3.3.3.2. Pitting

Il pitting è il processo di corrosione più pericoloso che può innescarsi. Il tempo necessario affinché il tenore dei cloruri presenti sulla superficie delle armature raggiunga il valore critico e vi sia l'inizio della corrosione, dipende dalla loro concentrazione sulla superficie esterna del calcestruzzo, dallo spessore di copriferro, dalle caratteristiche della matrice cementizia, dalla presenza di fessure e dal tenore critico di cloruri. Il processo di corrosione inizia quando il contenuto di ioni cloruro presenti in corrispondenza della superficie del calcestruzzo raggiunge il contenuto critico pari al 0,4 ÷ 1,0 del peso di cemento. Durante lo sviluppo di questo fenomeno, la corrosione risulta localizzata e si creano delle cavità in corrispondenza dell'armatura, che corrispondono a una diminuzione dell'area della sezione trasversale dell'armatura in un punto localizzato. Tipicamente ioni cloruri derivanti dai sali o dall'esposizione marina, vengono trasportati nel calcestruzzo in soluzione acquosa. Essi infatti attaccano e rompono lo strato passivante del calcestruzzo alcalino raggiungendo così la superficie dell'acciaio, accelerando il processo di corrosione dell'acciaio, che evolve seguendo lo sviluppo mostrato nella seguente figura.

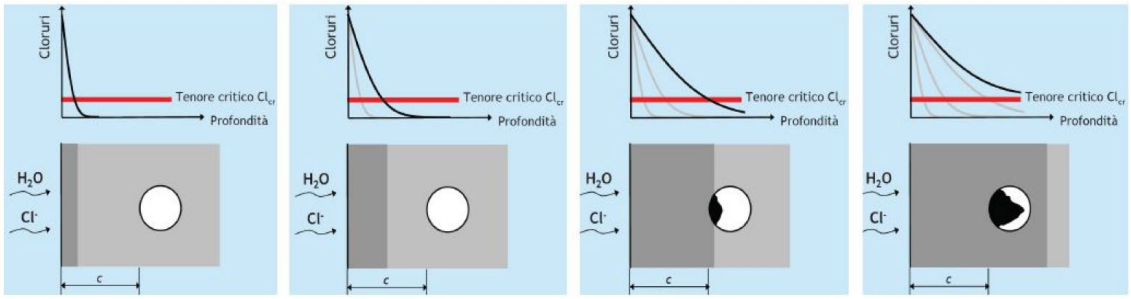


Figura 3.5: processo di evoluzione del pitting

Inoltre la penetrazione dei cloruri in un elemento in calcestruzzo armato può essere espressa in funzione della geometria, della posizione, dell'ambiente e della composizione del calcestruzzo. L'esperienza mostra che nonostante ci sia la concomitanza di diversi meccanismi di penetrazione, è possibile stimare con buona approssimazione i profili di concentrazione dei cloruri nel tempo mediante l'utilizzo della legge di Fick.

3.3.3.3. Considerazioni generali sui meccanismi di degrado

Il danneggiamento del film protettivo è il presupposto necessario affinché si verifichi la corrosione. Infatti solo dal momento in cui il film protettivo è stato distrutto, può avere inizio il processo di corrosione, ma come anche detto in precedenza, quest'ultimo si

verifica solo nel caso in cui ci sia la presenza di acqua e ossigeno in corrispondenza della superficie dell'armatura. La depassivazione si verifica solo nelle armature raggiunte dal fronte di carbonatazione o dal contenuto critico di cloruro, dunque è possibile che la corrosione influisca solo su una parte della struttura o su una parte dell'elemento strutturale. Tale circostanza può portare alla formazione di coppie di forze tra le barre di rinforzo corrose e le barre rimanenti ancora in condizioni passive ma elettricamente collegate alle precedenti dalle staffe. In situazioni particolari, la formazione di questa coppia di forze può incrementare la velocità con cui viene prodotto l'attacco sulle barre di armatura, che si stanno già corrodendo.

Di conseguenza, nel processo di corrosione delle strutture in cemento armato è possibile riconoscere due macro-fasi:

- **Periodo di innesco:** questa fase si verifica quando la carbonatazione raggiunge le barre di armatura oppure la concentrazione di cloruri supera il valore critico, dunque l'armatura è depassivata e il film protettivo viene distrutto uniformemente o localmente;
- **Periodo di propagazione:** durante questa seconda fase, le barre di armatura sono direttamente influenzate dal processo di corrosione e l'area della sezione trasversale è ridotta. Inoltre i prodotti di corrosione si accumulano attorno alle barre di rinforzo e ciò può portare alla rottura delle stesse e alla rottura del copriferro del calcestruzzo, cioè spalling.

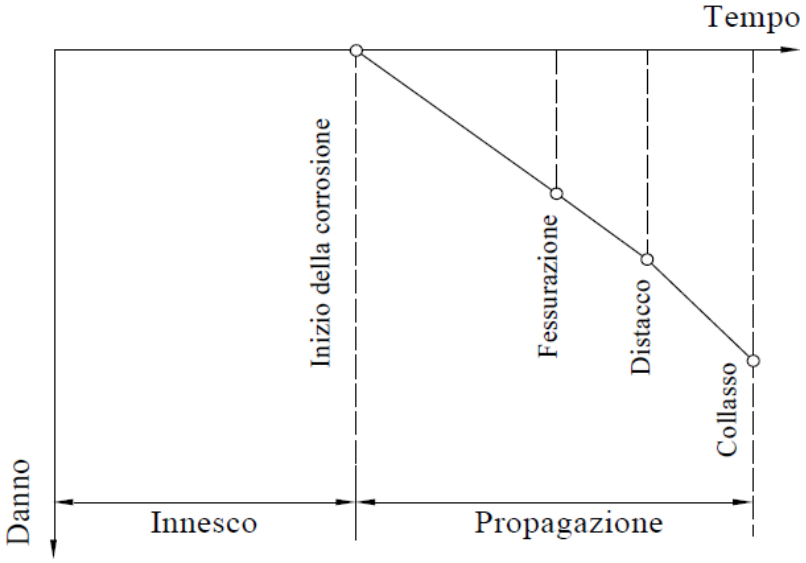


Figura 3.6: Evoluzione qualitativa del degrado nel tempo: fase di innesco e di propagazione (da Gjorv, 2009)

Secondo l'impostazione tradizionale di Tuutti (1982), è possibile definire l'evoluzione del degrado strutturale come illustrato qualitativamente nella precedente figura: alla fase di innesco, in cui si creano le condizioni per danneggiare il film di passività sulla superficie delle barre di armatura, segue una fase di propagazione dell'attacco che nel tempo porterà, oltre alla progressiva riduzione della sezione resistente delle barre, alla fessurazione ed al distacco del calcestruzzo di copriferro ed infine al collasso della struttura. È chiaro come un'impostazione di questo tipo non permetta di analizzare l'effettiva evoluzione della struttura nel tempo e la sua capacità di resistere alle sollecitazioni esterne. Infatti ad esempio una riduzione della sezione delle barre di armatura può portare ad una diminuzione del momento resistente tale da causare il collasso anche prima che avvenga il distacco del copriferro, soprattutto nel caso di corrosione per pitting. In realtà non è corretto considerare che la vita utile della struttura termini nel momento in cui sulla superficie delle barre di armatura si creano le condizioni per l'inizio della corrosione, cioè quando i cloruri o il fronte di carbonatazione hanno oltrepassato il copriferro. È di grande rilevanza non tanto prevedere il momento in cui si verifica una certa condizione di danno dovuta agli effetti del processo corrosivo, ma studiare come questi diversi effetti incidano sul comportamento strutturale e sulle capacità portanti dei diversi elementi strutturali. Infatti, nelle strutture in cemento armato solitamente ci si accorge del degrado per corrosione quando questa è già iniziata. In questi casi occorre individuare gli eventuali interventi di manutenzione necessari, ma soprattutto occorre capire se la struttura è ancora in grado di resistere alle sollecitazioni per cui era stata progettata oppure la corrosione ne ha compromesso la sicurezza strutturale.

Il processo di evoluzione della corrosione è caratterizzato da diversi parametri che possono essere associati alle fasi di progettazione ed esecuzione; infatti ad esempio i cloruri possono derivare dalla fase di confezionamento del calcestruzzo, oppure possono essere correlati alle condizioni ambientali.

Si definisce il periodo di innesco t_i e il periodo di propagazione t_p. La somma dei due periodi definisce la vita nominale dell'elemento in calcestruzzo in questione. Il periodo di innesco dipende da diversi parametri tra i quali la profondità del copriferro, il rapporto acqua-cemento w/c, il regime di curing, il tipo di cemento e la temperatura ambientale. Invece il periodo di propagazione dipende dalla disponibilità di ossigeno O_2, di acqua H_2O e dalla concentrazione di ioni di anidride carbonica OH^-. Occorre sottolineare che il

meccanismo di corrosione interessa solo l'acciaio di rinforzo e quando la corrosione inizia sulla superficie della barra, la ruggine e gli altri prodotti di corrosione si depositano attorno ad esso. Di conseguenza, il volume occupato dalla barra e dai prodotti di corrosione aumenta, creando una spinta sul calcestruzzo circostante. Tale spinta può generare fessurazione, rottura del calcestruzzo e nel caso in cui il processo di corrosione continua, l'eventuale collasso dell'intera struttura.

In generale tutte le strutture in cemento armato possono essere distinte in due categorie:

- strutture in cemento armato che si trovano in corrispondenza del periodo di innesco;
- strutture in cemento armato che si trovano in corrispondenza del periodo di propagazione.

Diventa pertanto molto importante la valutazione del fenomeno della corrosione nel tempo, nonché i suoi effetti sui materiali e sulle proprietà strutturali. Al fine di modellare la corrosione come un meccanismo dipendente dal tempo, la sua evoluzione e i suoi effetti sulle proprietà dei materiali sono definiti con leggi dipendenti dal tempo.

Il tempo di innesco della corrosione t_i, viene determinato con l'equazione di diffusione di Fick sia per quanto riguarda il processo di carbonatazione che per quando riguarda il pitting, e i diversi modelli disponibili in letteratura vengono utilizzati al fine di definire i vari parametri relativi alla corrosione, come ad esempio il tasso di corrosione i_{corr}, la perdita della sezione trasversale dell'acciaio dovuta al pitting A_{pitt}, e dovuta alla corrosione uniforme A_{unif}, perdita di duttilità dell'acciaio $\varepsilon_{su,rid}$ e perdita di resistenza a compressione del calcestruzzo del copriferro $f_{c,rid}$. Nei seguenti paragrafi saranno descritti tutti i modelli matematici e le formulazioni analitiche necessari per determinare tutti i parametri di input relativi al processo di corrosione. Inoltre nella seguente analisi al fine di analizzare un ambiente aggressivo, si assumono le esposizioni ambientali di classe XC3, XD1 o XS, che sono definite nel Model Code 2010 come un ambiente aggressivo in cui la corrosione è indotta, nel primo caso dalla carbonatazione e nel secondo caso dai cloruri. Si adotta un rapporto acqua-cemento pari a 0,5. Da questi presupposti derivano gli input di corrosione definiti nel progetto DuraCrete.

3.3.4. Effetti della corrosione sulle proprietà dei materiali

I principali effetti della corrosione che riguardano il calcestruzzo e l'acciaio sono:

- riduzione dell'area della sezione trasversale delle barre di armatura, con conseguente diminuzione della capacità portante;
- riduzione di duttilità dell'acciaio delle barre di armature;
- riduzione o totale perdita della resistenza del calcestruzzo del copriferro a causa dell'espansione dei prodotti di corrosione; tale fenomeno produce ossidi che occupano un volume pari a 4-5 volte quello iniziale, con conseguente formazione di fessure nel calcestruzzo (splitting cracks), delaminazione e espulsione del copriferro del calcestruzzo (spalling);
- riduzione della forza di legame (bond strenght) tra acciaio e calcestruzzo circostante alla stessa barra di armatura, con conseguente riduzione delle tensioni di aderenza tra i due materiali;
- diminuzione della capacità di confinamento delle staffe e dunque maggiore rischio di instabilità delle armature principali.

Il meccanismo di degrado relativo alla corrosione influisce su tutte le proprietà dei materiali coinvolti, ciò provoca una riduzione significativa della sicurezza strutturale. Di conseguenza diventa fondamentale valutare, in una struttura in cemento armato, la capacità di resistere a diversi livelli di corrosione e sviluppare percorsi di carico alternativi in condizioni di corrosione differenti.

Sul telaio in cemento armato analizzato, gli effetti della corrosione sono studiati con un'analisi in direzione longitudinale delle barre di armatura presenti negli elementi strutturali. Inoltre si è considerata la simulazione della corrosione indotta dalla presenza dei cloruri, e per questa si è tenuto in conto una lunghezza di attacco di 15 cm per tutti gli elementi strutturali all'estremità vicino al giunto trave-colonna. Tutte le analisi sono state eseguite con il software Atena 2D, modellando, nel telaio in cemento armato in studio, la corrosione indotta dai cloruri. Per simulare gli effetti della corrosione attraverso la riduzione della sezione trasversale delle barre di armatura e delle proprietà dei materiali, le sezioni in cui si presume la corrosione (uniforme o localizzata) sono modellate considerando l'evoluzione delle proprietà nel tempo durante la vita utile dell'edificio. Conformemente a quando prescritto dall'Eurocodice 0, l'edificio in studio essendo

adibito ad uso residenziale ha una vita nominale di progetto di 50 anni. Dunque da un punto di vista operativo, mediante il file excel realizzato, contenente tutti i parametri di input necessari per la modellazione della corrosione, sono stati fatti variare tutti i parametri in funzione del tempo durante la vita nominale di progetto della struttura, determinando così l'evoluzione degli effetti della corrosione nel tempo nella struttura in studio. Tutti i modelli utilizzati per definire la riduzione delle proprietà dei materiali e i risultati ottenuti nei differenti istanti di tempo saranno illustrati nei successivi paragrafi. Di seguito si riporta la tabella dell'Eurocodice 0, indicante la vita nominale degli edifici in funzione della loro destinazione d'uso:

Design working life category	Indicative design working life (years)	Examples
1	10	Temporary structures (1)
2	10 to 25	Replaceable structural parts, e.g. gantry girders, bearings
3	15 to 30	Agricultural and similar structures
4	50	Building structures and other common structures
5	100	Monumental building structures, bridges, and other civil engineering structures
(1) Structures or parts of structures that can be dismantled with a view to being re-used should not be considered as temporary.		

Tabella 3.5: Vita nominale di progetto (EN 1990:2002)

3.3.4.1. Tempo di innesco della corrosione indotta dalla carbonatazione del calcestruzzo

Un primo modello analizzato, è stato quello relativo alla legge di Fick, in cui la CO_2 e H_2O penetrano nei pori del calcestruzzo secondo la seguente legge dipendente dal tempo

$$s = K \cdot t^{1/n} \qquad (3.1)$$

in cui *s* rappresenta la profondità di carbonatazione espressa in mm, *t* il tempo in anni, *n* vale tipicamente 2 per calcestruzzi porosi mentre è maggiore per calcestruzzi compatti; la costante *K* rappresenta il coefficiente di carbonatazione espresso in [mm/anno$^{1/n}$], dipende dall'umidità relativa, dalla concentrazione di CO_2 e dalla temperatura.

Secondo questa relazione la velocità di penetrazione diminuisce nel tempo. Se i pori del calcestruzzo sono pieni d'acqua, la velocità di carbonatazione diminuisce perché l'anidride carbonica si diffonde molto lentamente nell'acqua, anche se la carbonatazione richiede della presenza di acqua per iniziare il processo; dunque quando il calcestruzzo è completamente saturo d'acqua, la velocità di diffusione dell'anidride carbonica è nulla,

mentre è massima quando i pori del calcestruzzo sono riempiti d'aria con presenza di umidità non inferiore al 40%, per umidità relative inferiori i pori sono quasi secchi e pertanto non si verificano le condizioni necessarie per la reazione. Inoltre viene definito un intervallo di umidità, che va dal 50% all'80%, all'interno del quale si ha una maggiore probabilità di verificarsi il processo carbonatazione, come è evidente dalla seguente figura.

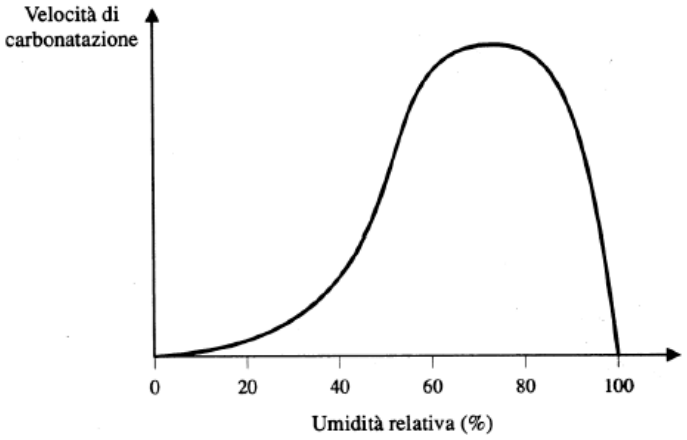


Figura 3.7: Andamento della velocità di carbonatazione in funzione dell'umidità relativa del calcestruzzo, in assenza di pioggia (Bartolini, 2006)

Considerando strutture reali esposte all'atmosfera e riparate dalla pioggia, sperimentalmente si sono ottenuti valori di K che variano da 2 a 15 mm/anno$^{1/2}$:

- $2 < K < 6$ per calcestruzzi compatti con contenuto di cemento superiore a 350 kg/m^3;
- $6 < K < 9$ per calcestruzzi di media compattezza;
- $K > 9$ per calcestruzzi porosi con contenuto di cemento inferiore a 250 kg/m^3

Effettuare una previsione esatta sul coefficiente K è difficile, ma come risulta evidente dalla seguente figura, con K< 2,8 non si superano i 20 mm di profondità di carbonatazione dopo 50 anni, mentre con K=7 si superano i 50 mm dopo 50 anni.

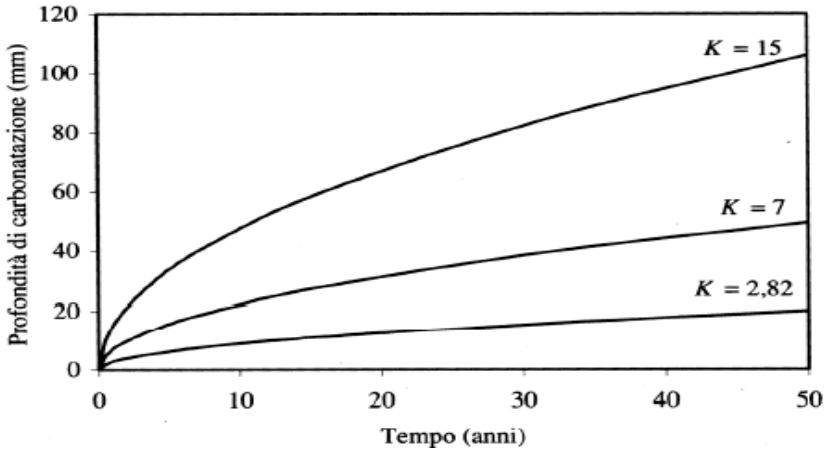


Figura 3.8: Profondità di carbonatazione nel tempo (Bartolini, 2006)

Con la formula di Fick non si tiene conto dell'effetto che l'ambiente esterno ha sulla profondità di carbonatazione. Pertanto, per la valutazione dell'evoluzione del fenomeno di carbonatazione, sono state analizzate altre formulazioni presenti in letteratura scientifica, tra le quali la formulazione del *fib MC2010.* Il MC2010 esprime la profondità di carbonatazione come:

$$x(t) = \sqrt{2 \cdot k_e \cdot k_c \cdot \left(k_t \cdot R_{Acc,0}^{-1} + \varepsilon_t\right) \cdot C_s} \cdot \sqrt{t} \cdot W(t) \qquad (3.2)$$

L'armatura non si troverà più in un ambiente protetto, cioè nella condizione di depassivazione, quando la profondità di carbonatazione eguaglia il copriferro. È possibile esprimere la sicurezza alla depassivazione attraverso la seguente equazione:

$$g\left(a, x(t)\right) = C - x(t) \qquad (3.3)$$

Se l'equazione risulta inferiore a 0, in un approccio deterministico, si ha la depassivazione. In un approccio probabilistico vanno invece formulate le distribuzioni della variabile C e della variabile x e lo stato limite non risulterà soddisfatto ad un dato tempo t, se la probabilità di avere x(t) > C è superiore alla probabilità di fallimento p_f (quest'ultima definita da un'apposita tabella, presente nel MC2010, rappresentante i valori minimi raccomandati per l'indice di sicurezza β per la valutazione della vita di servizio). Per valutare la profondità di carbonatazione, occorre determinare vari parametri atti a descrivere l'influenza dell'ambiente circostante sul progredire della carbonatazione. La funzione ambientale k_e è valutata con la seguente relazione:

$$k_e = \left(\frac{1-\left(\frac{RH_{reale}}{100}\right)^5}{1-\left(\frac{RH_{rif}}{100}\right)^5} \right)^{2.5} \quad (3.4)$$

in cui con RH_{reale} è indicata l'umidita relativa dello strato carbonatato [%]. Ottenere tale valore è difficoltoso pertanto è possibile utilizzare i dati di umidità relativa dell'ambiente, estraibili dalla stazione metereologica più vicina. Con RH_{rif} si indica l'umidità relativa di riferimento e viene posto un valore costante di 65 (T=20°C e RH=65% valori di riferimento climatici).

Con il parametro k_c si considera l'influenza del curing sulla resistenza alla carbonatazione. Il parametro k_c deriva da una regressione e può essere determinato come:

$$k_c = \left(\frac{t_c}{7}\right)^{b_c} \quad (3.5)$$

dove t_c indica il periodo di curing in giorni e b_c è un parametro di distribuzione.

Il termine $R^{-1}_{ACC,0}$ indica invece l'inverso della resistenza alla carbonatazione, ed è possibile determinarlo attraverso prove di carbonatazione accelerata in laboratorio (metodo test ACC). Qualora non è possibile reperire dati di prova alcuni coefficienti sono indicati nella Tabella B1-2 del MC2010. I coefficienti k_t ed ε_t permettono di trasformare i risultati ottenuti tramite le condizioni di carbonatazione accelerata nell'inverso della resistenza a carbonatazione naturale e di correggere alcune in accuratezze comuni alle prove di laboratorio. Questi parametri considerano studi di regressione da dati sperimentali, e i valori utilizzati sono definiti nella seguente tabella:

Parametro b_c (μ ; σ)		
Distr. Normale	-0.567	0.024
Parametro k_t (μ ; σ)		
Distr. Normale	1.25	0.35
Parametro ε_t [$(mm^2/a)/(kgCO_2/m^3)$] **(μ ; σ)**		
Distr. Normale	315.5	48
Parametro C_s [kg/m^3] **(μ ; σ)**		
Distr. Normale	0.00082	0.0001
Parametro b_w (μ ; σ)		
Distr. Normale	0.446	0.163

Tabella 3.6: Distribuzioni statiche dei parametri necessari alla valutazione della profondità di corrosione

Il parametro C_s indica la concentrazione di CO_2 presente nell'aria in condizione normale dell'atmosfera. W(t) è il parametro delle condizioni atmosferiche che considera le condizioni meso-climatiche dovute agli eventi di bagnatura della superficie del calcestruzzo. Esso può essere determinato con la seguente relazione:

$$W(t) = \left(\frac{t_0}{t}\right)^{\frac{(P_{SR} \cdot TdP)^{bw}}{2}} \qquad (3.6)$$

dove t_0 è il tempo di riferimento pari a 0,0767, TdP è il tempo di precipitazione cioè il numero di giorni piovosi con quantitativo di pioggia maggiore di 2.5 mm e determinato a partire dai dati della stazione metereologica più vicina. Il parametro costante P_{sr} indica la probabilità che la pioggia batta sull'elemento strutturale, se l'elemento è interno il parametro vale 0, se è esterno ed orizzontale 1; qualora l'elemento è esterno e verticale va valutato in base alla distribuzione media della direzione del vento durante gli eventi di pioggia. Il termine b_w è una variabile di modello e la sua distribuzione viene indicata nella tabella definita in precedenza. Al copriferro C deve essere assegnata una distribuzione di probabilità, poiché il copriferro effettivo può essere differente dal valore nominale. Il MC2010 propone di assegnare alla distribuzione un valore medio pari al valore nominale del copriferro, ed uno scarto variabile dai 6 mm ai 10 mm. Inoltre il MC2010 consiglia l'utilizzo di una distribuzione limitata al fine di evitare di incorrere in risultati non veritieri.

3.3.4.2. Tempo di innesco della corrosione indotta dai cloruri

Per tempo di innesco della corrosione indotta da cloruri si intende il tempo necessario per superare la soglia critica dei cloruri all'interno del cemento, nello specifico in corrispondenza della barra di armatura. Questo tempo dipende dalla concentrazione di cloruri sulla superficie esterna e all'interno della matrice cementizia, dalle proprietà del cemento e dallo spessore del copriferro. Dunque il fenomeno della corrosione inizia quando il contenuto di cloruri raggiunge la concentrazione critica di cloruri C_{crit}, che secondo diverse ricerche riportate in letteratura, varia da circa 0,1% a 1,96% del contenuto totale di cloruri sul peso del cemento. Solo una piccola percentuale di cloruro risulta essere sufficiente per distruggere il film di passività, invece per iniziare la corrosione da pitting occorre che oltre a raggiungere il contenuto critico di cloruri in concomitanza ci siano anche delle condizioni favorevoli alla corrosione dipendenti da alcuni parametri che verranno descritti nei successivi paragrafi.

Nella seguente figura è riportata la relazione tra il contenuto critico di cloruri, le condizioni ambientali e le proprietà del calcestruzzo.

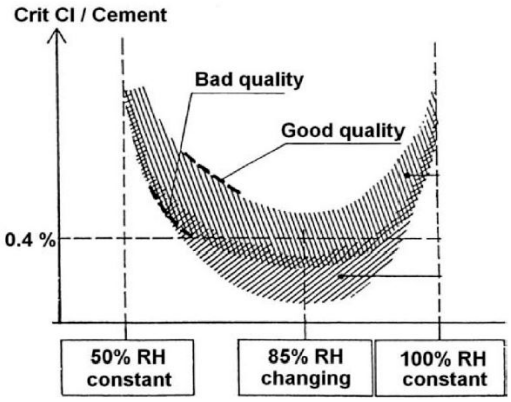


Figura 3.9: Connessione qualitativa tra il contenuto critico di cloruri C_{crit}, condizioni ambientali e qualità del calcestruzzo (da Gjorv, 2009)

La penetrazione del cloruro dall'ambiente esterno, produce un profilo nel calcestruzzo caratterizzato da un alto contenuto di cloruro vicino alla superficie esterna e contenuto decrescente a maggiori profondità. L'esperienza, sia sulle strutture marine sia sulle strutture stradali ad esempio esposte a sali di sbrinamento ha dimostrato che in generale, questi profili possono essere approssimati mediante la relazione ottenuta dalla seconda legge di Fick.

Nella seguente analisi viene utilizzato un C_{crit} pari a 0,4% sul peso di cemento (peso % in cemento) come suggerito in Gjorv (2009). Quando questo valore viene raggiunto in corrispondenza della superficie esterna della barra di armatura dell'elemento in cemento armato inizia la corrosione e l'evoluzione nel tempo della concentrazione di cloruro può essere valutata attraverso l'equazione di diffusione di Fick semplificata a una dimensione (1D), come descritto dal *Duracrete* e espressa con la seguente relazione:

$$C(x,t) = C_s\left[1 - erf\left(\frac{x}{2\sqrt{K_t \cdot K_e \cdot D_{RCM} \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^n}}\right)\right] \qquad (3.7)$$

con

$$C(x=0,t) = C_s$$

$$C(x,t=0) = 0$$

dove $C(x, t)$ è la concentrazione di cloruro [Kg/m^3] alla profondità del copriferro x [m] e al tempo t [s], C_s è la concentrazione di cloruro di equilibrio sulla superficie del

calcestruzzo espresso come percentuale di peso di cemento [% peso cemento], k_t e k_e sono coefficienti che esprimono rispettivamente la variabile di trasferimento e la variabile di trasferimento ambientale (k_t viene posta pari a 1 in accordo con il FIB-CEB Task Group 5.6), D_{RCM} è il coefficiente di migrazione del cloruro espresso in [m^2/s], t_0=0.0767 anni è il tempo di riferimento corrispondente al periodo di presa e indurimento del calcestruzzo di 28 giorni, t è il tempo in cui viene calcolata la corrosione, n è un esponente dell'invecchiamento e erf è la funzione di errore gaussiana. Il modello considerato negli ultimi anni è stato leggermente modificato nel progetto di ricerca DARTS, tenendo conto della zona di convenzione, ovvero si è visto che in corrispondenza della superficie dell'elemento in calcestruzzo tutti i meccanismi non sono governati solamente dal fenomeno della diffusione.

A partire dall'equazione (3.7) è possibile ricavare il tempo di innesco della corrosione, andando a sostituire il contenuto critico di cloruri al termine C(x,t), come proposto dal FIB- CEB Task Group 5.6 (2006) e viene espresso come:

$$T_{ini} = \left(\frac{x^2}{4 \cdot k_e \cdot k_t \cdot D_{RCM,0} \cdot (t_0)^2} \cdot \left(erf^{-1}\left(1 - \frac{C_{crit}}{C_s}\right)\right)^{-2}\right)^{\left(\frac{1}{1-n}\right)} \qquad (3.8)$$

Il significato dei vari parametri è già stato definito in precedenza.

La quantificazione statistica dei parametri del modello che descrivono la corrosione indotta dal cloruro adottata per il presente studio è riportata nella seguente tabella in conformità con le prescrizioni del FIB-CEB Task Group 5.6 (2006) e con la letteratura disponibile (ad es. Choe et al. 2009; Ghosh e Padgett 2010). Si presume, per lo scenario di deterioramento indotto dal cloruro, un ambiente di esposizione atmosferica (con ke=0,67, Choe et al. 2009) con rapporto acqua-cemento del materiale in calcestruzzo pari a 0,5. Per la struttura in cemento armato analizzata il contenuto di cloruro raggiunge il valore critico attorno ad un tempo di innesco di circa ti=7 anni che è in linea con un copriferro di 3,5 cm e con i parametri assunti del processo corrosivo, in quanto si presume un ambiente fortemente aggressivo.

Parametro	Distribuzione	Media (μ)	COV
T [°C]	Normale	11	0.20
D_{RCM} [m^2/s]	Normale	1.58E-11	0.20
C_{crit} [%]	Beta troncato (limite:0.2-2.2)	0.4	0.25 (a=9.2) (b=652.6)
C_s [%]	Normale	1.2825	0.20
n [-]	Beta	0.3	0.05 (a=279.7) (b=652.6)
K_e [-]	Normale	0.67	0.10

Tabella 3.7: Valori medi dei parametri di input della corrosione

Generalmente un approccio probabilistico permette di tener conto dell'incertezza relativa alla valutazione di questi parametri.

3.3.4.3. Tasso di corrosione

Una volta definito il tempo di innesco della corrosione e il modello matematico dipendente dal tempo della concentrazione di cloruri alla profondità della barra di armatura, occorre definire il tasso di corrosione i_{corr}. Il tasso di corrosione consente di determinare la velocità con cui avviene il processo corrosivo, al fine di poterne valutare l'evoluzione nel tempo una volta che la corrosione è iniziata. Dunque il tasso di corrosione non è costante nel tempo, di conseguenza deve essere predetta la sua evoluzione nel tempo. In letteratura esistono diverse formulazioni per il calcolo del tasso di corrosione, come ad esempio quelle proposte da *Vu & Stewart 2000* e *Stewart & Suo 2009*, che dipendono sostanzialmente dal rapporto acqua-cemento dell'elemento in calcestruzzo in studio e dal copriferro di calcestruzzo. Di seguito si riporta tale formulazione (presente nell'articolo di Botte et al. 2016):

$$i_{corr}(t_p) = i_{corr}(0) \cdot 0.85\, t_p^{-0.29} \qquad (3.9)$$

dove $i_{corr}(t_p)$ [$\mu A/cm^2$] è il tasso di corrosione al tempo t_p, t_p [anni] è il tempo in cui inizia la corrosione e $i_{corr}(0)$ [$\mu A/cm^2$] è il tasso di corrosione all'inizio della fase di propagazione della corrosione. Quest'ultimo termine si calcola come segue:

$$i_{corr}(0) = \frac{2.7\left(1 - \frac{W}{C}\right)^{-1.64}}{a} \qquad (3.10)$$

dove W/C [-] è il rapporto acqua-cemento e a [cm] è il copriferro di calcestruzzo.

Inoltre esistono in letteratura altre formulazioni per il calcolo del tasso di corrosione, che dipendono da diversi parametri e alcuni di questi sono:

- concentrazione cloruri C_t calcolato con l'equazione (3.7) espresso in [Kg/m^3] di cemento;
- temperatura a profondità della barra T [K];
- resistenza elettrica del copriferro di calcestruzzo R_c [Ω];
- tempo t [anni].

A partire da questi parametri, è stata proposto da *Liu e Weyers* (da Castaldo et al. 2017) una formulazione per il calcolo del tasso di corrosione, attraverso la seguente equazione:

$$i_{corr} = 0.926 \cdot \exp\left(7.98 + 0.7771 \cdot ln(1.69 \cdot C_t) - \frac{3006}{T} - 0.000116R_c + 2.24t^{-0.215}\right) \quad (3.11)$$

dove i_{corr} è il tasso di corrosione espresso in [μA/cm^2], il termine R_c è calcolato attraverso la seguente equazione:

$$R_c = exp\ (8.03 - 0.549ln\ (1 + 1.69C_t) \quad (3.12)$$

Occorre notare che il tasso di corrosione calcolato con l'equazione (3.11) è espresso in [μA/cm^2] che è la misura dell'intensità di corrente utilizzata nei test di laboratorio per i metalli. Il tasso di corrosione viene definito in [μmm/anno] mediante la legge di Faraday, moltiplicando i_{corr} per il coefficiente di conversione di 0.0116. Invece per poter esprimere i_{corr} in [μm/anno] occorre moltiplicare i_{corr} per 11.6.

Nel seguente studio è stato utilizzata la formulazione di Liu e Weyers (da Castaldo et al. 2017).

Di seguito si riporta una classificazione qualitativa del tasso di corrosione (Brite-EuRam, 1995):

Intensità	***Velocità [μA/cm^2]***
Trascurabile	< 0,1
Bassa	0,1 - 0,5
Media	0,5 - 1
Elevata	> 1

Tabella 3.8: Classificazione qualitativa della velocità di corrosione

3.3.4.4. Perdita di area della sezione trasversale della barra di armatura

Nella ***corrosione indotta dalla carbonatazione***, in assenza di rilevanti tenori di cloruri in prossimità della superficie di calcestruzzo coinvolta, le barre di armatura mostrano tipicamente penetrazioni di corrosione di tipo uniforme su tutta la superficie del metallo. Di seguito si illustra una figura indicativa del fenomeno:

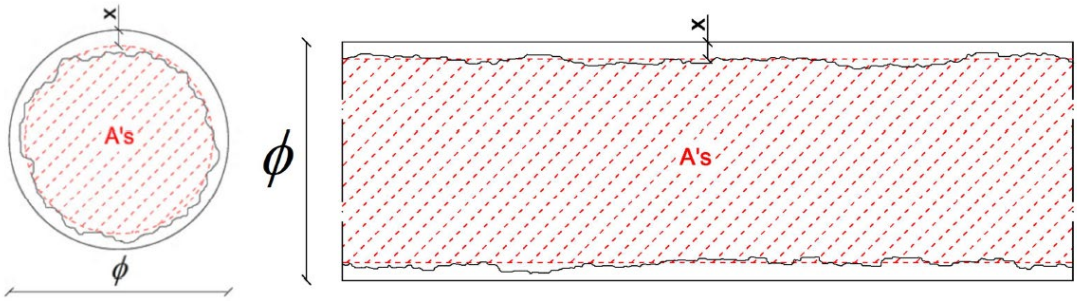


Figura 3.10: Sezione trasversale e longitudinale: situazione reale e modellazione della corrosione uniforme

Dunque, questa tipologia di attacco corrosivo è chiamata corrosione uniforme o generale, e in genere il tasso di corrosione può essere espresso come perdita media di metallo per unità nel tempo o unità di millimetro all'anno.

Si definisce la profondità di corrosione $x(t)_{medio}$, mediante la seguente relazione:

$$x(t)_{medio} = K_{corr} \cdot i_{corr} \cdot (t - t_i) \qquad (3.13)$$

dove K_{corr} è il fattore di conversione della penetrazione della corrosione ed è pari a 0.0116 in [µmm/anno] oppure 11.6 in [µm/anno].

A questo punto noto il valore medio della penetrazione della corrosione $x(t)_{medio}$ [mm], al variare del tempo, è possibile valutare l'area della sezione trasversale residua di ciascuna barra di armatura corrosa [mm^2], come proposto da Biondini & Vergani et al. 2012:

$$A_s(t) = \pi \cdot \left(\frac{D_0}{2} - x(t)\right)^2 \qquad (3.14)$$

dove si indica con $A_s(t)$ [mm^2] l'area della sezione trasversale di una barra di armatura al tempo t, calcolato a partire dall'istante in cui ha inizio la corrosione; con D_0 [mm] si indica il diametro nominale della barra di armatura.

Inoltre, in letteratura scientifica, è stato proposto da Saetta et al. 1999 un modello che permette di considerare la possibilità che l'attacco corrosivo avvenga solamente da una parte oppure da due lati, e ciò è possibile mediante la seguente formula:

$$A_s(t) = \pi \cdot \frac{(D_0 - n \cdot x(t))^2}{4} \qquad (3.15)$$

dove *n* assume valore pari a 1 se l'attacco avviene da una parte sola, mentre assume valore pari a 2 se l'attacco si considera da entrambi i lati, riconducendosi cosi all'equazione precedentemente definita. Si può quindi considerare una variazione parabolica di *n* dal valore 1 quando il fronte di carbonatazione raggiunge la barra di armatura da un lato solo, al valore 2 quando la depassivazione ha coinvolto l'intera barra, cioè quando il fronte di calcestruzzo carbonatato l'ha oltrepassato. La corrosione uniforme è caratterizzata da valori di attacco di penetrazione più bassi rispetto alla corrosione da pitting, ma da una maggiore perdita di peso da parte delle armature, poiché il processo di corrosione evolve sull'intera lunghezza del rinforzo, come ben evidente in figura 3.11. Ciò spiega il fatto che i vari modelli disponibili in letteratura assumono una sezione trasversale residua costante per l'intera lunghezza della barra corrosa. Nella seguente figura si illustra come si sviluppa qualitativamente il fenomeno della corrosione uniforme su una barra di armatura:

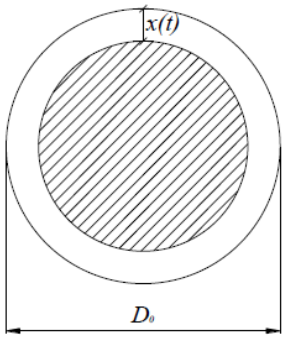


Figura 3.11: Riduzione della sezione trasversale della barra di armatura per corrosione uniforme

Nel caso della ***corrosione indotta dal cloruro***, a causa della natura localizzata dell'attacco, la corrosione tende a procedere in forme molto specifiche, note come "pits", che non sono altro che "fosse" nella superficie dell'acciaio. Per tale motivo, tale tipologia di corrosione viene denominata corrosione localizzata o pitting. La corrosione da pitting è un tipo di corrosione particolarmente grave, poiché, nonostante una piccola perdita di

peso, vi è una riduzione significativa delle dimensioni della sezione trasversale della barra di armatura.

Uno dei primi effetti della corrosione di pitting è il danneggiamento e la rimozione del film passivo nelle barre di armatura. Di seguito le sezioni trasversali delle barre di armatura corrose si riducono con un danno crescente nel tempo in accordo all'equazione (3.11) relativa al calcolo del tasso di corrosione. I "pit" che si creano in corrispondenza delle barre di armatura corrose, hanno una forma irregolare con profondità e estensione che incrementano nel tempo sulla superficie stessa della barra.

Nelle seguenti figure è possibile valutare con maggior dettaglio il fenomeno di corrosione del pitting.

Figura 3.12: Perdita dell'area della sezione trasversale dovuto a corrosione pitting

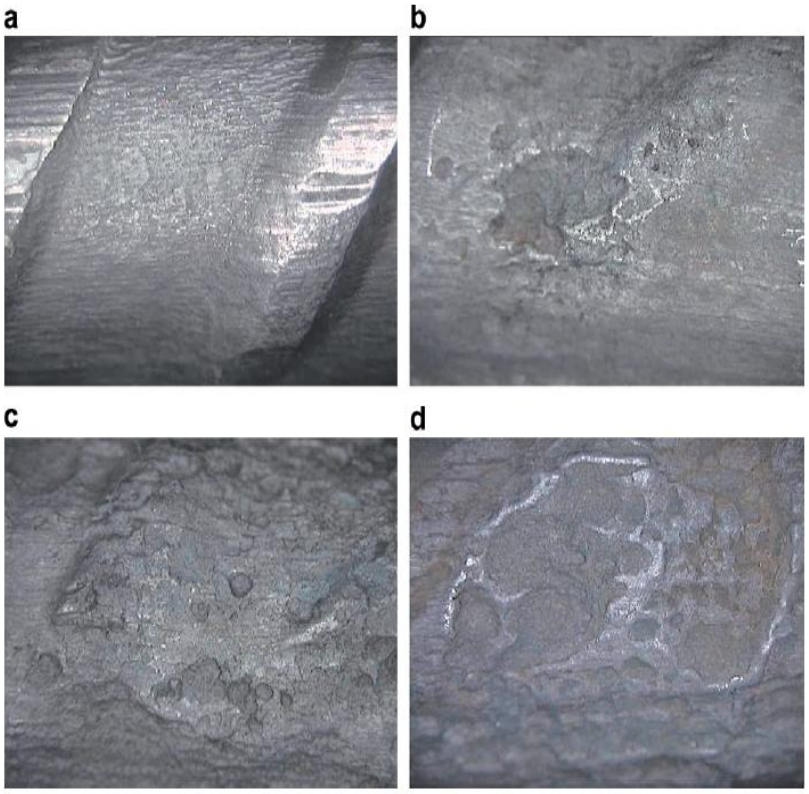


Figura 3.13: Differenti fasi di corrosione per pitting in una barra di armatura: (a) condizione iniziale, (b) corrosione dopo 10 giorni, (c) corrosione dopo 20 giorni, (d) corrosione dopo 30 giorni (Apostolopoulos et al, 2008)

In letteratura esistono diversi modelli per prevedere l'evoluzione nel tempo della corrosione per pitting. Nel seguente studio, per la valutazione della sezione trasversale residua delle barre di armatura nel caso di corrosione di pitting, è stato utilizzato il modello proposto da Val et al. 2008.

La riduzione di sezione trasversale di una barra soggetta a corrosione localizzata (pitting) può essere stimata con riferimento alla geometria del modello illustrato in Figura 3.14, dove si assume che il pit abbia inizio nel punto A e segue un'evoluzione nel tempo all'interno di un cerchio di raggio pari alla profondità di pitting p(t), calcolata attraverso la seguente equazione:

$$p(t) = R \cdot x(t)_{medio} = R \cdot K_{corr} \cdot i_{corr} \cdot (t - t_i) = R \cdot 0.0116 \cdot i_{corr} \cdot (t - t_i) \qquad (3.16)$$

dove 0.0116 i_{corr} è il tasso di corrosione in [μmm/anno] e $t - t_i$ è il tempo in cui viene valutata la corrosione t meno il tempo di innesco della corrosione t_i; K_{corr} è il fattore di conversione della penetrazione della corrosione ed è pari a 0.0116 in [μmm/anno] oppure 11.6 in [μm/anno]; R è il fattore di pitting che è definito sperimentalmente come il rapporto tra la profondità di corrosione di pitting p(t) (cioè il valore massimo di penetrazione dell'attacco di corrosione $x(t)_{max}$, ne consegue che $p(t)=x(t)_{max}$) e la profondità di corrosione uniforme $x(t)_{medio}$. Di seguito se ne riporta la formulazione analitica:

$$R = \frac{x(t)_{max}}{x(t)_{medio}} \qquad (3.17)$$

Nel caso in studio, in accordo con Biondini e Vergani (2012), il fattore di pitting è stato assunto pari a 9.Tale fattore, è stato definito sperimentalmente e alcuni autori hanno provato a definire possibili intervalli per il valore del parametro R. Secondo l'articolo Gonzales et al. 1994, il parametro R in un ambiente naturale varia tra 4 e 8, mentre nelle prove di corrosione accelerata si sono ottenuti valori di R compresi tra 5 e 13.

Occorre osservare che per determinare la profondità di corrosione uniforme, è come se si considerasse un fattore di pitting pari a 1, in tal modo si otterrebbe la seguente relazione:

$$p(t) = 1 \cdot x(t)_{medio} = K_{corr} \cdot i_{corr} \cdot (t - t_i) \qquad (3.18)$$

Inoltre il parametro che definisce il danneggiamento $\delta = x(t)/D_0$ si può correlare alla velocità di corrosione nel seguente modo:

$$\delta(\Delta t) = \frac{x(t)_{medio}}{D_0} = \frac{K_{corr} \cdot i_{corr} \cdot (t - t_i)}{D_0} \qquad (3.19)$$

indicando con Δt l'intervallo di tempo tra l'istante considerato e quello in cui la corrosione ha avuto inizio.

Di seguito si riporta il modello geometrico di Val et al. 2008, per la valutazione della riduzione della sezione trasversale di una barra di armatura soggetta a corrosione localizzata:

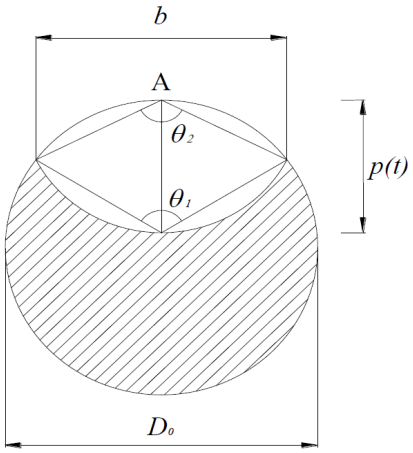


Figura 3.14: Riduzione della sezione trasversale di una barra di armatura soggetta a corrosione localizzata (pitting) secondo il modello di Val-Melchers, 1998.

L'evoluzione nel tempo dell'area di pit, A_{pit}, è determinata mediante le seguenti espressioni:

$$\begin{cases} A_{pit}(t) = A_1 + A_2 & se \quad p(t) \le \frac{D_0}{\sqrt{2}} \\ A_{pit}(t) = A_0 - A_1 + A_2 & se \quad \frac{D_0}{\sqrt{2}} \le p(t) \le D_0 \\ A_{pit}(t) = A_0 & se \quad p(t) \ge D_0 \end{cases} \qquad (3.20)$$

Dove A_0 è l'area della sezione trasversale iniziale della barra di armatura, D_0 è il diametro della barra di armatura iniziale, mentre i termini A_1 e A_2 sono definiti mediante le seguenti equazioni:

$$A_1 = 0.5\left(\theta_1 \left(\frac{D_0}{2}\right)^2 - b\left|\frac{D_0}{2} - \frac{p^2(t)}{D_0}\right|\right) \qquad (3.21)$$

$$A_2 = 0.5\left(\theta_2 p^2(t) - b\frac{p^2(t)}{D_0}\right) \qquad (3.22)$$

$$A_0 = \pi \cdot \frac{D_0^2}{4} \qquad (3.23)$$

$$b = 2 \cdot p(t) \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{p(t)}{D_0}\right)^2} \qquad (3.24)$$

$$\theta_1 = 2 \cdot arcsin\left(\frac{b}{D_0}\right) \quad ; \quad \theta_2 = 2 \cdot arcsin\left(\frac{b}{2 \cdot p(t)}\right) \qquad (3.25)$$

Dunque, è possibile definire l'area della sezione trasversale netta della barra di armatura soggetta a corrosione localizzata (pitting) con la seguente espressione:

$$A_{net}(t) = A_0 - A_{pit}(t) \qquad (3.26)$$

Di conseguenza è possibile determinare il diametro della barra di armatura soggetta a corrosione in funzione del tempo ϕ(t), come segue:

$$\phi(t) = \phi_0 - p(t) \qquad (3.27)$$

In conclusione, occorre determinare la percentuale di riduzione di area dovuta alla corrosione di pitting, come segue:

$$\alpha_{pit} = \frac{A_{pit}}{A_0} \qquad (3.28)$$

Quest'ultimo parametro è necessario per valutare la perdita di duttilità delle barre di armatura soggette a corrosione di pitting, seguendo la formulazione definita da Coronelli et al. 2004 come sarà descritto nei successivi paragrafi.

Per completezza si riporta un modello alternativo presente in letteratura scientifica, proposto da Rodriguez et al. 1997, che permette di considerare oltre a una riduzione di area della sezione trasversale della barra di armatura per pitting anche una riduzione dell'area dovuta alla corrosione uniforme; infatti in alcuni casi, come ad esempio nelle prove di corrosione accelerata, può verificarsi in concomitanza in alcuni punti, sia una riduzione di area della sezione trasversale globale uniforme che localizzata. Tale modello proposto non è sempre adatto per descrivere situazioni reali in cui la corrosione è in prevalenza di un tipo o dell'altro (Zhang et al. 2009).

Di seguito si riporta la formulazione analitica e il modello geometrico, proposto nel modello di Rodriguez et al. 1997, per determinare l'area di acciaio corrosa:

$$\Delta A_s = \frac{\pi}{4}(2 \cdot p(t) \cdot D_0 - p(t)^2) \qquad (3.29)$$

Con il fattore di pitting R=2, la formula si riduce a quella per la corrosione uniforme.

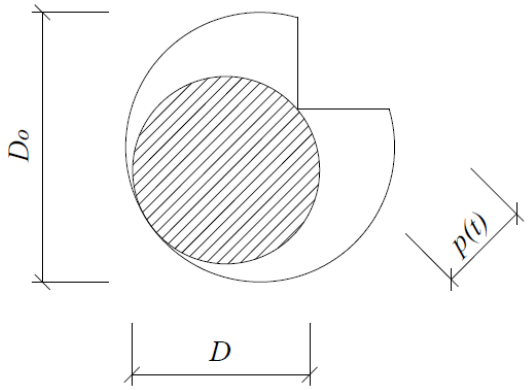


Figura 3.15: Riduzione della sezione trasversale della barra di armatura, secondo il modello di Rodriguez

3.3.4.5. Perdita di duttilità dell'acciaio

È stato visto sperimentalmente che la corrosione non influenza lo snervamento e la resistenza ultima dell'acciaio, contrariamente alcuni autori hanno dimostrato che la corrosione e in particolare la presenza di "pit", determina una riduzione significativa della duttilità dell'acciaio di rinforzo. Di conseguenza, la corrosione non riguarda solamente la riduzione della sezione resistente delle barre di armatura, ma sperimentalmente si riscontra anche una perdita di duttilità dell'acciaio che quindi provoca un comportamento di tipo fragile all'acciaio. Tale mancanza di duttilità dell'acciaio viene tenuta in conto modellando la riduzione di deformazione ultima della barra di armatura corrosa, dove quest'ultima è anche correlata alla riduzione della sezione trasversale della barra di acciaio.

Nel seguente studio, sono state analizzate due diverse formulazioni per determinare la riduzione della deformazione ultima dell'acciaio $\varepsilon_{su,rid}$.

Il **primo modello** a essere analizzato è stato quello proposto da ***Coronelli & Gambarova et al. 2004***, che determina la $\varepsilon_{su,rid}$ considerando il rapporto tra la percentuale di riduzione dell'area conseguente all'attacco di corrosione di pitting, α_{pit}, e la percentuale massima di riduzione che questa può raggiungere, $\alpha_{pit,max}$. Pertanto, il modello in questione presenta la seguente formulazione analitica:

$$\varepsilon_{su,rid} = \varepsilon_{sy} + (\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sy})\left(1 - \frac{\alpha_{pit}}{\alpha_{pit,max}}\right) \quad se \quad \alpha_{pit} \leq \alpha_{pit,max} \qquad (3.30)$$

dove ε_{sy} è la tensione di snervamento della barra di armatura non corrosa e $\alpha_{pit,max}$ è la riduzione dell'area della sezione trasversale alla quale si verifica la perdita completa di

duttilità ($\varepsilon_{su,rid} = \varepsilon_{sy}$). Per quest'ultimo parametro, sono stati osservati sperimentalmente diversi valori da vari autori, che vanno da $\alpha_{pit,max}$= 0,5 ad $\alpha_{pit,max}$= 0,1. La valutazione di questo parametro è fondamentale per la descrizione della duttilità di una barra di rinforzo. Dunque attraverso la seguente formulazione si assume una riduzione lineare per descrivere l'evoluzione della deformazione ultima dell'acciaio, partendo dà $\varepsilon_{su,rid} = \varepsilon_{su}$ nel materiale privo di corrosione ($\alpha_{pit} = 0$) a $\varepsilon_{su,rid} = \varepsilon_{sy}$ ($\alpha_{pit} = \alpha_{pit,max}$, completa perdita di duttilità) per una percentuale di riduzione della sezione molto grave ($\alpha_{pit,max}$).

Il **secondo modello** analizzato, per definire la perdita della deformazione ultima dell'acciaio, è stato quello proposto da ***Biondini & Vergani et al. 2012***, che segue una formulazione analitica differente da quella vista in precedenza. Infatti in tale modello si valuta la perdita di duttilità dell'acciaio, in funzione della perdita dell'area della sezione trasversale della barra di armatura, che si verifica nel caso di corrosione. In primo luogo, gli autori hanno definito un indice di danno adimensionale δ_{As}, che fornisce una misura della riduzione dell'area della sezione trasversale del range [0÷1], e il valore assunto da tale parametro dipende dal tipo di corrosione, uniforme o localizzata (pitting). Nel caso di corrosione di pitting, l'indice di danno adimensionale δ_{As} è pari al rapporto tra l'area del pit, calcolato con il modello di Val et al. 2008, e l'area della sezione trasversale della barra di armatura non danneggiata. Il modello di Biondini e Vergani (2012), in una fase successiva è stato generalizzato utilizzando i risultati sperimentali ottenuti da ***Apostolopoulos et al. 2008***. Biondini e Vergani pertanto utilizzando tali risultati sperimentali che sono stati interpolati attraverso una funzione esponenziale, sono riusciti a generalizzare il loro modello, deducendo le seguenti relazioni analitiche che correlano l'indice di danno adimensionale relativo alla deformazione ultima dell'acciaio, $\delta\varepsilon_{su}$, con la deformazione ultima residua delle barre di armatura corrose, $\varepsilon_{su,rid}$:

$$\varepsilon_{su,rid} = \varepsilon_{su,0}(1 - \delta_{\varepsilon_{su}}) \qquad (3.31)$$

dove indichiamo con $\varepsilon_{su,0}$ la deformazione ultima dell'acciaio allo stato iniziale (senza corrosione). L'indice di danno adimensionale $\delta\varepsilon_{su}$ è definito come:

$$\begin{cases} \delta_{\varepsilon_{su}} = 0 & se \quad \delta_{A_s} \leq 0.016 \\ \delta_{\varepsilon_{su}} = 1 - 0.1521\delta_{A_s}^{-0.4583} & se \quad \delta_{A_s} > 0.016 \end{cases} \qquad (3.32)$$

dove $\delta\varepsilon_{su}$ è la percentuale di perdita di deformazione ultima dell'acciaio [%], δ_{As} è la perdita di area della sezione trasversale della barra di armatura dovuta alla corrosione uniforme [%]. In questa formulazione, quindi viene considerato l'indice di danno δ_{As} relativo alla perdita dell'area della sezione trasversale della barra di armatura dovuta alla corrosione uniforme, poiché nei campioni sperimentali viene misurata la perdita di massa e non la profondità di attacco della corrosione. Dunque, la seguente equazione mostra come calcolare questo indice di danno adimensionale, δ_{As}:

$$\begin{cases} \delta_{A_s}(\delta) = 4\delta(1-\delta) & se \;\; 0 \le \delta \le 0.5 \\ \delta_{A_s}(\delta) = 1 & se \;\; \delta > 0.5 \end{cases} \qquad (3.33)$$

dove δ è il parametro di danneggiamento globale, definito come il rapporto tra la profondità dell'attacco di corrosione uniforme ed il diametro iniziale delle barre D_0. Un confronto tra i risultati dei due modelli è dato da Biondini e Vergani nel diagramma illustrato nella seguente figura. Questo diagramma mostra come il modello proposto da Biondini & Vergani et al. 2012 è in grado di intercettare accuratamente i risultati sperimentali ottenuti dai vari test.

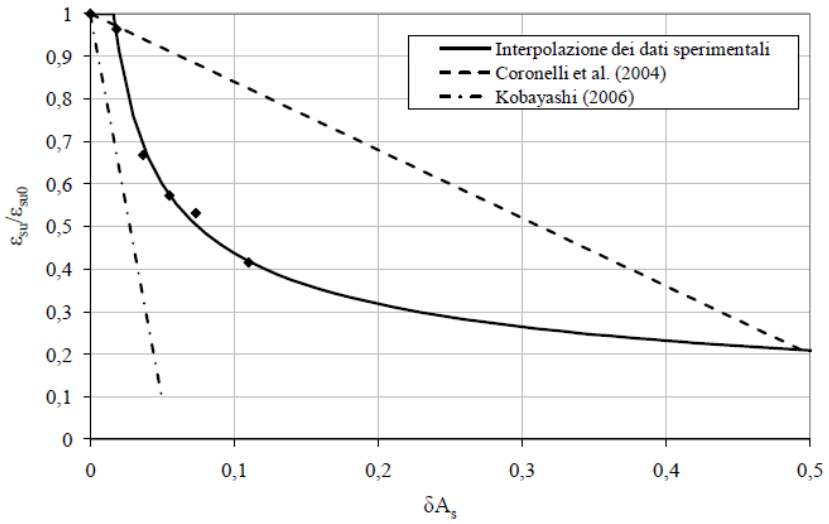


Figura 3.16: Variazione della duttilità dell'acciaio in funzione della perdita di area della sezione trasversale della barra di armatura

In definitiva, calcolando la perdita di duttilità dell'acciaio con entrambi i modelli precedentemente analizzati, è stato trovato che il primo è fortemente dipendente dal valore di $\alpha_{pit,max}$ assunto. Inoltre nell'ambito della letteratura scientifica e in particolare nelle ricerche di Botte et al. 2016, è stato dimostrato che utilizzando un $\alpha_{pit,max}$= 0.1 si ottengono stime della perdita di duttilità dell'acciaio molto conservative, mentre con

$\alpha_{pit,max}$= 0.5 stime non conservative. D'altra parte, la formulazione di Biondini e Vergani dà dei valori sulla perdita di duttilità dell'acciaio che sono compresi nell'intervallo dei valori calcolati con il modello di Coronelli et al. 2004, e inoltre non risultano essere influenzati da parametri esterni, poiché tale formulazione dipende solo dalla perdita di area della sezione trasversale della barra di armatura.

In queste analisi è stato scelto di seguire il modello proposto da Coronelli et al. 2004, considerando un $\alpha_{pit,max}$= 0.1, in modo tale da considerare un approccio più conservativo rispetto al modello di Biondini e Vergani 2012. I risultati ottenuti saranno riportati nelle Tabelle 6.5, 6.6 e 6.7.

3.3.4.6. Degrado del copriferro in calcestruzzo

Le fessurazioni del calcestruzzo devono essere tenute in conto anche prima del distacco del copriferro in calcestruzzo e della conseguente riduzione della sezione resistente. Un metodo consiste nel considerare la riduzione delle proprietà meccaniche del materiale in calcestruzzo, secondo dei modelli sperimentali analitici. Durante il processo di corrosione le barre di armatura sono il materiale principale che viene interessato, ma poiché questo è incorporato nel calcestruzzo, l'interazione tra i due materiali genera un degrado anche nelle proprietà del calcestruzzo. Dunque in seguito alla corrosione delle barre di armatura, il degrado più comune che si verifica nel calcestruzzo riguarda generalmente il danneggiamento del calcestruzzo del copriferro; tale danneggiamento può essere modellato considerando una progressiva riduzione delle proprietà meccaniche del calcestruzzo, seguite da un successivo distacco dalla barra di armatura. Infatti, attorno alla barra d'acciaio si formano prodotti di corrosione che occupano generalmente un volume maggiore rispetto a quello occupato dalle barre di armatura non corrose, e inoltre il loro volume tende ad incrementare nel tempo, pertanto si sviluppano delle pressioni radiali lungo le superfici delle barre di acciaio. Tale pressione può provocare la rottura del calcestruzzo del copriferro, se le sollecitazioni di trazione presenti in corrispondenza del calcestruzzo che circonda le barre di armatura, supera la resistenza alla trazione. Dunque, convenzionalmente il distacco del copriferro si verifica quando, a causa della corrosione, l'apertura delle fessure diventa superiore a 1 mm.

Gli effetti della corrosione sul calcestruzzo del copriferro (fessurazione e spalling del calcestruzzo) possono essere presi in considerazione riducendo la resistenza a

compressione del calcestruzzo del copriferro secondo quanto specificato nel modello proposto da Coronelli e Gambarova 2004:

$$f_{c,rid} = \frac{f_c}{1+K\cdot\frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_{c0}}} \qquad (3.34)$$

in cui f_c è la resistenza a compressione del calcestruzzo del copriferro, K è il coefficiente legato al diametro delle barre e alla rugosità che può essere assunto pari a 0.1 per barre nervate di medio diametro, ε_{c0} = 0.2% è la deformazione del calcestruzzo alla massima resistenza a compressione f_c.

Di seguito si riporta la legge costitutiva del calcestruzzo in compressione, secondo il modello di Coronelli et al. 2004:

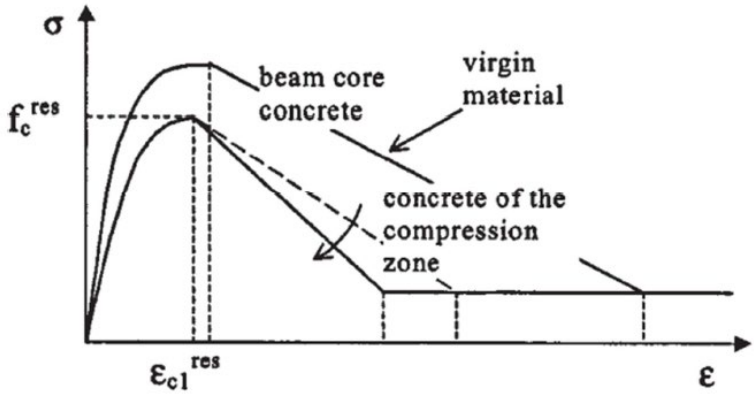


Figura 3.17:Legge costitutiva del calcestruzzo in compressione. Coronelli et al.

Assumendo f_{cm} in Mpa, è possibile calcolare la deformazione ε_{c0} in maniera meno approssimativa, attraverso la seguente equazione:

$$\varepsilon_{c0} = 0.0017 + 0.0010 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{70}\right) \qquad (3.35)$$

Invece, ε_t è la deformazione a trazione media nel calcestruzzo fessurato a causa dell'aumento dei prodotti di corrosione. Tale variabile viene calcolata come segue:

$$\varepsilon_t = \frac{b_f - b_i}{b_i} = \frac{n_{bars}\cdot w_{cr}}{b_i} \qquad (3.36)$$

dove b_i è la larghezza della porzione di sezione considerata allo stato iniziale prima della fessurazione provocata dalla corrosione, b_f è la larghezza della sezione raggiunta in seguito all'aperture delle fessure e all'espansione della ruggine, entrambi gli effetti provocati dalla corrosione. Nel caso di sezione circolare, si presume che b_i e b_f rappresentino, rispettivamente, la circonferenza allo stato iniziale e la circonferenza

incrementata dovuta all'espansione radiale, causata a sua volta dai prodotti di corrosione che si formano attorno alle barre di armatura incorporate nel calcestruzzo. (b_f - b_i), rappresenta l'incremento di sezione dovuto all'apertura delle fessure ed il suo valore può essere approssimato con $n_{bars} \cdot w_{cr}$, conformemente a quanto definito nella precedente equazione, dove n_{bars} è il numero di barre nello strato sotto compressione e w_{cr} è la larghezza totale della fessura per un dato livello di corrosione. Per quanto riguarda la stima dell'ampiezza della fessura w_{cr}, che è l'unica variabile che correla il livello di corrosione raggiunto con il livello di danneggiamento del calcestruzzo, in letteratura scientifica esistono numerosi modelli basati su relazioni empiriche e numeriche.

Un primo modello, presente in letteratura scientifica, è quello utilizzato nel progetto DuraCrete (1998), in cui w_{cr} può essere stimato, ipotizzando una corrosione di tipo uniforme della barra di armatura, come segue:

$$w_{cr}(t) = \begin{cases} 0 & se \quad x \leq w_0 \\ w_0 + \beta \cdot (x - x_0) & se \quad x > x_0 \end{cases} \qquad (3.37)$$

in cui $w_0 = 0.05$ mm è l'apertura di una fessurazione intrinseca da splitting iniziale; β è un parametro costante generalmente assunto pari a 0.009 mm/μm; x è la profondità della corrosione; x_0 è la profondità di corrosione necessaria per produrre la prima fessura da splitting, che si determina come:

$$x_0 = a_1 + a_2 \cdot \frac{c}{D_0} + a_3 \cdot f_{c,sp} \qquad (3.38)$$

dove c è lo spessore del copriferro, D_0 è il diametro della barra più grande in corrispondenza della sezione considerata; i parametri a_1 =74.4 μm, a_2 = 7.3 μm, a_3 = -17.4 μm mm^2/N sono ottenuti sperimentalmente; $f_{c,sp}$ è la resistenza caratteristica di trazione allo splitting, determinabile con la seguente relazione:

$$f_{c,sp} = \frac{f_{ct,0.95}}{0.9} \qquad (3.39)$$

Quando l'apertura della fessura da splitting raggiunge il valore w(t) = 1 mm si può ipotizzare il distacco del copriferro, con l'improvvisa riduzione della sezione resistente.

Un secondo modello per determinare la larghezza dell'apertura della fessura w_{cr}, è quello riportato in Coronelli et al. 2004, in cui si ipotizza che tutti i prodotti di corrosione si accumulino attorno alla barra di armatura e siano incomprimibili, e w_{cr} si determina con la seguente equazione:

$$w_{cr} = \sum_i u_{i,corr} = 2\pi \cdot (v_{rs} - 1) \cdot x \qquad (3.40)$$

in cui v_{rs} è il rapporto di espansione volumetrica dei prodotti di corrosione rispetto al materiale allo stato privo di degrado, e assunto pari a 2 come discusso in Simioni et al. 2009; x è la profondità dell'attacco di corrosione pari alla riduzione del raggio della barra e $u_{i,corr}$ è l'apertura di ogni singola fessura dovuta alla corrosione. Quando $u_{i,corr}$ raggiunge un valore limite, assunto pari a 1 mm, si verifica il distacco del copriferro in calcestruzzo e quindi si ha una riduzione della sezione resistente dell'elemento strutturale.

Un altro effetto del distacco del copriferro in calcestruzzo è l'incremento del tasso di corrosione i_{corr}, perché la concentrazione di cloruro alla profondità del copriferro C_t a partire da questa fase, diventa uguale alla concentrazione di cloruro che si ha in corrispondenza sulla superficie del calcestruzzo C_s (senza distacco del copriferro in calcestruzzo si verifica che $C_t < C_s$, mentre se avviene il distacco del copriferro si avrà che $C_t = C_s$).

In conclusione, calcolando la larghezza dell'apertura della fessura w_{cr} con entrambi i modelli prima definiti, è stato trovato che il primo è fortemente dipendente dai valori dei parametri β, a_1, a_2 e a_3 determinati sperimentalmente, e per ottenere risultati attendibili occorrerebbe effettuare dei test sperimentali ai fini della loro stima. Per tale motivo, in queste analisi è stato scelto di seguire il modello proposto da Coronelli et al. 2004.

I risultati ottenuti sono riportati nei successivi paragrafi.

3.3.5. Effetti della corrosione sull'interazione tra calcestruzzo e barre di acciaio

La risposta strutturale degli elementi in calcestruzzo armato è influenzata dal trasferimento delle sollecitazioni tra barre d'armatura e calcestruzzo nella direzione longitudinale delle stesse barre, e tale fenomeno viene definito come "Bond". Si richiede generalmente una certa duttilità al fine di avere l'effetto bond, per resistere a grandi deformazioni di acciaio lungo la direzione delle barre di armatura incorporate nel calcestruzzo, e consentire alle deformazioni di diffondersi tra due fessure contigue e di favorire la formazione di fessure secondarie distanziate in densità, secondo quanto prescritto dal fib MC2010. In caso di corrosione delle barre d'armatura, a causa dello sviluppo dello strato di ruggine, della riduzione delle nervature delle barre, del minor confinamento dovuto alla rottura del copriferro in calcestruzzo, si verifica una

diminuzione dell'aderenza tra barre d'acciaio e calcestruzzo circostante. Di conseguenza, la risposta strutturale degli elementi in calcestruzzo armato può cambiare.

Nel seguente paragrafo, viene inizialmente fornita una breve introduzione sui meccanismi di aderenza, al fine di comprendere per prima il fenomeno in assenza di corrosione. Successivamente, vengono discussi gli effetti della corrosione sull'interazione tra calcestruzzo e barre d'acciaio.

3.3.5.1. Interazione locale acciaio – calcestruzzo

Generalmente i termini di "legame" e "ancoraggio" sono usati per indicare il trasferimento di sforzo tra barra di acciaio e calcestruzzo circostante. Nello specifico, si definisce tensione di aderenza, come il trasferimento di forza tra barre di armatura e calcestruzzo diviso l'area della superficie della stessa barra d'armatura, su cui avviene tale trasferimento. Inoltre la lunghezza della barra richiesta per sviluppare il legame completo è definita come lunghezza di ancoraggio. È possibile determinare un valore medio della tensione di aderenza per tutta la lunghezza di ancoraggio, nel caso di barra di armatura, mediante la seguente equazione:

$$\tau_b = \frac{D_0 \cdot \Delta\sigma}{4 l_b} \qquad (3.41)$$

in cui D_0 è il diametro della barra di armatura, l_b è la lunghezza di aderenza, $\Delta\sigma$ è la variazione di tensione.

Per valutare la relazione di tensione di aderenza - scorrimento (slip) del legame locale, si considera il test pull-out come suggerito da RILEM (1994). Tale test consiste nel considerare una barra di armatura inglobata in un campione di calcestruzzo, caricata in direzione longitudinale ad un'estremità da una forza assiale N, mentre l'altra estremità è scarica. Viene utilizzata una lunghezza di aderenza l_b limitata, generalmente pari a 5 volte D_0. Quello che accade è che la barra di armatura è in trazione, mentre il calcestruzzo è in compressione. Come risultato di un test pull-out, l'interazione tra l'acciaio delle barre di armatura e il calcestruzzo circostante può essere espressa sperimentalmente tramite la relazione tensioni tangenziali (bond stress) τ e spostamenti di scorrimento (slip) s. Le tensioni medie di aderenza, possono essere calcolate come segue:

$$\tau_b = \frac{D_0 \cdot \Delta\sigma}{4 l_b} \qquad (3.42)$$

Il valore medio della tensione di aderenza è significativo solo in caso di ancoraggio corto. Nel caso di ancoraggio normale, a causa dell'elasticità della barra di acciaio e della non linearità delle tensioni di aderenza, le forme della tensione effettiva di trazione e la distribuzione della tensione di aderenza si discostano dall'idealizzazione lineare per lunghezze di ancoraggio elevate, come provato sperimentalmente da Mahrenholtz (2013). Di seguito si riportano le figure che illustrano come varia la tensione di aderenza in funzione della lunghezza di ancoraggio:

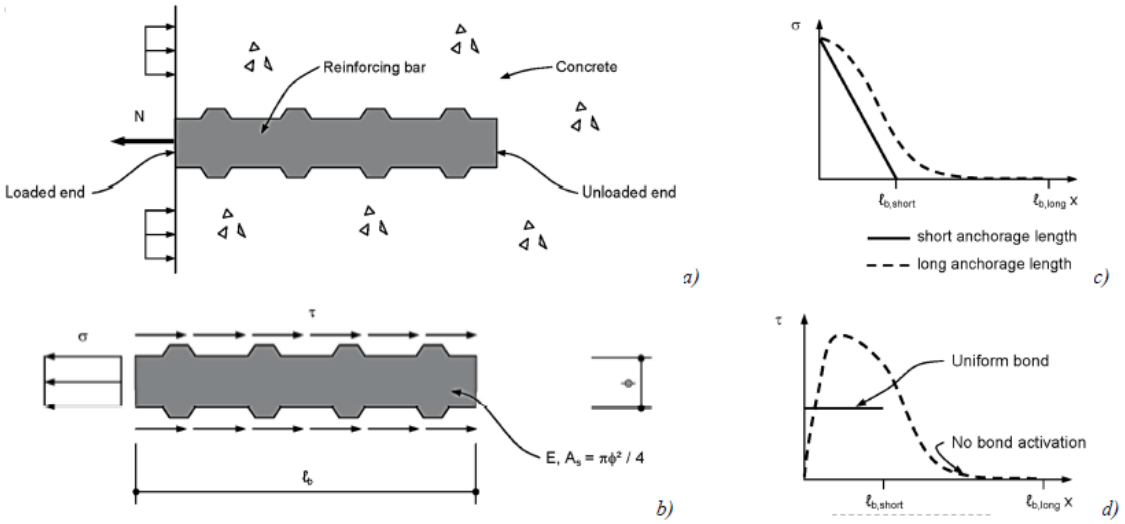


Figura 3.18: a) Schema test pull-out; b) Tensione di trazione e tensione di aderenza di una barra di armatura con estremità caricata; schema distribuzione di c) tensioni trazione e b) tensioni aderenza (Mahrenholtz, 2013).

In accordo con Park e Paulay (1975) e Lutz e Gergely (1967), l'aderenza in strutture in cemento armato è costituita da tre meccanismi differenti:

- *Adesione chimica*: l'adesione è il legame chimico che si genera sulla superficie di contatto tra le barre d'armatura e il calcestruzzo circostante, che consiste nell'interazione a livello microscopico tra le particelle di cemento. Tale interazione può venir meno nel caso di bassi carichi provocando uno scorrimento tra barre d'armatura e calcestruzzo; la perdita di adesione si può avere per uno scorrimento di 0,05 millimetri (FIB Model Code for Concrete Structures, 2010).
- *Attrito*: l'attrito è la resistenza contro uno spostamento parallelo tra il calcestruzzo e la superficie delle barre d'armatura, influenzato dalla forza di compressione perpendicolare alla superficie di contatto e dalla rugosità della stessa. Nelle strutture in cemento armato l'attrito può derivare dalla forza di confinamento nell'interfaccia acciaio-calcestruzzo, dalle forze di compressione esterne

perpendicolari all'interfaccia, e/o dalla forza di chiusura a causa delle armature e/o connettori (FIB Model Code for Concrete Structures, 2010).

- *Ingranamento meccanico*: l'ingranamento è l'ancoraggio meccanico delle nervature contro la superficie del calcestruzzo, che giocano un ruolo significativo nelle barre ad aderenza migliorata a livelli di carico elevati, quindi con l'aumentare degli scorrimenti relativi tra le barre d'acciaio e calcestruzzo.

L'adesione chimica e l'attrito hanno un ruolo fondamentale nel caso di barre lisce, mentre nel caso di barre ad aderenza migliorata è l'ingranamento meccanico tra le nervature delle barre d'armatura e il calcestruzzo ad essere il meccanismo che governa il fenomeno dell'aderenza tra acciaio e calcestruzzo (Bamonte e Gambarova, 2007).

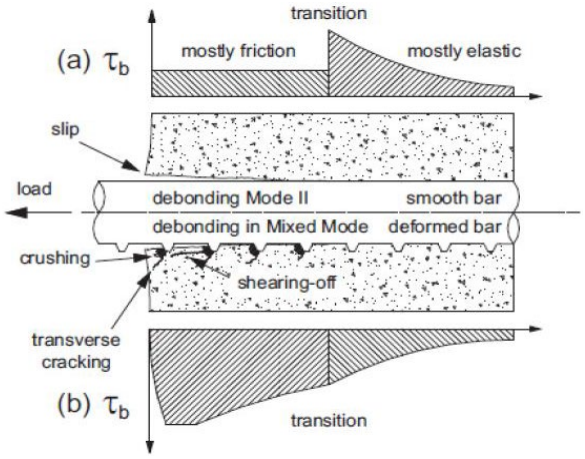


Figura 3.19: a) Meccanismo di aderenza nelle barre lisce, b) barre ad aderenza migliorata (Belmonte e Gambarova, 2007)

In accordo con Fib Bullettin n°10 (2000), il comportamento di aderenza tra acciaio e calcestruzzo può essere definito attraverso quattro diverse fasi della relazione tensione di aderenza τ – scorrimento s.

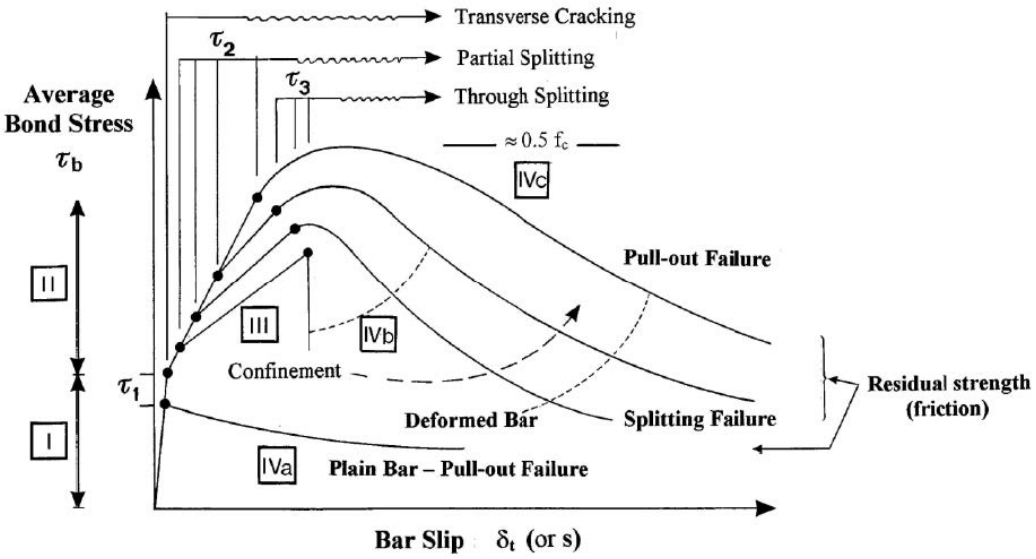


Figura 3.20: Legge locale tensione di aderenza - scorrimento (slip), Tassios (Fib Bullettin n.10, 2000)

- Fase 1 (calcestruzzo non fessurato): caratterizzato da bassi valori di tensione di aderenza $\tau < \tau_1$, dove $\tau_1 = 0{,}2 \div 0{,}8\ f_{ct}$ (Fib Bullettin n°10, 2000). Ciò si verifica poiché il meccanismo principale di resistenza è dovuto principalmente all'adesione chimica tra la matrice di calcestruzzo e la superficie della barra d'acciaio che fornisce la resistenza minima di aderenza. In questa fase, nel caso di barre di acciaio lisce la resistenza si fonda solo sull'adesione chimica e fisica. Infatti, tali barre presentano basse prestazioni di aderenza, mettendo in evidenza il fatto che l'adesione chimica e fisica hanno un ruolo minore nel caso di barre ad aderenza migliorata, ed offrono una resistenza minima. Inoltre non si verifica uno scorrimento relativo all'interfaccia acciaio-calcestruzzo e la presenza di un piccolo scorrimento è correlato solo alle deformazioni a taglio che si verificano nel calcestruzzo. Occorre notare che lo spostamento relativo della barra viene sempre misurato con riferimento alla situazione di calcestruzzo indisturbato e si compone di due parti, lo scorrimento relativo all'interfaccia e le deformazioni di taglio nel calcestruzzo. Come ben evidente dalla precedente figura, nel caso di barre lisce, la tensione di aderenza è molto bassa e lo scorrimento delle barre è caratterizzato dal cosiddetto "collasso pull-out", descritto dalla legge del ramo softening (fase IV–Figura 3.20). La pendenza di questo ramo è influenzata dal livello di confinamento trasversale poiché il trasferimento di forza è fornito dall'attrito.
- Fase 2 (prima fessura del calcestruzzo): si verifica quando si forma la prima fessura nel calcestruzzo, di conseguenza incrementano le tensioni di aderenza con

$\tau > 0{,}2 \div 0{,}8\ f_{ct}$, si ha perdita di adesione chimica e fisica e il meccanismo di aderenza è dovuto all'attrito. Di conseguenza le alte tensioni di aderenza che si instaurano in cima alle nervature delle barre d'acciaio, provocano lo schiacciamento locale del calcestruzzo, come evidente in Figura 3.21, sviluppando microfessurazioni trasversali in corrispondenza dell'estremità delle barre, che consentono lo scorrimento locale delle barre d'acciaio rispetto al calcestruzzo circostante. Nonostante ciò queste azioni, cioè le nervature che spingono contro il calcestruzzo circostante, rimangono limitate nella parte superiore delle nervature e di entità limitata da non indurre allo splitting del calcestruzzo.

- Fase 3 (fessurazione del calcestruzzo): tale fase si ha quando i valori delle tensioni di aderenza incrementano con $\tau > 1 \div 3\ f_{ct}$ e quando il calcestruzzo separandosi dalla barra d'armatura in una prima fessura, aumenta la circonferenza della superficie del calcestruzzo precedentemente in contatto con la barra, e pertanto vengono indotte delle tensioni di trazione radiali τ_2. In seguito, lo strato di calcestruzzo circostante la barra genera una condizione di confinamento sulla barra, e a causa dell'aumento di queste tensioni, si possono sviluppare delle fessure longitudinali, denominate fessure di splitting. Quando si avvicina la massima capacità in termini di trasferimento di aderenza, il calcestruzzo si schiaccia direttamente davanti alle nervature. Il calcestruzzo compattato, che si estende di fronte alla nervatura ad una distanza fino a tre volte l'altezza della nervatura, forma un cuneo piatto e questo tende a spingere il calcestruzzo più lontano dalla barra. In particolare, il calcestruzzo frantumato funge da cuneo contro il calcestruzzo circostante. Quindi si creano ulteriori tensioni di trazione radiali τ_3 che possono provocare la rottura per splitting. Il valore di τ_3 dipende dal grado di confinamento.
- Fase 4 (rottura): tale stadio può portare a rottura per splitting e per pull-out e l'inizio di questa fase dipende dal livello di armatura trasversale. In seguito al conseguimento del valore di tensione di aderenza τ_3, le fessure longitudinali portano alla rottura di tutto il copriferro in calcestruzzo. Le staffe che circondano le barre d'armatura possono ancora contribuire all'efficienza dell'aderenza sebbene ci siano elevati scorrimenti. Infatti il calcestruzzo circostante, applica un'azione di confinamento sulla barra, che assicura una buona forza di aderenza.

Quando è presente un buon confinamento trasversale, lo splitting del calcestruzzo rimane limitato al nucleo distrutto attorno alla barra e la rottura del legame (bond) è causata dall'estrazione della barra di armatura, rottura per pull-out (fase IVc-Figura 3.20). Nel caso di limitata presenza di barre di armatura trasversali, le fessure di splitting si diffondono per mezzo del copriferro del calcestruzzo fino a raggiungere la superficie esterna verificandosi un'improvvisa rottura, rottura per splitting (fase IVb-Figura 3.20). Infine, viene raggiunta la tensione di aderenza residua, a causa dell'attrito tra calcestruzzo e barra d'acciaio dovuto allo scorrimento delle barre.

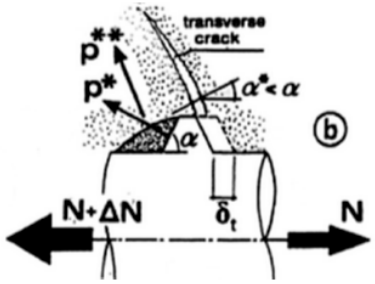


Figura 3.21: Scorrimento barre in acciaio-calcestruzzo e azione di incuneamento delle barre (Gambarova et al., 2004)

Pertanto esistono due tipi di modalità di rottura che caratterizzano l'interazione tra calcestruzzo e barre d'armatura. La *rottura per splitting* si verifica quando le tensioni radiali, e conseguentemente quelle circonferenziali, causano fessure longitudinali che si propagano in superficie e quindi la rottura coinvolge l'area circostante alla barra di armatura e perde la sua natura locale. Tale tipologia di rottura è tipica quando il diametro della barra d'armatura è grande e/o il copriferro è piccolo. Invece, la *rottura per pull-out* è causata dal taglio nel calcestruzzo tra le nervature delle barre di armatura (tranciatura delle chiavi di calcestruzzo). Tipicamente accade quando il copriferro è grande e/o sono sufficienti le barre di armatura trasversali. La rottura per splitting è più debole rispetto alla rottura per pull-out.

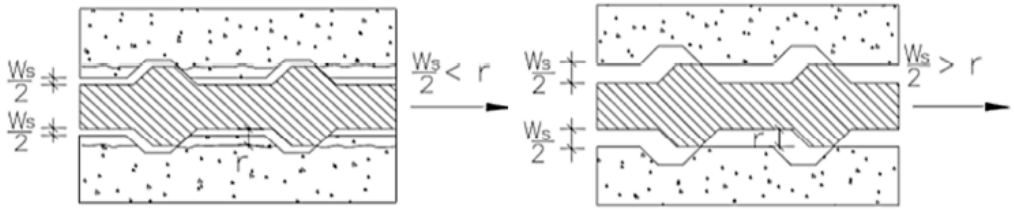


Figura 3.22:Collasso locale del bond nel caso di rottura per splitting e pull-out (Plizzari et al., 1990)

Per lunghi ancoraggi e giunzioni, possono svilupparsi modalità di rottura più complesse: ad esempio una rottura da estrazione (pull-out) indotta da una divisione parziale, in cui la tranciatura delle chiavi di calcestruzzo è seguita da uno scorrimento di calcestruzzo sulle facce delle nervature (Addessi et al. 2002, Cairns et al.1992).

Rehm (1968) mise in relazione per barre ad aderenza migliorata, la modalità di rottura per aderenza con il parametro geometrico a/c, che rappresenta il rapporto tra l'altezza delle nervature *a* e lo spazio che intercorre tra due nervature *c*. Trovò che la performance più soddisfacente in termini di aderenza per barre con c piccolo si ha quando il rapporto a/c è di circa 0.065. Quando le nervature risultano essere alte e poco distanziate tra loro, è la sollecitazione di taglio a governare il comportamento e la barra si può rompere per pull-out. Invece, quando lo spazio che intercorre tra due nervature è maggiore di circa 10 volte l'altezza della nervatura, il calcestruzzo parzialmente schiacciato può formare un cuneo di fronte alla nervatura e la rottura è normalmente dovuta alla scissione del calcestruzzo circostante, quindi rottura per splitting. I due tipi di meccanismi di rottura associati alla nervatura sono mostrati nella seguente figura:

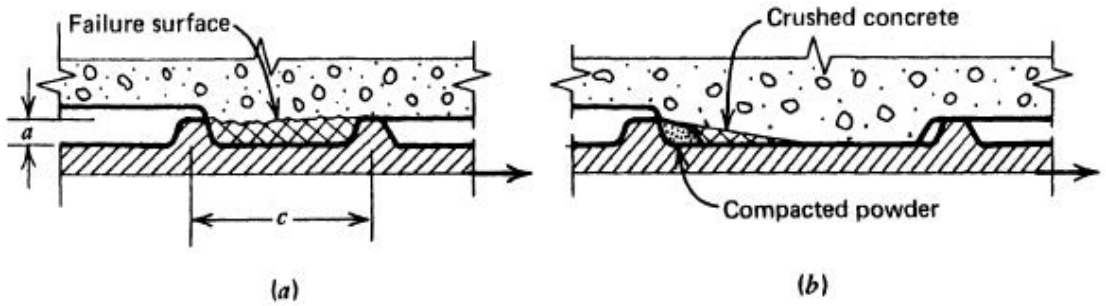


Figura 3.23: Meccanismo di rottura per aderenza: a) a/c > 0.15; b) a/c < 0.10 (Rehm, 1968)

3.3.5.2. Fattori che influenzano il meccanismo dell'aderenza

Vengono riportati i principali fattori che influenzano il comportamento del bond e che hanno grande importanza nella definizione della legge tensione di aderenza – scorrimento (slip):

- *Geometria delle barre di armatura e livello di tensione*: barre nervate/lisce, altezza delle nervature, spaziatura delle nervature e diametro delle barre, definiscono il cosiddetto indice di legame, che influenzano in gran parte la definizione della tensione di aderenza (Castel et al. 2006, Daoud et al. 2002, fib MC2010, fib Bullettin n°72 2010, Hamad 1995, Rehm 1968). La spaziatura netta

tra le barre di armatura, il numero di strati di barre e la posizione della barra rispetto alla superficie libera hanno anche una grande influenza sulle proprietà del legame, cosi come descritto nel CEB-FIP MC90. È stato dimostrato che le barre ad aderenza migliorata, poiché beneficiano dell'ancoraggio meccanico fornito dalle nervature, presentano proprietà di aderenza migliori rispetto alle barre lisce. La risposta aderenza-scorrimento è stata anche messa in relazione con l'area relativa alla nervatura (Graham et al., 1993) ed è stato constatato che in condizioni di basso confinamento la resistenza di aderenza è indipendente da tale parametro, mentre in presenza di armatura trasversale o di un copriferro più grande dunque con maggiore confinamento, la resistenza di aderenza aumenta con l'incremento della area relativa della nervatura.

Il documento ACI 408 del 2003 riporta che barre con diametri più grandi sviluppano una resistenza di aderenza inferiore rispetto alle barre con diametro più piccolo. Il copriferro e il passo delle armature trasversali influenzano significativamente il tipo di rottura, e con copriferro piccolo si ha rottura per splitting mentre con copriferro più grande la capacità di aderenza sarà superiore e si verifica rottura per pull-out (Tepfers et al., 1973).

Inoltre, la forza di aderenza dipende dal livello di sollecitazione presente nell'armatura (Bennett et al. 1982). È stato dimostrato da Bigaj et al. 1995, che il softening dell'acciaio allo snervamento e del calcestruzzo circostante e la contrazione delle barre d'acciaio hanno un'influenza negativa sulla relazione aderenza-scorrimento.

- *Qualità del calcestruzzo, resistenza e geometria della sezione in calcestruzzo*: è stato dimostrato da Collepardi et al. 2005, che la composizione del calcestruzzo influenza la resistenza di aderenza. La direzione del getto del calcestruzzo rispetto all'orientamento della barra è importante anche per le prestazioni del meccanismo di aderenza. Nelle barre orizzontali situate nella parte inferiore della cassaforma e nelle barre verticali caricate perpendicolarmente alla direzione del getto, la tensione di aderenza è migliorata (fib MC2010). L'aderenza acciaio-calcestruzzo dipende sia dal comportamento multiassiale del calcestruzzo, in termini di resistenza a compressione, sia da quello uniassiale. La resistenza uniassiale del calcestruzzo alla compressione e alla trazione, svolgono rispettivamente il ruolo

principale, in caso di rottura per pull-out e rottura per splitting (fib Bulletin n°10 Tassios, 1979).

- *Confinamento passivo e attivo*: il confinamento è uno dei parametri che influenza maggiormente l'efficienza del legame tra calcestruzzo e acciaio. Può essere attivo, derivante da carichi trasversali alla barra, ad es. derivante da un supporto diretto, o passivo, fornito principalmente dal copriferro in calcestruzzo e barre di armatura trasversale. In Den Uijl et al. 1996, è stato dimostrato che il grado di confinamento influenza la modalità di rottura del meccanismo di aderenza. Inoltre è stato osservato un aumento della tensione di aderenza con l'aumento delle barre di armatura trasversale, nel caso di rottura per splitting (Maeda et al., 1995). In Eligehausen et al. 1983, è stato osservato che il quantitativo di barre di armatura trasversale non influenza l'aderenza all'interfaccia acciaio-calcestruzzo, una volta avvenuta la transizione della forza dalla nervatura della barra di armatura al supporto e avrà luogo l'attrito. D'altra parte, il confinamento attivo contribuisce sempre ad aumentare la tensione di aderenza (Eligehausen et al. 1983 e Malvar et al. 1992).
- *Effetti ambientali:* l'effetto ambientale che più influenza il comportamento del meccanismo di aderenza è la corrosione dell'acciaio.

3.3.5.3. Modelli analitici del meccanismo di aderenza

Nei seguenti modelli analitici si considerano le condizioni di barre d'armatura con ancoraggio corto e barre ad aderenza migliorata, se non diversamente specificato. Ciò implica che le barre di armatura rimangono in campo elastico e che le sollecitazioni tangenziali possono essere approssimate come costanti. Occorre inoltre osservare che le relazioni presenti in letteratura, relative alle leggi τ-s, per individuare il comportamento del meccanismo di aderenza non sono leggi costitutive ma rappresentano un comportamento strutturale di insieme dell'interfaccia calcestruzzo-acciaio.

Il primo a proporre un modello analitico è stato Tepfers (1979), in cui il calcestruzzo che circonda una singola barra di armatura è caratterizzato da un cilindro a pareti spesse soggetto a taglio interno e soggetto a pressione. La resistenza del legame è determinata dalla capacità del calcestruzzo, circostante alle barre di armatura, di sopportare le sollecitazioni che gravano sull'elemento strutturale in questione. In tal modo, l'effetto di confinamento delle staffe e del copriferro in calcestruzzo viene implicitamente

considerato. Tale modello è stato modificato e migliorato da molti autori, come ad esempio nel modello presente in Uijl et al. 1996, dove quest'ultimo è in grado di considerare sia il meccanismo di rottura dell'aderenza per pull-out che per splitting. Il modello analitico più realistico riguardo allo scorrimento è quello proposto da Eligehausen et al. 1983. Il modello considera quattro diverse fasi, che rappresentano le quattro fasi teoriche descritte nel precedente paragrafo 3.3.5.1, Figura 3.20. Il CEB-FIP MC90 adotta il modello Eligehausen et al. 1983, che distingue la rottura per splitting da quella per pull-out, mediante la definizione di differenti valori dei coefficienti coinvolti nella relazione tensione di aderenza-scorrimento (Figura 3.24), s_1, s_2, s_3, τ_{max}, τ_f, a seconda che il calcestruzzo sia non confinato (rottura per splitting) e confinato (rottura per taglio del calcestruzzo fra le nervature) (Tabella 3.9).

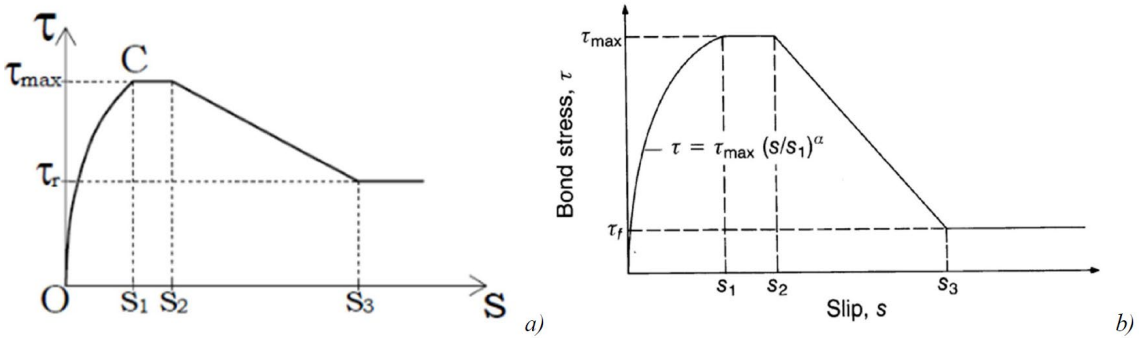


Figura 3.24: Relazione τ-s, caricamento monotono: a) Eligehausen et al.; b) CEB-FIB MC90

	Calcestruzzo non confinato*		**Calcestruzzo confinato****	
	Buone condizioni di aderenza	**Tutte le altre condizioni di aderenza**	**Buone condizioni di aderenza**	**Tutte le altre condizioni di aderenza**
s_1	0.6 mm	0.6 mm	1.0 mm	1.0 mm
s_2	0.6 mm	0.6 mm	3.0 mm	3.0 mm
s_3	1.0 mm	2.5 mm	Spaziatura netta tra nervature	Spaziatura netta tra nervature
α	0.4	0.4	0.4	0.4
τ_{max}	$2.0\sqrt{f_{ck}}$	$1.0\sqrt{f_{ck}}$	$2.5\sqrt{f_{ck}}$	$1.25\sqrt{f_{ck}}$
τ_f	$0.15\ \tau_{max}$	$0.15\ \tau_{max}$	$0.40\ \tau_{max}$	τ_{max}
*Rottura per splitting del calcestruzzo; **Rottura per taglio del calcestruzzo fra le nervature				

Tabella 3.9: Parametri per definire la relazione tensione di aderenza-scorrimento (CEB-FIP Model Code, 1990)

Le relazioni proposte in tabella, sono valide solo se rispettano alcune condizioni che riguardano principalmente le dimensioni del copriferro, l'armatura trasversale minima e altre ulteriori condizioni, come specificato nel CEB-FIP Model Code1990.

Il ramo ascendente della curva τ-s, si riferisce alla penetrazione delle nervature di acciaio nel calcestruzzo, nonché ai conseguenti fenomeni fisici dello schiacciamento locale e microfessurazioni che si verificano nel calcestruzzo circostante alla barra d'armatura:

$$\tau = \tau \left(\frac{s}{s_1}\right)^{\alpha} \qquad 0 \leq s < s_1 \qquad (3.43)$$

Il secondo ramo è quello orizzontale, che si ottiene solo nel caso di calcestruzzo confinato. Questo, rappresenta l'avanzamento della frantumazione del calcestruzzo (concrete crushing) e il taglio del calcestruzzo (shearing off) tra le nervature, ciò risulta possibile in seguito al quantitativo minimo di armatura trasversale e al copriferro in calcestruzzo:

$$\tau = \tau_{max} \qquad s_1 \leq s < s_2 \qquad (3.44)$$

Il ramo di softening simula lo sviluppo di fessurazioni di splitting lungo la barra di armatura, per il calcestruzzo non confinato, e la riduzione di tensione di aderenza dovuta allo strappo delle mensole di calcestruzzo tra le nervature, per il calcestruzzo confinato:

$$\tau = \tau_{max} - \left(\tau_{max} - \tau_f\right) * \left(\frac{s-s_2}{s_3-s_2}\right) \qquad s_2 \leq s < s_3 \qquad (3.45)$$

Infine l'ultimo ramo, quello orizzontale, rappresenta la tensione di aderenza residua, dovuta alla presenza di pressione che esercita l'armatura trasversale minima sul calcestruzzo:

$$\tau = \tau_f \qquad s > s_3 \qquad (3.46)$$

Il fib MC2010 adotta le stesse equazioni di CEB-FIP MC90, introducendo alcuni nuovi aspetti:

- nel fib MC2010, per la definizione dell'aderenza, viene utilizzata la resistenza media a compressione del calcestruzzo f_{cm} anziché quella caratteristica f_{ck}, utilizzata nel CEB-FIP MC90. Ciò comporta ad un aumento di resistenza dell'aderenza rispetto al passato, sia per la rottura per pull-out sia per la rottura per splitting, Tabella 3.10.
- nel caso di rottura pull-out, in CEB-FIP MC90 il passaggio da "buone condizioni di aderenza" a "tutte le altre condizioni di aderenza" consiste nella riduzione della forza di aderenza. Invece nel fib MC2010, è stata introdotta un ulteriore riduzione della rigidezza del ramo ascendente e una estensione del plateau (Figura 3.25 a).

- nel caso di rottura splitting, il fib MC2010 distingue tra il caso di calcestruzzo non confinato (nessuna presenza di staffe confinate e quindi nessuna tensione di aderenza residua τ_f) e calcestruzzo confinato (presenza di staffe confinate con tensione di aderenza residua τ_f), oltre a distinguere tra "buone condizioni di aderenza" e "tutte le altre condizioni di aderenza". In CEB-FIP MC90 la rottura per splitting è distinta solo tra “buone condizioni di aderenza” e “tutte le altre condizioni di aderenza” e viene sempre fornita la tensione di aderenza residua (Figura 3.25 b).

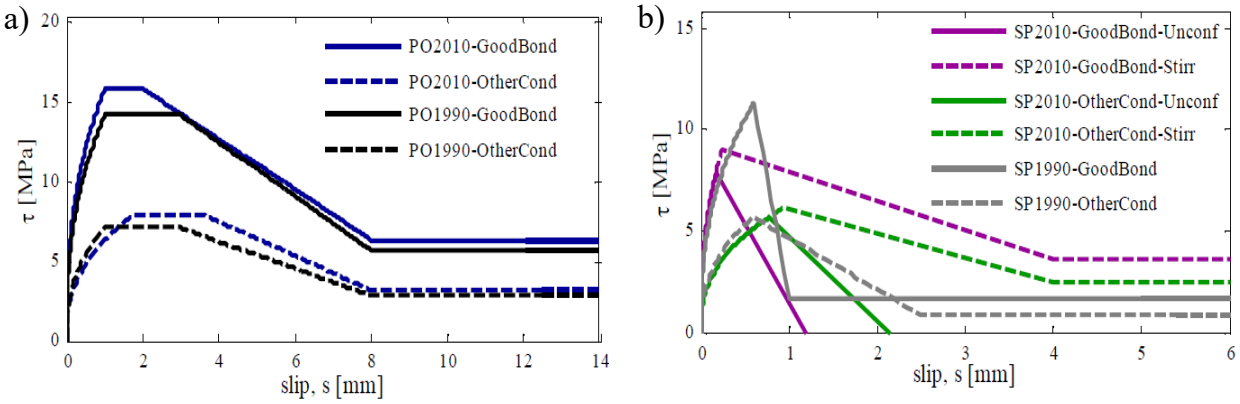


Figura 3.25: Confronto tra relazioni con carichi monotoni di tensione di aderenza-scorrimento proposti in CEB-FIP MC90 e fib MC2010; a) Rottura per pull-out: Buona condizione di aderenza e Tutte le altre condizioni di aderenza; b) Rottura per splitting: buona condizione di aderenza e tutte le altre condizioni di aderenza.

	1	2	3	4	5	6
	ROTTURA PER PULL-OUT		**ROTTURA PER SPLITTING**			
	Condizione di aderenza [mm]		**Condizione di aderenza [mm]**			
	Buona	**Tutti gli altri casi**	**Buona**		**Tutti gli altri casi**	
			non confinato	**staffe**	**non confinato**	**staffe**
s_1	1.0	1.8	1.0	1.0	1.8	1.8
s_2	2.0	3.6	s_1	s_1	s_1	s_1
s_3	c_{clear} [1)]	c_{clear} [1)]	1.2 s_1	0.5 c_{clear} [1)]	1.2 s_1	0.5 c_{clear} [1)]
α	0.4		0.4			
τ_{max}	$2.5\sqrt{f_{cm}}$	$1.25\sqrt{f_{cm}}$	$7.0\left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0.25}$	$8.0\left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0.25}$	$5.0\left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0.25}$	$5.5\left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0.25}$
τ_f	0.4 τ_{max}		0	0.4 τ_{max}	0	0.4 τ_{max}
1) c_{clear} è la distanza netta tra le nervature						

Tabella 3.10: Parametri per definire la relazione tensione di aderenza-scorrimento (Fib Model Code for Concrete Structures, 2010)

Con riferimento alla precedente tabella, vengono proposti diversi valori dei termini s_1, s_2, s_3, α, τ_{max}, τ_f, in funzione della tipologia di rottura. La rottura per pull-out (Tabella 3.10 - colonna 1 e 2) è valida nel caso in cui il calcestruzzo sia ben confinato, con rapporto copriferro calcestruzzo/ diametro barra ≥ 5ϕ e distanza netta tra le barre di armatura ≥ 10ϕ o idoneo rinforzo di armatura confinato. La rottura per splitting (Tabella 3.10 - colonna 3 a 6) risulta essere valida per $\phi \leq 20$ mm e altre limitazioni specificate nel fib MC2010. Infatti i valori presenti in Tabella 3.10, dalla colonna 3 a 6 derivano dalla seguente equazione, assumendo, $l_b/\phi = 5$, una tensione di aderenza uniforme oltre questo valore e valutando $\tau_{u,split}$ per $\phi \leq 25$ mm, $c_{max}/c_{min} = 2.0$, $c_{min}=c_{max}$ e $K_{tr} = 0.02$ nel caso in cui le barre sono confinate da staffe.

$$\tau_{u,split} = \eta_2 \cdot 6.5 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0.25} \left(\frac{25}{\phi}\right)^{0.2} \left[\left(\frac{c_{min}}{\phi}\right)^{0.33} \left(\frac{c_{max}}{\phi}\right)^{0.1} + K_m K_{tr}\right] \qquad (3.47)$$

dove

η_2 pari a 1,0 per condizioni di buona aderenza o pari a 0,7 per tutte le altre condizioni di aderenza; f_{cm} è la resistenza cilindrica media a compressione [N/mm^2], ϕ è il diametro della barra ancorata considerata [mm]; $c_{min} = \min\{c_s/2, c_x, c_y\}$ e $c_{max} = \max\{c_s/2, c_x\}$ (vedi Figura 3.26).

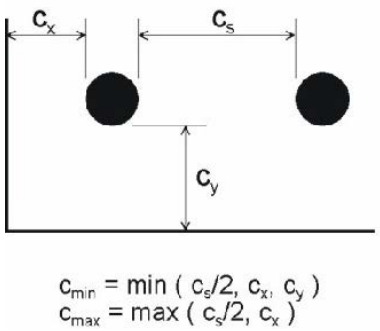


Figura 3.26: Notazione per spaziatura barre e copriferro: barre dritte

K_m rappresenta l'efficienza del confinamento fornito dalle armature trasversali e ha un valore di 12 nel caso in cui le barre d'armatura sono confinate all'interno di una curva di collegamento passando intorno alla barra di almeno 90°.

$$K_{tr} = \frac{n_t A_{st}}{n_b \cdot \phi \cdot s_t} \leq 0.05 \qquad (3.48)$$

dove n_t è il numero di bracci dell'armatura confinata che attraversa una potenziale superficie di rottura per splitting in una sezione; A_{st} è l'area della sezione trasversale di

un braccio di una barra d'armatura confinata [mm^2]; s_t è la distanza longitudinale della barra d'armatura confinata [mm]; n_b è il numero di barre ancorate o coppie di barre sovrapposte in corrispondenza della potenziale superficie di rottura per splitting.

Inoltre osservando i dati presenti in Tabella 3.10, risulta evidente che la relazione tensione di aderenza-scorrimento (slip) cambi a seconda che ci sia rottura per pull-out o rottura per splitting, ed in generale presenta valori più grandi della tensione di aderenza con rottura per pull-out e valori invece più piccoli della tensione di aderenza con rottura per splitting.

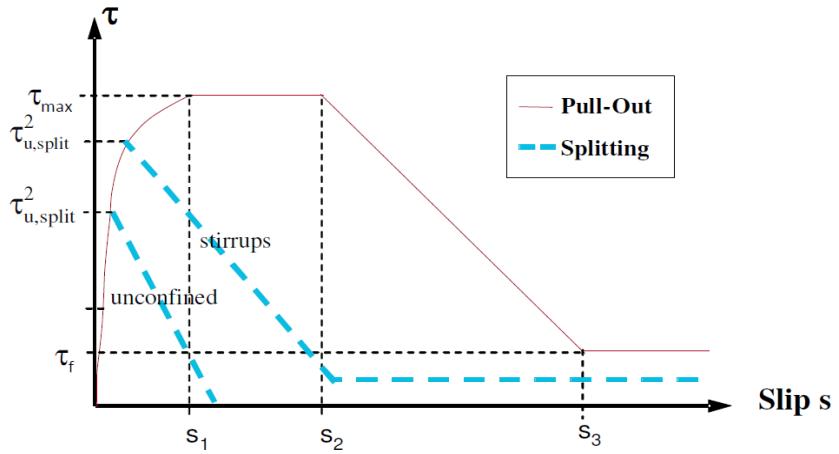


Figura 3.27: Relazione tensione di aderenza-scorrimento con rottura per pull-out e per splitting (Fib Model Code for Concrete Structures, 2010)

3.3.5.4. Modellazione degrado dell'aderenza indotto dalla corrosione delle barre d'armatura

Il comportamento dell'aderenza nel cemento armato soggetto a corrosione, negli ultimi decenni è stato molto studiato e analizzato sia sperimentalmente che analiticamente. In letteratura scientifica sono presenti numerose ricerche da parte di diversi autori, ma a causa della complessità del fenomeno e dei numerosi parametri coinvolti, risulta difficile generalizzare i risultati ottenuti. La maggior parte dei ricercatori (Almusallam et al. 1996, Al-Sulaimani et al. 1990, Lee et al. 2002, Mangat et al. 1999, Shima et al. 2002), come principale conseguenza della corrosione delle barre d'armature hanno individuato una riduzione della tensione di aderenza in corrispondenza dell'interfaccia tra acciaio e calcestruzzo, come indicato nella seguente figura.

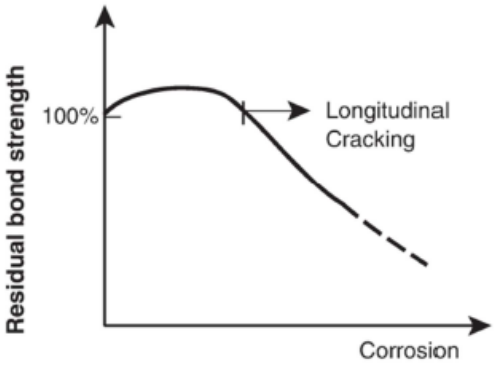


Figura 3.28: Influenza della corrosione sulla tensione di aderenza residua, Cairns et al. 2007

Alcuni autori (Bhargava et al. 2008, Cabrera 1992, Lee et al. 2002) hanno proposto anche delle relazioni empiriche fra il livello di corrosione e la massima tensione di aderenza. Tuttavia, tali relazioni dipendono dal tipo di prova, dalle caratteristiche del materiale in calcestruzzo e dalla geometria del campione in studio, pertanto esse sono applicabili solo se si rispettano determinate condizioni.

Almusallam et al. 1996, Al-Sulaimani et al. 1990, Cabrera 1996, Auveung et al. 2004, Chung et al. 2004, Cairns et al. 2007, Mangat et al. 1999 hanno osservato sperimentalmente che per bassi livelli di corrosione dell'armatura (fino all'1÷4% circa del livello di corrosione) la tensione di aderenza aumenta (Figura 3.28); altri autori tra i quali Al-Sulaimani et al. 1990, Rodriguez et al. 1994, Cabrera 1996, Almusallam et al. 1996, Amleh and Mirza 1999, Stanish et al. 1999, Auyeung et al. 2000, Lee et al. 2002, Chung et al. 2004, Fang et al. 2004, invece hanno osservato sperimentalmente una riduzione significativa dei valori di tensione di aderenza per livelli di corrosione dell'armatura elevati (oltre all'1÷4% circa del livello di corrosione) (Figura 3.28). Solo alcuni autori, come ad esempio Lundgren 2007 e Mancini et al. 2014 hanno cercato di riassumere i dati disponibili in letteratura per una migliore comprensione dell'influenza della corrosione dell'armatura sull'aderenza.

L'effetto quantitativo della corrosione sulla tensione di aderenza è stato quindi studiato da un punto di vista teorico e sulla base di questi sono stati proposti una serie di modelli empirici e analitici. Occorre evidenziare che l'entità della riduzione della tensione di aderenza dipende da molti parametri. In virtù di ciò, la tensione di aderenza ridotta in seguito agli effetti della corrosione, $\tau_{max,rid}$, non può essere definita con grande precisione. In letteratura scientifica, diversi autori hanno definito una correlazione di tipo lineare o

esponenziale tra la tensione di aderenza e il livello di corrosione X, definita come percentuale di perdita di massa di barra corrosa:

$$\tau_{max,rid} = A + B \cdot X^c \quad (3.49)$$

$$\tau_{max,rid} = A + B \cdot e^{c \cdot X} \quad (3.50)$$

in cui i parametri A, B e C sono ottenuti attraverso regressione lineare dei dati sperimentali. Di seguito si riporta una tabella riassuntiva delle equazioni proposte in letteratura scientifica per tenere conto degli effetti della corrosione sulla tensione di aderenza:

Autori	***Equazioni***	***Condizioni test***
Cabrera (1992)	$\tau_{max,rid} = 23.478 - 1.313X \ [MPa]$	*Cubo 150mm – Test Pull-out– Campioni non confinati*
Lee et al. (2002)	$\tau_{max,rid} = 0.34 f_c - 1.93 \ \ prima \ fessurazione \ \ [MPa]$ $\tau_{max,rid} = 5.21 e^{(-0.0561X)} \ \ dopo \ fessurazione \ \ [MPa]$	*Cubo 8 Φ – Test Pull-out – Campioni non confinati*
Stanish et al. (1999)	$\tau_{max,rid} = \sqrt{f_c'}\,(0.77 - 0.027X) \ \ [MPa]$	*Lastre 1D – Test Flexural – Campioni non confinati*
Chung et al. (2004)	$\frac{\tau_{max,rid}}{\tau_{max}} = 1 \ \ X \leq 2\% \ \ [MPa]$ $\frac{\tau_{max,rid}}{\tau_{max}} = 2.09 X^{-1.06} \ \ X > 2\% \ \ [MPa]$	*Lastre 1D – Test Flexural – Campioni non confinati*
Chung et al. (2008)	$\frac{\tau_{max,rid}}{\tau_{max}} = 1 \ \ X \leq 2\% \ \ [MPa]$ $\frac{\tau_{max,rid}}{\tau_{max}} = 24.7 X^{-0.55} \ \ X > 2\% \ \ [MPa]$	*Cubo 150mm– Test Pull-out – Campioni non confinati*
Bhargava et al. (2008)	$\frac{\tau_{max,rid}}{\tau_{max}} = 1 \ \ X \leq 1.5\% \ \ [MPa]$ $\frac{\tau_{max,rid}}{\tau_{max}} = 1.192 e^{-0.117X} \ \ X > 1.5\% \ \ [MPa]$	*Articolo letteratura – Test Pull-out – Campioni non confinati*
	$\frac{\tau_{max,rid}}{\tau_{max}} = 1 \ \ X \leq 1.5\% \ \ [MPa]$ $\frac{\tau_{max,rid}}{\tau_{max}} = 1.346 e^{-0.198X} \ \ X > 1.5\% \ \ [MPa]$	*Articolo letteratura – Test Flexural – Campioni non confinati*
Rodriguez et al. (1994)	$\tau_{max,rid} = 0.6 \left(0.5 + \frac{c}{\phi}\right) f_{ct} \,(1 - \beta \cdot X^{\mu}) + \frac{k \, A_s \, f_y}{s \, \phi} \ \ [MPa]$	*Cubo 300mm – Test Pull-out eccentrico – Campioni confinati e non confinati*
Rodriguez et al. (1996)	$\tau_{max,rid} = 5.25 - 2.72X \ \ X > 1mm \ \ \rho > 0.25 \ \ [MPa]$	*Cubo 300mm – Test Pull-out eccentrico – Campioni confinati*
	$\tau_{max,rid} = 3 - 4.76X \ \ \ X < 1mm \ \ [MPa]$	*Cubo 300mm – Test Pull-out Eccentric – Campioni non confinati*
Li et al. (2014)	$\frac{\tau_{max,rid}}{\tau_{max}} = 0.9959 e^{-0.0041X} + 0.0069 e^{0.7858X} \ \ X \leq 4 \ \ [MPa]$	*Basato su test sperimentali di Almusallam et al. (1996) - Campioni non confinati*

	$\frac{\tau_{max,rid}}{\tau_{max}} = 9.662e^{-0.5552X} + 0.1887e^{0.0069X}\ \ 4 < X \leq 80\ \ [MPa]$	
Coronelli (2002)	$\tau_{max,rid} = k(x)p^{max}(x) + \tau_b^0(x) + \mu(x)p_{corr}(x)\ \ [MPa]$	*Approccio analitico*
Hussein (2011)	$\tau_{max,rid} = \mu(x)p_{conf}(x) + \mu(c)p_{corr} + \tau_{AD}(x)\ \ [MPa]$	*Approccio analitico*
Wu (2012)	$\tau_{max,rid} = \mu(x) \cdot [p_{c,c}(x) + p_{c,st}(x) + p_{corr}(x)]\ \ [MPa]$	*Approccio analitico*

Tabella 3.11: Riassunto delle equazioni empiriche e analitiche proposte in letteratura per tenere conto degli effetti della corrosione sulla tensione di aderenza

Come risulta evidente dalla tabella precedente, la maggior parte delle formule proposte sono state sviluppate nel caso di campioni non confinati. Uno studio sperimentale condotto nel caso di campioni confinati è quello di Rodriguez et al. 1994. Tale modello distingue due termini relativi rispettivamente al contributo di calcestruzzo e di armatura trasversale. Tale formula è stata ottenuta attraverso il fitting di una serie di test sperimentali su campioni con e senza armatura trasversale, differenti valori di c / Φ, rapporto tra copriferro in calcestruzzo e quantità di staffe. Tuttavia, come suggerito dagli autori, questa espressione deve essere usata con particolare cautela a causa dei test limitati effettuati fino a questo momento.

Anche il fib MC2010 ha riconosciuto il degrado della tensione di aderenza a causa della corrosione delle armature, infatti propone nella seguente tabella dei valori di tensione di aderenza ridotta $\tau_{max,rid}$ in funzione della superficie di rottura, del confinamento e della capacità residua di aderenza:

Corrosion penetration (mm)	**Equivalent surface crack** (mm)	**Confinement**	**Residual capacity** (as % of f_{bd}) Bar type	
			Ribbed	Plain
0.05	0.2-0.4	No links	50-70	70-90
0.10	0.4-0.8		40-50	50-60
0.25	1.0-2.0		25-40	30-40
0.05	0.2-0.4	Links	95-100	95-100
0.10	0.4-0.8		70-80	95-100
0.25	1.0-2.0		60-75	90-100

Tabella 3.12: Riduzione tensione di aderenza per corrosione delle armature, fib MC2010

L'effetto della pressione di confinamento sulla tensione di aderenza in condizioni di corrosione è stato studiato da diversi autori. In particolare Coronelli et al. 2002 propone

di considerare il confinamento del calcestruzzo e delle staffe p^{max}, il contributo di tensione di aderenza τ_b^0 e la pressione di corrosione p_{corr}, in funzione della profondità di corrosione x. Successivamente Hussein et al. 2011 hanno modificato il modello di Coronelli et al. 2002, andando a considerare oltre che l'aderenza e pressione di corrosione, anche la pressione di confinamento data dal calcestruzzo fessurato p_{conf}. Tuttavia, in tale formulazione, il contributo del confinamento fornito dalle staffe non è stato incluso. Wu 2012 ha quindi modificato l'equazione al fine di introdurre questo fattore molto importante, distinguendo il confinamento fornito dal calcestruzzo $p_{c,c}$, e il confinamento fornito dalle staffe $p_{c,st}$.

Inoltre gli unici autori che hanno cercato di valutare gli effetti della corrosione dell'armatura anche sugli altri parametri che definiscono la relazione τ-s, come ad esempio la tensione di aderenza residua, la rigidezza della legge τ-s o la modalità di rottura del meccanismo di aderenza sono Li et al. 2014 e Lundgren 2007.

Nel seguente studio, per la modellazione del meccanismo dell'aderenza e conseguente definizione della legge tensione di aderenza-scorrimento τ-s in condizioni di assenza di corrosione delle armature si è fatto riferimento al fib MC2010, mentre nel caso di corrosione delle barre d'armature longitudinali la legge τ-s è stata modificata per considerare la rottura dell'aderenza per splitting. Conseguentemente la tensione di aderenza residua τ_{res}, lo scorrimento s_1 alla massima tensione di aderenza e il ramo di softening sono stati riformulati in funzione del livello di corrosione considerato. Il comportamento del post picco include la rottura per splitting del copriferro in calcestruzzo attraverso l'eliminazione sia del plateau che della forza di attrito. La resistenza del meccanismo di aderenza degradata, cioè la tensione di aderenza ridotta $\tau_{max,rid}$ a causa della corrosione delle barre d'armature longitudinali, è stata determinata sulla base del modello empirico proposto da ***Bhargava et al. 2008***. Occorre notare che il degrado delle staffe è stato modellato in maniera analoga a quanto fatto per le barre d'armatura longitudinali. In virtù di ciò, sono stati determinati la riduzione di area delle sezioni trasversali delle staffe a causa della corrosione e i loro conseguenti diametri equivalenti. Il loro effetto è stato considerato nel meccanismo di aderenza (fib MC2010) attraverso una riduzione di confinamento del calcestruzzo (in corrispondenza della zona in cui è presente la corrosione), quest'ultimo calcolato con la legge di Saatcloglu e Razvi (1992).

Pertanto a partire dalla legge τ-s definita mediante la formulazione fornita dal fib MC2010 e introducendo in essa la riduzione di confinamento del calcestruzzo a causa del degrado delle staffe attraverso la resistenza a compressione media ridotta $f_{cm,rid}$, si applica il modello empirico proposto da Bhargava et al. 2008 per considerare la corrosione delle barre longitudinali, modificando cosi la precedente legge τ-s.

Di seguito si riporta un estratto del modello empirico proposto da Bhargava et al. 2008. Sulla base dei dati sperimentali presenti nelle seguenti figure, gli autori Bhargava et al. 2008 propongono modelli empirici per valutare il degrado progressivo dell'aderenza tra il calcestruzzo e l'acciaio di rinforzo per campioni senza staffe.

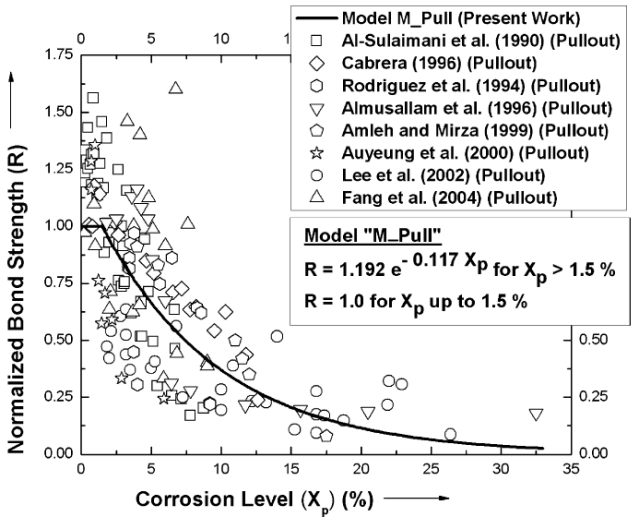


Figura 3.29: Tensione di aderenza normalizzata in funzione del livello di corrosione per dati sperimentali dei test di Pull-out

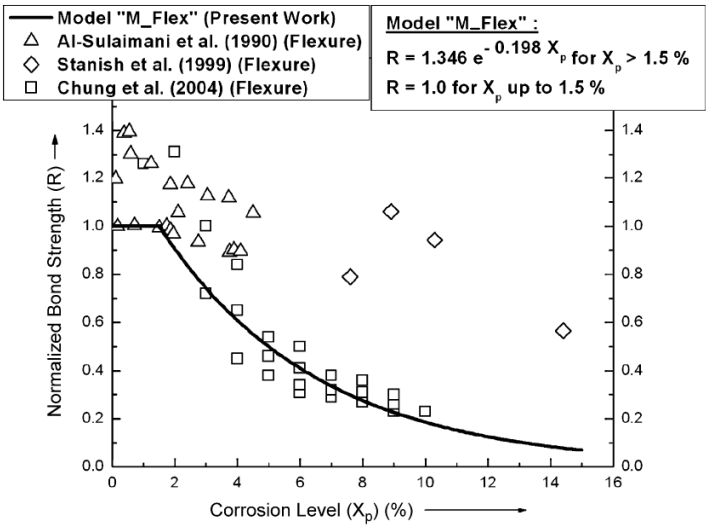


Figura 3.30: Tensione di aderenza normalizzata in funzione del livello di corrosione per dati sperimentali dei test di Flexural

Di seguito si riportano le due formulazioni empiriche di Bhargava et al. 2008, già riportate in precedenza nella Tabella 3.11:

- basati su dati sperimentali dei test Pull-out (Model 'M_Pull'):

$$\frac{\tau_{max,rid}}{\tau_{max}} = 1 \;\; X \leq 1.5\% \;\; [MPa]$$

$$\frac{\tau_{max,rid}}{\tau_{max}} = 1.192e^{-0.117X} \;\; X > 1.5\% \;\; [MPa]$$

(3.51)

- basati su dati sperimentali dei test Flexural (Model 'M_Flex'):

$$\frac{\tau_{max,rid}}{\tau_{max}} = 1 \;\; X \leq 1.5\% \;\; [MPa]$$

$$\frac{\tau_{max,rid}}{\tau_{max}} = 1.346e^{-0.198X} \;\; X > 1.5\% \;\; [MPa]$$

(3.52)

Si definisce con $R = \frac{\tau_{max,rid}}{\tau_{max}}$ la tensione di aderenza normalizzata, pari al rapporto tra la tensione di aderenza massima al livello di corrosione considerato e la tensione di aderenza massima per il campione senza corrosione. Si indica con X il livello di corrosione, dove nel nostro caso corrisponde all'α_{pitt} determinato con la formulazione di Coronelli e Gambarova et al. 2004.

In conclusione, è stato utilizzato il modello empirico di Bhargava et al. 2008 derivante dai test Flexural poiché risulta essere quello più conservativo rispetto a quello derivante dai test Pull-out.

I risultati ottenuti sono riportati nei successivi paragrafi.

4. PROGETTO DI UN TELAIO MULTIPIANO IN CALCESTRUZZO ARMATO IN ZONA SISMICA

4.1 Descrizione generale

Nel seguente elaborato di tesi, lo studio della robustezza strutturale è basato su un edificio progettato in zona sismica secondo i requisiti e le norme di progettazione italiane ed europee. Nello specifico si è considerato un edificio in cemento armato, adibito ad uso residenziale, situato nel comune dell'Aquila in zona sismica 2, con un'altitudine di 714 m s.l.m. La progettazione dell'edificio è stata eseguita con un approccio di tipo prescrittivo seguendo le indicazioni progettuali dell'NTC 2018 e dell'Eurocodice 2.

In **Allegato**, si riporteranno le distinte d'armatura di travi e pilastri.

Il telaio in cemento armato utilizzato nel seguente lavoro, è lo stesso a quello utilizzato nel lavoro di tesi "*Robustezza strutturale di edifici intelaiati in calcestruzzo armato: analisi parametrica e nuove proposte progettuali*" di Fortunato Mauro. Pertanto si riporta solo un estratto della progettazione del telaio utilizzato nel seguente lavoro di tesi.

L'edificio è di nuova realizzazione; la vita nominale di progetto, essendo una costruzione con livelli di prestazioni ordinari, è di 50 anni, conformemente a quanto specificato nella Tabella 2.1.I del DM2018:

TIPI DI COSTRUZIONI		**Valori minimi di V_N** [anni]
1	*Costruzioni temporanee e provvisorie*	*10*
2	*Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari*	*50*
3	*Costruzioni con livelli di prestazioni elevati*	*100*

Tabella 4.1: Valori minimi della Vita Nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzione

La classe d'uso relativa all'edificio in studio è la classe II, definita al § 2.4.2 del DM2018. La classe d'uso II, che riguarda costruzioni il cui uso prevede normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente, senza funzioni pubbliche e sociali essenziali, ha un coefficiente d'uso pari a 1, in accordo con la Tabella 2.4.II del DM2018:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 4.2: Coefficienti d'uso C_U

Il periodo di riferimento V_R, definito al § 2.4.3 del DM2018, risulta:

$$V_R = V_N C_U = 50\ anni \qquad (4.1)$$

Per le travi e i pilastri è stato utilizzato il calcestruzzo che presenta le seguenti caratteristiche:

Classe di resistenza	**C25/30**
Resistenza a compressione cubica caratteristica R_{ck}	30 N/mm^2
Resistenza a compressione cilindrica f_{ck}	25 N/mm^2
Coefficiente di sicurezza parziale γ_c	1.5
Coefficiente per carichi di lunga durata α_{cc}	0.85
Resistenza a compressione cilindrica di progetto f_{cd}	14.17 N/mm^2
Resistenza media a trazione f_{ctm}	2.56 N/mm^2
Resistenza a trazione caratteristica f_{ctk}	1.80 N/mm^2
Resistenza a trazione di progetto f_{ctd}	1.20 N/mm^2
Deformazione limite allo SLU ε_{cu}	3.5 ‰
Peso specifico γ	25 kN/m^3
Modulo elastico E_{cm}	31476 N/mm^2
Coefficiente di Poisson ν	0.2

Tabella 4.3: Caratteristiche del calcestruzzo

La classe di esposizione ambientale dell'edificio in studio è la XC2, in accordo con la norma UNI EN 206-1. Pertanto il copriferro minimo è di 25 mm e considerando una tolleranza di posa di 10 mm, si è scelto un copriferro di 35 mm.

Per le armature si utilizza un acciaio laminato a caldo in barre ad aderenza migliorata, e le sue caratteristiche sono riassunte nella seguente tabella:

Classe di acciaio	**B450C**
Resistenza a trazione caratteristica f_{tk}	540 N/mm^2
Tensione di snervamento caratteristica f_{yk}	450 N/mm^2
Coefficiente di sicurezza parziale γ_s	1.15
Tensione di snervamento di progetto f_{yd}	391 N/mm^2
Rapporto tra resistenza e tensione di snervamento	$1.15 < (f_t/f_{yk}) < 1.35$
Allungamento uniforme massimo ε_{uk}	75 ‰
Deformazione di snervamento di calcolo ε_{syd}	1.96 ‰
Deformazione limite allo SLU ε_{ud}	0.90 $\boldsymbol{\varepsilon}_{uk}$ = 63 ‰
Modulo elastico E_s	200000 N/mm^2
Coefficiente di Poisson ν	0.3

Tabella 4.4: Caratteristiche dell'acciaio

La struttura è costituita da 4 piani fuori terra che hanno un'altezza di interpiano pari a 3 metri, e presenta 4 campate nelle due direzioni, cosi come illustrato nella seguente figura:

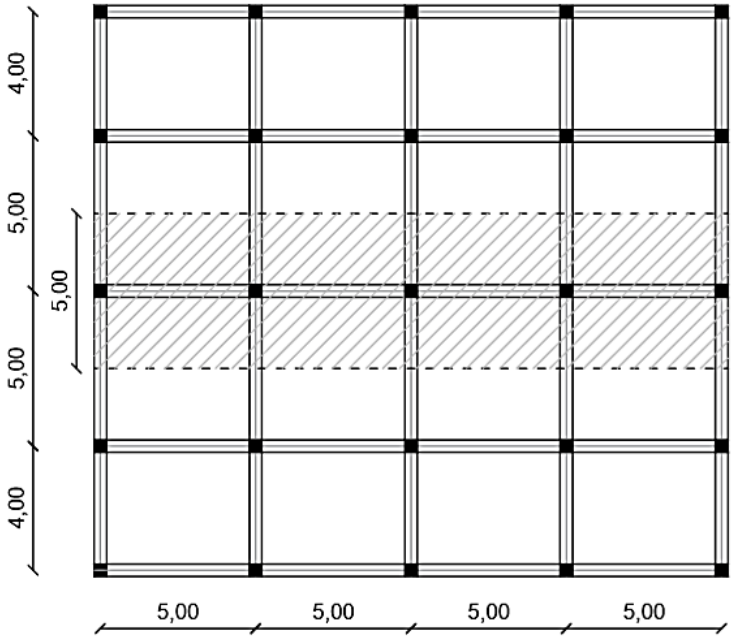


Figura 4.1: Pianta del piano tipo

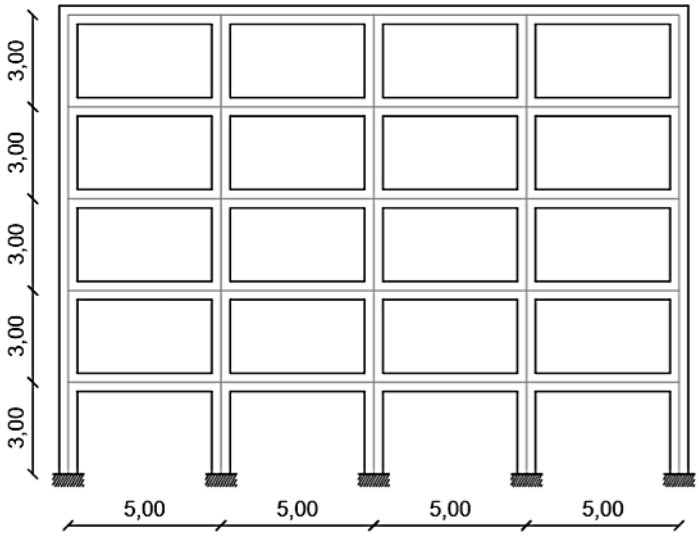


Figura 4.2: Sezione del telaio intermedio

È stata prevista una strategia di progettazione con classe di duttilità alta "A". Inoltre la modellazione agli elementi finiti e il calcolo delle sollecitazioni sono stati eseguiti con il software SAP2000.

4.2 Azioni

Al § 2.5 del DM2018, un'azione viene definita come ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura. I carichi si possono classificare secondo la variazione della loro intensità nel tempo come:

- carichi permanenti (G): essi agiscono per tutta la vita utile della struttura e nel tempo subiscono variazioni talmente piccole da poter essere considerate costanti;
- carichi variabili (Q): suddivisi in carichi di lunga durata e di breve durata;
- carichi eccezionali (A): dovuti ad eventi eccezionali (incendi, esplosioni, urti, impatti, ecc.);
- azioni sismiche (E): derivanti dai terremoti, definite a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

Inoltre, ai fini delle verifiche agli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, generalmente usata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\Psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\Psi_{03}Q_{k3} + \cdots \quad (4.2)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Psi_{02}Q_{k2} + \Psi_{03}Q_{k3} + \cdots \quad (4.3)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{11}Q_{k1} + \Psi_{22}Q_{k2} + \Psi_{23}Q_{k3} + \cdots \quad (4.4)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{21}Q_{k1} + \Psi_{22}Q_{k2} + \cdots \quad (4.5)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{21}Q_{k1} + \Psi_{22}Q_{k2} + \cdots \quad (4.6)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + A + \Psi_{21}Q_{k1} + \Psi_{22}Q_{k2} + \cdots \qquad (4.7)$$

dove:

- γ_{G1}: coefficiente parziale dei carichi permanenti strutturali;
- γ_{G2}: coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali;
- γ_Q: coefficiente parziale delle azioni variabili;
- Ψ_{ij}: coefficienti di combinazioni relativi alla j-esima azione variabile; i valori dei fattori di combinazione Ψ dipendono dal tipo di azione considerata, dalla destinazione d'uso della struttura e dalla situazione di progetto, come indicato alla tabella 2.5.I del DM2018:

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 4.5: Coefficienti di combinazione

Sono stati definite le azioni agenti sulla struttura, valutando tutti i contributi funzione della geometria, delle caratteristiche dei materiali e della ubicazione dell'opera. È stato definito il peso proprio strutturale G_2, considerando il contributo di travi, pilastri e solaio, con larghezza di influenza cinque metri. Sono stati valutati i pesi propri non strutturali G_2**,** prendendo in conto il massetto, la pavimentazione, l'intonaco e la muratura interna, considerando sempre la medesima larghetta di influenza. Successivamente sono state valutate le azioni variabili da normativa Q_K, differenziando tra carichi agenti sui piani

intermedi e sulla copertura. In fase preliminare è stato definito il carico per effetto del vento, seguendo le specifiche descritte in normativa e quello relativo alla neve, in quanto la struttura viene valutata nel comune dell'Aquila, definito in Zona 2. Nella seguente tabella si riportano le azioni agenti sulla struttura, calcolate in accordo a quanto prescritto dalla normativa di riferimento:

G_1	Peso proprio strutturale delle travi e dei pilastri	Considerato dell'elaboratore FEM, funzione della geometria strutturale e dal peso proprio del materiale (25 KN/m^3 armato e 24 KN/m^3 non armato)	
	Peso proprio strutturale del solaio con larghezza di influenza 5 metri	3.20 KN/m^2	
G_2	Peso proprio non strutturale del massetto, dal pavimento e dell'intonaco con larghezza di influenza 5 metri	1.40 KN/m^2	
	Peso proprio non strutturale della muratura interna	1.20 KN/m^2	
Q_K	Azione variabile per i piani intermedi	2 KN/m^2	
	Azione variabile per la copertura	0.5 KN/m^2	
Neve	Azione della neve sulla copertura	2.17 KN/m^2	
Vento	Azione agente funzione dell'altezza:	Sopravento	Sottovento
	3 m	723.5 KN/m^2	-361.8 KN/m^2
	9 m	723.5 KN/m^2	-361.8 KN/m^2
	15 m	798.1 KN/m^2	-361.8 KN/m^2

Tabella 4.6: Azioni agenti sulla struttura

Definite le azioni agenti sulla struttura, data la peculiarità sismica del comune in questione, ricade in zona sismica 1, è stato definito lo spettro di risposta per le verifiche allo stato limite di vita e di danno, definendo rispettivamente lo spettro di progetto inelastico (SLU) e lo spettro di progetto elastico (SLE), tramite un foglio di calcolo preimpostato. Pertanto è stata determinata l'azione sismica seguendo le indicazioni del § 3.2 del DM2018; essa è funzione dei seguenti parametri:

$$S_e(T) = f(a_g, F_0, T_c^*) \qquad (4.8)$$

dove

- a_g: accelerazione massima del sito;
- F_0: fattore massimo di amplificazione del sito;
- T_c^*: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro.

Tutti i parametri sopra riportati sono valutati in relazione ad un periodo V_R, calcolato con la formula (4.1), e pari a 50 anni.

Utilizzando il foglio di calcolo Excel fornito dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, in fase 1, sono state inserite le coordinate geografiche della zona oggetto di studio; in fase 2, è stato definito il coefficiente d'uso della costruzione pari a 1 e la vita nominale V_N pari a 50 anni; infine in fase 3, è stata definita la categoria del suolo B e la categoria topografica T_3. Inoltre lo spettro di risposta è stato valutato con riferimento ad uno smorzamento convenzionale ζ=5%, essendo la struttura in cemento armato.

Per lo spettro di risposta di progetto anelastico è necessario definire un ulteriore parametro, il fattore di struttura q. Considerata la tipologia strutturale, la classe di duttilità, la regolarità in elevazione ed il numero di piani, il fattore di struttura viene determinato mediante la seguente formula, indicata al § 7.3.1 del DM2018:

$$q = q_0 \, K_R \qquad (4.9)$$

Il parametro K_R, definito come fattore riduttivo dipendente dalle caratteristiche di regolarità in altezza delle costruzioni, viene assunto pari a 1 perché la struttura è regolare; q_0 è il valore base del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1. Scegliendo una classe di duttilità alta "A", il valore di q_0 si ricava dalla seguente relazione:

$$q_0 = 3 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 4.5 \cdot 1.3 = 5.85 \qquad (4.10)$$

dove α_u/α_1 è stato ottenuto considerando la struttura appartenente alla categoria "strutture a telaio con più piani e più campate" (§ 7.5.2.2 del DM2018).

In definitiva q sarà pari a:

$$q = q_0 \cdot K_R = 5.85 \cdot 1 = 5.85 \qquad (4.11)$$

Nelle seguenti figure si riportano rispettivamente gli spettri di risposta SLV, per le verifiche agli stati limite ultimi, e lo spettro SLD, per le verifiche degli spostamenti di piano in esercizio.

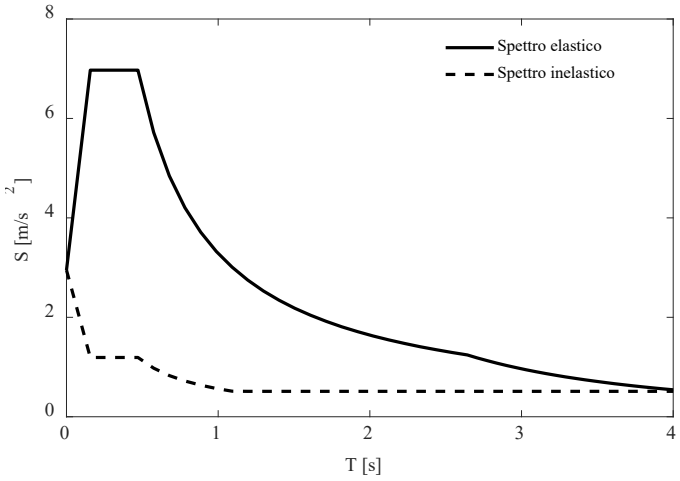


Figura 4.3: Spettro di risposta SLV

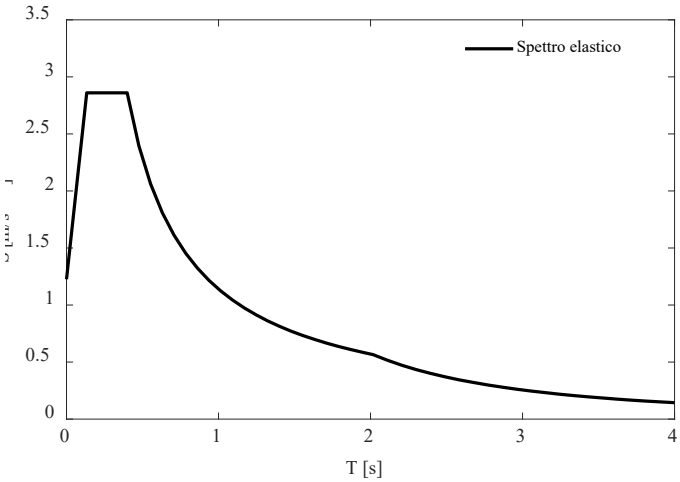


Figura 4.4: Spettro di risposta SLD

Nella seguente tabella si riportano i dati principali relativi allo spettro elastico e inelastico (SLV), e spettro elastico (SLD):

	SPETTRO SLV				**SPETTRO SLD**	
	Spettro elastico		Spettro inelastico		Spettro elastico	
	T [s]	**S_e [m/s^2]**	**T [s]**	**S_e [m/s^2]**	**T [s]**	**S_e [m/s^2]**
T_i	0.000	2.950	0.000	2.950	0.000	1.226
TB	0.157	6.971	0.157	1.192	0.133	2.860
TC	0.471	6.971	0.471	1.192	0.399	2.860
TD	2.643	1.243	2.643	0.511	2.017	0.565
T_f	4.000	0.542	4.000	0.511	4.000	0.144

Tabella 4.7: Valori delle accelerazioni degli spettri di risposta SLV e SLD

4.3 Modellazione agli elementi finiti

La modellazione agli elementi finiti è stata effettuata tramite un telaio piano, utilizzando il software agli elementi finiti SAP2000. Per mezzo dell'interfaccia grafica sono stati implementati materiali e caratteristiche geometriche predimensionate. Inoltre si è scelto di utilizzare dei vincoli di incastro perfetto alla base dei pilastri, trascurando l'effetto di interazione tra suolo e struttura. Nella seguente figura viene riportato il modello agli elementi finiti del telaio bidimensionale, specificando i layer identificativi dei diversi elementi strutturali:

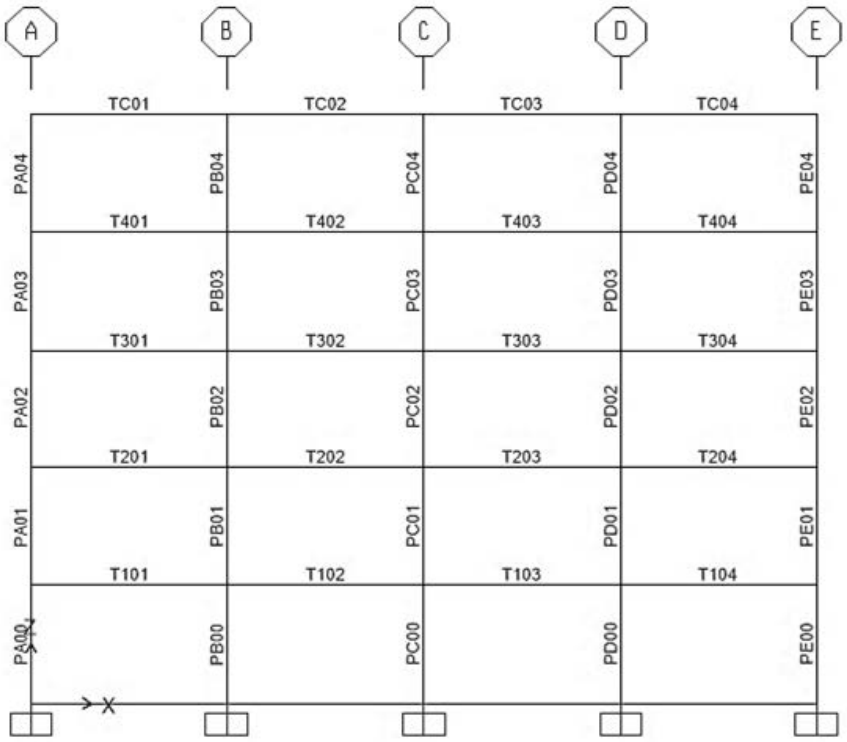


Figura 4.5: Modello FEM del telaio 2D

4.4 Analisi modale

Definito il modello, costituito da quattro piani fuori terra e la copertura, con altezza di interpiano 3 m e quattro campate da 5 m, si sono introdotte le azioni agenti precedentemente definite:

- il peso proprio degli elementi strutturali, considerando una larghezza di influenza di 5 m per i carichi in direzione perpendicolare al telaio;
- carichi variabili;

- azione del vento;
- azione della neve;
- azione sismica, introdotta nel software SAP2000 tramite il caricamento in formato testo degli spettri di risposta di progetto e definendo come massa modale del modello, tutti i carichi gravitazionali definiti dalla seguente equazione:

$$G_1 + G_2 + \sum \Psi_{2j} \cdot Q_{Kj} \qquad (4.12)$$

Inoltre i carichi sono stati applicati in diverse combinazioni in base alle necessità di verifica, ottenendo le sollecitazioni agenti sui vari elementi successivamente estratte per il calcolo delle armature e la verifica del telaio.

Di seguito si riportano le caratteristiche modali dei primi 12 modi di vibrare:

Modo	**Periodo**	**Massa attivata lungo X**	
		Per ogni modo	Somma
[−]	[s]	[%]	[%]
1	0.45	82.223	82.223
2	0.14	10.792	93.015
3	0.08	4.320	97.335
4	0.05	0.000	97.335
5	0.05	2.041	99.376
6	0.05	1E-04	99.376
7	0.05	4E-18	99.376
8	0.04	0.617	99.994
9	0.04	3E-18	99.994
10	0.04	2E-03	99.996
11	0.03	2E-18	99.996
12	0.03	5E-17	99.996

Tabella 4.8: Caratteristiche modali dei primi 12 modi di vibrare

4.5 Dimensionamento e verifiche

Le sollecitazioni della struttura sono state determinate tramite il software SAP2000, mediante un'analisi statica lineare per le combinazioni di carico di SLU e SLE e per mezzo di un'analisi modale per le combinazioni sismiche.

Le verifiche sono state eseguite secondo il criterio della gerarchia delle resistenze, al fine di evitare la formazione di meccanismi di collasso globale, favorendo prima la formazione di meccanismi locali duttili. Le travi devono essere progettate come elementi

duttili, in modo che si plasticizzano prima a flessione per dissipare energia nel caso in cui si verificano sismi, pertanto l'armatura a flessione delle travi è definita in funzione alle sollecitazioni di calcolo; invece tutto il resto, ovvero armatura a taglio nelle travi, armatura a flessione e a taglio dei pilastri, sono definite a partire dall'armatura a flessione delle travi.

Di seguito si riportano i principali procedimenti adottati per le verifiche degli elementi strutturali allo stato limite e di esercizio, mentre in allegato sono illustrati i disegni esecutivi relativi alla disposizione delle armature, idonee a rispettare tutte le verifiche.

4.5.1. Travi – SLU per flessione

Per calcolare la quantità di armatura longitudinale necessaria per la trave è necessario fare riferimento ai valori di inviluppo del momento di calcolo agente sulle travi ricavati mediante il software SAP2000. Le travi hanno come geometria della sezione le caratteristiche riportate nella seguente tabella:

Telaio	***B*** $[mm]$	***H*** $[mm]$	***c*** $[mm]$	***d'*** $[mm]$	***d*** $[mm]$
H50	400	500	35	52	448
H60	400	600	35	52	548

Tabella 4.9: Caratteristiche geometriche delle travi

Il valore di M_{Ed} agente sulla trave deve essere confrontato con quello di $M_{Rd,lim}$ ottenuto come:

$$M_{rd,lim} = 0.2961 \cdot B\, d^2\, f_{cd} \quad [KN] \qquad (4.13)$$

Possono verificarsi due casi:

- se $M_{Ed} < M_{Rd,lim}$ il progetto è in semplice armatura;
- se $M_{Ed} > M_{Rd,lim}$ è necessaria la presenza di un'armatura compressa.

È evidente come il valore del momento agente sulla trave nelle diverse campate sia sempre minore di $M_{Rd,lim}$ pari a 336.8 KNm. Per motivi normativi, l'armatura di compressione sarà sempre presente. Essendo a conoscenza delle caratteristiche dell'acciaio e del calcestruzzo, nonché dei coefficienti di riempimento β_1 e β_2 pari rispettivamente a 0.8095 e 0.4160, si è potuto determinare un primo valore di progetto di x_U, individuato tramite la formula binomia, i cui termini costituenti sono:

$$a = \beta_1 \, \beta_2 \, B \, f_{cd} \qquad (4.14)$$

$$b = \beta_1 \, B \, f_{cd} \, d \qquad (4.15)$$

$$c = M_{Ed} \qquad (4.16)$$

Determinato x_U, è possibile calcolare l'area dell'armatura minima necessaria in zona tesa tramite la formula:

$$A_{s,min} = \frac{\beta_1 \, B \, f_{cd} \, x_U}{f_{yd}} \quad [mm^2] \qquad (4.17)$$

Il numero delle barre d'armatura sono state scelte in funzione dell'area di armatura minima necessaria, utilizzando i diametri presenti in commercio.

È necessario considerare i seguenti dettagli costruttivi, indicati al § 7.4.6.2.1 del DM2018:

- almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm devono essere presenti superiormente e inferiormente per tutta la lunghezza della trave;
- su ciascuna estremità della trave deve essere disposta un'armatura compressa in corrispondenza delle sezioni critiche non inferiore alla metà di quella tesa ($\rho_s \geq 0.5 \, \rho_s$), mentre nelle altre sezioni $\rho_s \geq 0.25 \, \rho_s$, dove:

$$\rho_s = \frac{A_s}{B \, H} \qquad \rho'_s = \frac{A'_s}{B \, H} \qquad (4.18)$$

- In ogni sezione della trave, la percentuale geometrica di armatura longitudinale tesa al bordo superiore e al bordo inferiore deve essere compresa all'interno dei seguenti limiti:

$$\frac{1.4}{f_{yk}} \leq \rho \leq \rho' + \frac{3.5}{f_{yk}} \qquad (4.19)$$

Definito l'area dell'armatura compressa e definito quello dell'armatura tesa, è possibile condurre la fase di verifica; si determina il valore di x_U:

$$x_U = \frac{f_{yd}(A_s - A'_s)}{\beta_1 \, f_{cd} \, B} \qquad (4.20)$$

Affinché sia verificata l'ipotesi iniziale di snervamento delle armature (campo 3 con ε_{cd}=0.35% e ε_s > 0.196%) è necessario ricorrere ad un'interpolazione lineare al fine di ricavare un valore x_U tale che il sistema sia equilibrato e sia verificata la seguente condizione:

$$C + S' - S = 0 \qquad (4.21)$$

dove:

$$C = \beta_1 f_{cd} B x_U \qquad S = f_{yd} A_s \qquad S' = \varepsilon'_s E_s A'_s \qquad (4.22)$$

Determinato il valore x_U, si eseguono le seguenti verifiche:

- Duttilità: $x_U < 0.45$ d
- Momento: $M_{Ed} < M_{Rd}$ con M_{Rd} determinato per equilibrio intorno all'armatura tesa:

$$M_{Rd} = \beta_1 f_{cd} B x_U (d - \beta_2 x_U) + A'_s f_{yd} (d - d') \qquad (4.23)$$

Per semplicità, come armatura longitudinale delle travi si è scelto di utilizzare solo barre di diametro 18 mm. Le verifiche allo SLU per flessione e i dettagli costruttivi hanno reso necessaria una disposizione, riportata in allegato, con le seguenti caratteristiche:

- 3 barre continue nel corrente inferiore per tutte le travi e per tutta la lunghezza delle stesse, idonee a sostenere i momenti positivi in campata;
- 2 barre nel corrente superiore per tutte le travi, che incrociandosi, formano sugli appoggi un'area di armatura pari a quella di 4 barre;
- da 1 a 3 barre aggiuntive nel corrente superiore in corrispondenza degli appoggi, per ottenere un'area di armatura necessaria a coprire i picchi di momento negativo.

4.5.2. Travi – SLU per taglio

Essendo in zona sismica il dimensionamento dell'armatura a taglio viene eseguito basandosi sul criterio della gerarchia delle resistenze; occorre che il processo di rottura sia duttile e non fragile, favorendo il danneggiamento flessionale a quello per taglio. Dunque vengono calcolati i momenti resistenti M_{Rd}^+ ed M_{Rd}^- per ogni sezione armata a flessione, valutando per prima le armature inferiori e poi quelle superiori. Successivamente vengono ricavati due tagli sismici costanti su tutto l'elemento trave, ottenuti dalle due configurazioni riportate nella seguente figura:

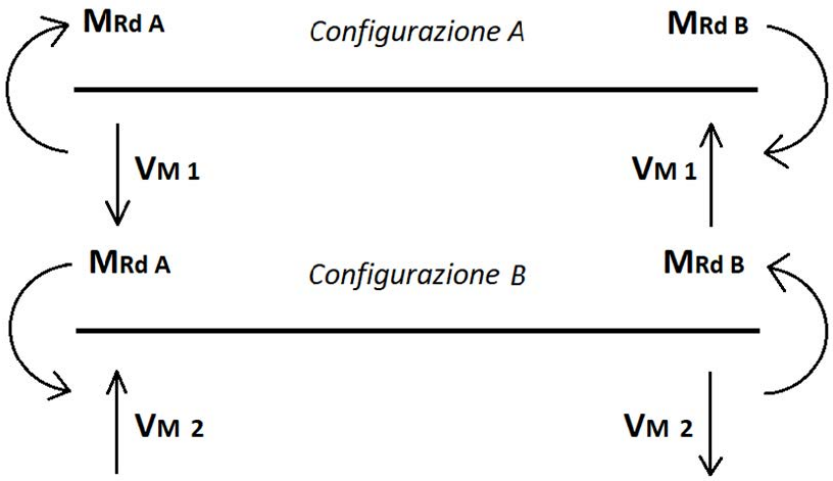


Figura 4.6: Configurazioni criterio gerarchia della resistenza

Tramite le due seguenti formule, si ottengono due valori costanti di taglio relativi la configurazione A e B:

$$Configurazione\ A \qquad V_{M1} = -\gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd\,A}+M_{Rd\,B}}{L} \qquad (4.24)$$

$$Configurazione\ B \qquad V_{M2} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd\,A}+M_{Rd\,B}}{L} \qquad (4.25)$$

Determinati i tagli sismici, è stato determinato il taglio statico, con andamento lineare a farfalla lungo lo sviluppo della trave, attraverso la combinazione di carico sismico per le travi dei primi 4 piani e per quelle di copertura. Noti i tagli, si calcolano $V_{sd,max}$ e $V_{sd,min}$ attraverso le seguenti relazioni:

$$V_{sd,max} = V_s + V_{M1} \qquad (4.26)$$

$$V_{sd,min} = V_s + V_{M2} \qquad (4.27)$$

A tal punto definita l'azione sollecitante massima si procede al dimensionamento delle armature a taglio. Variando il diametro della staffa, la spaziatura, l'angolo θ che rappresenta l'inclinazione delle aste di parete compresse e l'angolo α che indica l'inclinazione delle armature trasversali e quindi delle aste di parete tese, si impone che venga soddisfatta la seguente relazione:

$$V_{Rd,max} > V_{Rd,s} > V_{Sd} \qquad (4.28)$$

Al fine di assicurare una rottura duttile e non fragile, prediligendo il cedimento a taglio dal lato acciaio a quello lato calcestruzzo, la prima disuguaglianza della precedente

relazione deve essere verificata; inoltre la seconda disuguaglianza assicura un'idonea staffatura per l'azione sollecitante valutata nella sezione.

La capacità resistente a tagli delle anime in calcestruzzo, $V_{Rd,max}$, è definito attraverso la seguente relazione:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot (cotg\ \theta + cotg\ \alpha)/(1 + cotg^2\theta) \qquad (4.29)$$

- α_{cw}: coefficiente che tiene conto dello stato di tensione nel corrente compresso;
- b_w: larghezza minima in area tesa;
- z: braccio di leva tra corrente teso e corrente compresso;
- ν_1: fattore di riduzione delle tensioni nel CLS fessurato a taglio.

La capacità resistente a taglio della staffatura è definita mediante la seguente relazione:

$$V_{Rd,s} = \frac{1}{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}} \cdot \frac{A_{sw}}{s \cdot sin\,\alpha} \cdot f_{yd} \cdot z \cdot (cotg\ \theta + cotg\ \alpha) \cdot sin^2\alpha \qquad (4.30)$$

- s: passo tra le staffe:
- A_{sw}: area della staffa dotata di due bracci per sezione.

Essendo in fase progettuale, è stato necessario stabilire l'angolo θ, che nella zona dissipativa della trave deve essere di 45° e nelle rimanenti sezioni deve rispettare la seguente disuguaglianza:

$$1 \leq cotg\ \theta \leq 2.5 \qquad (4.31)$$

Per ottenere la cotg θ ottimale, è stata imposta l'uguaglianza tra $V_{Rd,max}$ e $V_{Rd,s}$ e imponendo α=90°. Si ottiene la seguente equazione:

$$cotg\theta = \sqrt{\left(\frac{b \cdot f_{cd} \cdot \nu}{\frac{A_{staffe}}{S_{spaziatura}} \cdot f_{yd}} - 1\right)} \qquad (4.32)$$

Determinato θ, si può calcolare la *lunghezza di traslazione* a_l in appoggio e in campata; questa grandezza indica l'estensione necessaria per l'armatura flessionale di un tratto pari ad a_l in entrambe le direzioni, per tenere in conto un contributo aggiuntivo derivante dal taglio; è stata utilizzata la seguente relazione, tratta dal § 9.2.1.3 Eurocodice 2:

$$a_l = z \cdot (cotg\theta - cotg\alpha)/2 \qquad (4.33)$$

4.5.3. Travi – SLE

- *Stato limite di tensione*

L'EC2 prescrive che le tensioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio siano inferiori ai valori limite di seguito riportati:

- $\sigma c < 0.6\ f_{ck}$ per la combinazione di carico caratteristica-rara;
- $\sigma c < 0.45\ f_{ck}$ per la combinazione di carico quasi permanente;
- $\sigma s < 0.8\ f_{yk}$ per la combinazione di carico caratteristica-rara.

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio sono state ricavate mediante la formula di Navier:

$$\sigma_c = \frac{M}{I_{om,x}} y \qquad (4.34)$$

$$\sigma_s = n \frac{M}{I_{om,x}} y \qquad (4.35)$$

Una volta determinata la posizione dell'asse neutro x, mediante l'annullamento del momento statico della sezione, è stato possibile determinare il momento d'inerzia della sezione omogeneizzata; n indica il coefficiente di omogeneizzazione, scelto pari a 15.

Il valore *y* indica la distanza dall'asse neutro alla fibra considerata: sono stati utilizzati rispettivamente i valori della distanza dell'armatura tesa all'asse neutro per il calcolo delle tensioni nell'acciaio, e per il calcestruzzo quello della distanza tra l'asse neutro e la fibra più esterna, essendo questa sottoposta a deformazione maggiore e dunque a tensioni più elevate.

Determinando le tensioni nelle sezioni più sollecitate, ovvero alle estremità e in mezzeria delle travi, tutte le verifiche sono risultate soddisfatte.

- *Stato limite di fessurazione*

L'obbiettivo di tale verifica consiste nel valutare se nella struttura, nonostante la sezione sia fessurata, che non vi siano eccessive aperture delle fessure per non compromettere la funzionalità, la durabilità e l'estetica della struttura. L'EC2 permette di utilizzare dei valori limite di apertura delle fessure w_{max}, indicati nella tabella 7.1N della stessa norma, in funzione della combinazione di carico e della classe di esposizione ambientale; è possibile calcolare l'ampiezza di progetto delle fessure mediante la seguente relazione:

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \qquad (4.36)$$

in cui:

- $s_{r,max} = k_3\, c + k_1\, k_2\, k_4\, \Phi/\rho_{eff}$: distanza massima fra le fessure;
- c: copriferro dell'armatura longitudinale;
- k_1: coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura (0,8 per barre ad aderenza migliorata; 1,6 per barre lisce);
- k_2: coefficiente che tiene conto della distribuzione delle deformazioni (0,5 per flessione; 1,0 per trazione pura);
- $k_3 = 0.4$;
- $k_4 = 0.425$;
- ε_{sm}: deformazione media dell'armatura, tenendo conto delle deformazioni impresse edell'effetto di "tension stiffening";
- ε_{cm}: deformazione media del calcestruzzo fra le fessure.

La differenza fra le due deformazioni medie può essere calcolata attraverso la seguente equazione:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_{s,max} - \frac{k_t\, f_{ctm}}{\rho}\,(1+\alpha_e\, \rho_{eff})}{E_s} \qquad (4.37)$$

in cui:

- k_t: fattore dipendente dalla durata del carico (0,6 per carichi di breve durata; 0,4 per carichi di lunga durata);
- $\alpha_e = E_s / E_c$
- $\rho_{eff} = A_s / B\, h_{c,eff}$

Per soddisfare la verifica, occorre che venga verificata la seguente disuguaglianza:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0.6 \cdot \frac{\sigma_{s,max}}{E_s} \qquad (4.38)$$

Noto $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$, viene calcolato w_k, il quale viene confrontato con w_{max}; si è potuto constatare che le aperture delle fessure sono state sempre inferiori a quella massima indicata nella norma, pari a 0.3 mm nel caso in esame.

- *Stato limite di deformazioni*

La funzionalità e l'aspetto estetico della struttura devono essere garantiti stabilendo adeguati limiti di deformazione, stabilite tenendo conto delle caratteristiche strutturali e della destinazione d'uso di progetto. In generale si ha:

- l'aspetto e la funzionalità della struttura possono essere compromessi se l'inflessione di una trave, piastra o sbalzo soggetti a carichi quasi-permanenti risulta maggiore di 1/250 della luce;
- per gli elementi portati, quali tramezzi, muri, infissi, serramenti l'inflessione non deve superare 1/500 della luce.

Secondo la circolare relativa al DM2018, per travi e solai con luci non superiori a 10 m è possibile omettere la verifica delle inflessioni ritenendola implicitamente soddisfatta se il rapporto di snellezza $\lambda = l/h$ tra la luce e altezza rispetta la limitazione C4.1.4 della suddetta norma:

$$\lambda \leq K \left(11 + \frac{0.0015\, f_{ck}}{\rho + \rho'}\right)\left(\frac{500\, A_{s,eff}}{f_{yk}\, A_{s,calc}}\right) \qquad (4.39)$$

dove f_{ck} è la resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo, ρ e ρ' sono i rapporti d'armatura tesa e compressa, rispettivamente, $A_{s,eff}$ e $A_{s,calc}$ sono l'armatura tesa effettivamente presente nella sezione più sollecitata e l'armatura di calcolo nella stessa sezione, f_{yk} è la tensione di snervamento caratteristica dell'armatura espressa in MPa e K è un coefficiente correttivo, che dipende dallo schema strutturale.
La verifica si è dimostrata soddisfatta per tutte le travi.

4.5.4. Pilastri – SLU per pressoflessione

Per la verifica a pressoflessione dei pilastri, si inizia dalle limitazioni sull'armatura longitudinale, indicate ai § 4.1.6.1.2 e 7.4.6.2.2 del DM2018:

- le barre parallele all'asse devono avere diametro maggiore o uguale a 12 mm e non possono avere interasse maggiore di 300 mm;
- l'area di armatura non deve essere inferiore a 0.10 N_{Ed}/f_{yd} e in ogni caso non inferiore a 0.003 A_c;
- l'area di armatura deve essere compresa tra i seguenti limiti:

$$1\% \leq \rho \leq 4\% \qquad (4.40)$$

in cui ρ rappresenta il rapporto tra l'area totale di armatura longitudinale e l'area della sezione lorda di calcestruzzo. Nel caso in questione avendo pilastri quadrati di lato 600 mm, l'armatura minima risulta pari a 3600 mm^2, pertanto è stata scelta per tutti i pilastri un'armatura costituita da 12 barre di diametro 20 mm, delle quali 4 sono di angolo e 8 aggiuntive intermedie, costituenti un'area complessiva di 3770 mm^2. Una volta ipotizzate le armature lungo lo sviluppo degli elementi pilastro, si ricava il diagramma di iterazione riportato nella seguente figura; introducendo le coppie di valori N_{sd} - M_{sd}, in combinazione SLU, si verifica che le armature disposte siano adeguate per gli sforzi di presso-flessione agenti:

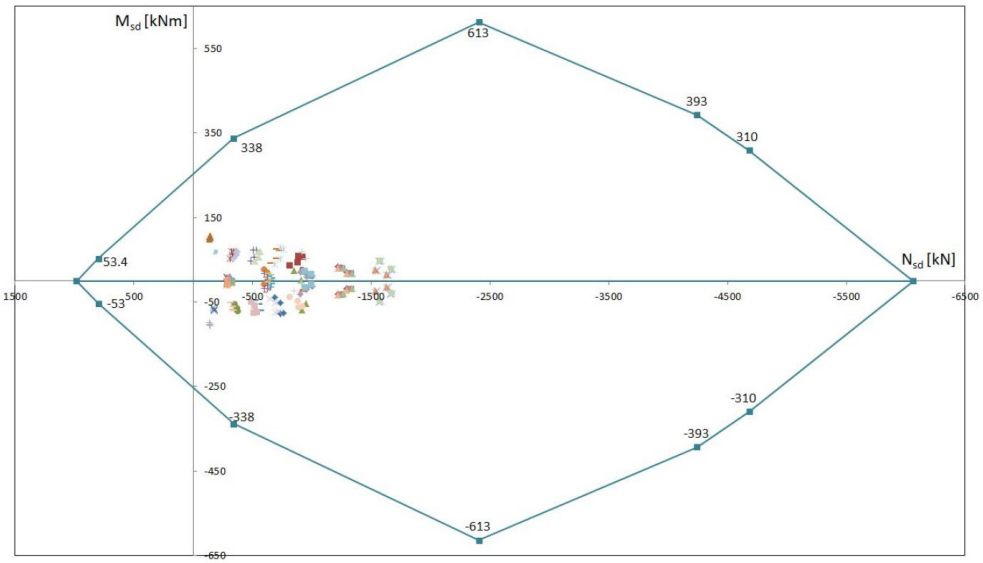


Figura 4.7: Diagramma di iterazione con sforzi di presso-flessione

A questo punto si passa alla verifica delle resistenze (RES) per zone sismiche. Rispettando i criteri imposti dalla gerarchia delle resistenze, per ciascuna direzione e ogni verso di applicazione delle azioni sismiche, si devono proteggere i pilastri dalla plasticizzazione prematura adottando opportuni momenti flettenti di calcolo: questa condizione si raggiunge se "*per ogni nodo trave-pilastro e per ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri è maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata di un coefficiente* γ_{Rd}*"* in accordo con il al § 7.4.4.2.1 NTC2018. Da un punto di vista analitico, la normativa definisce la seguente relazione:

$$\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{b,Rd} \qquad (4.41)$$

dove

- γ_{Rd}: coefficiente di sovraresistenza, pari a 1.30 per CD "A" e "B";

- $M_{c,Rd}$: momento resistente del generico pilastro convergente nel nodo, ricavato dalla sollecitazione assiale in combinazione sismica delle azioni;
- $M_{b,Rd}$: momento resistente della generica trave convergente nel nodo.

Per la sezione di base dei pilastri del piano terreno si utilizza come momento di calcolo il maggiore tra il momento risultante dall'analisi ed il momento $M_{c,Rd}$ della sezione di sommità del pilastro. Il criterio di gerarchia delle resistenze non si applica alle sezioni di sommità dei pilastri dell'ultimo piano, perché questo determinerebbe sezioni molto grandi nei pilastri, quindi per queste sezioni si procede alla verifica classica, che prevede l'inclusione del punto N_{Ed}, M_{Ed} all'interno del dominio di resistenza. Di seguito nella seguente figura si riportano i punti di intersezione con il dominio di resistenza:

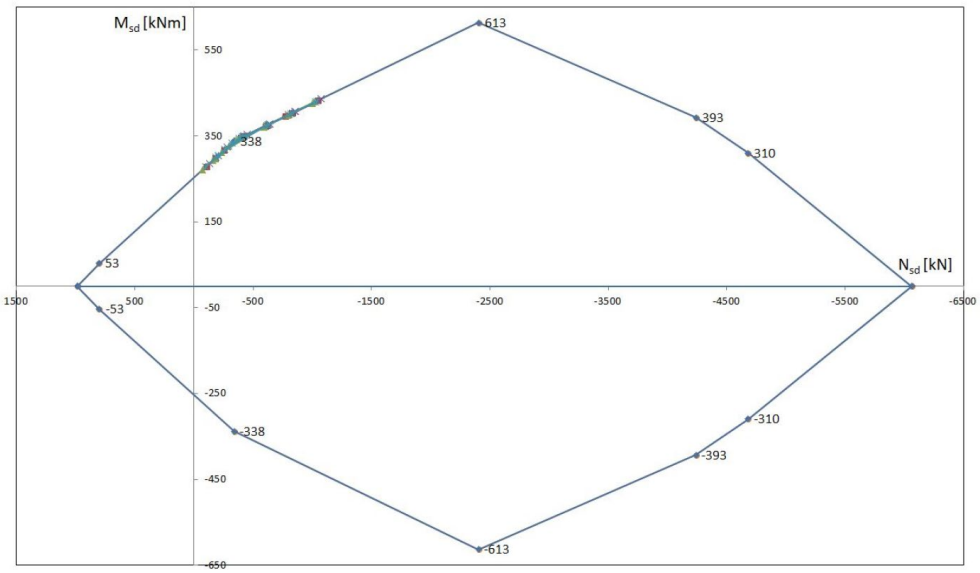


Figura 4.8: Dominio di resistenza per la verifica di resistenza nodo-pilastro

Con l'armatura costituita da 12 barre di diametro 20 mm, le verifiche allo SLU e le limitazioni costruttive sono risultate soddisfatte.

4.5.5. Pilastri – SLU per taglio

Al fine di evitare la formazione di meccanismi anelastici dovuti al taglio, il criterio della gerarchia delle resistenze prevede che le sollecitazioni di taglio da adoperare per le verifiche e per il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro, soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore $M^s_{c,Rd}$ e inferiore $M^i_{c,Rd}$, secondo l'espressione fornita dal DM2018 al §7.4.4.2.1:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M^{S}_{C,Rd} + M^{i}_{C,Rd}}{l_p} \qquad (4.42)$$

dove:

- γ_{Rd}: coefficiente di sovraresistenza pari a 1.30 per CD "A" e 1.10 per CD "B";
- l_p: lunghezza del pilastro.
- $M^{i}_{c,Rd}$: rappresenta il momento resistente del pilastro alla base, ricavato dalla sollecitazione assiale in combinazione sismica delle azioni;
- $M^{s}_{c,Rd}$: rappresenta il momento resistente del pilastro alla sommità, ricavato dalla sollecitazione assiale in combinazione sismica delle azioni;

A questo punto noto il taglio sollecitante, si procede con la classica progettazione a taglio, indicata nel §4.1.2.3.5.2 del DM2018. Infatti ottenuti i tagli sollecitanti è stato possibile seguendo la stessa procedura precedentemente descritta nella progettazione a taglio degli elementi trave, valutare le armature trasversali necessarie nei pilastri, nel rispetto delle disposizioni costruttive definite da normativa.

Va inoltre verificato, per motivi di duttilità, che V_{Rsd} sia maggiore di V_{Rcd}. Secondo il § 7.4.6.1.2 del DM2018, in assenza di analisi più accurate, si può assumere che la lunghezza della zona dissipativa sia la maggiore tra:

- l'altezza della sezione;
- 1/6 dell'altezza libera del pilastro;
- 45 cm;
- l'altezza libera del pilastro, se questa è inferiore a 3 volte l'altezza della sezione.

Secondo il § 7.4.6.2.2 del DM2018, nelle zone dissipative devono essere rispettate le condizioni seguenti:

- le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe;
- almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o da legature;
- le barre non fissate devono trovarsi a meno di 20 cm da una barra fissata per CD "B" e a meno di 15 cm per CD "A".

Il diametro delle staffe di contenimento e delle legature deve essere non inferiore a 6 mm ed il loro passo deve essere non superiore della minore delle seguenti quantità:

- 1/3 o 1/2 del lato minore della sezione trasversale per CD "A" e CD "B";
- 175 mm per CD "B" o 125 mm per CD "A";
- 6 o 8 volte il diametro delle barre longitudinali per CD "A" e CD "B".

Il rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento ω_{wd} all'interno della zona dissipativa deve essere non minore di 0.12 in CD "A" e 0.8 in CD "B", dove:

$$\omega_{wd} = \frac{Volume\ staffe\ di\ confinamento}{Volume\ nucleo\ di\ calcestruzzo}\frac{f_{yd}}{f_{cd}} \qquad (4.43)$$

Per tutti i pilastri e per tutta la loro lunghezza, sono state adottate 2 staffe a 2 bracci, per un totale di 4 bracci, in entrambe le direzioni di diametro 8 mm, con passi di 10 cm. Ciò ha permesso di rispettare tutte le verifiche di resistenza e le limitazioni di normativa.

4.5.6. Spostamenti di interpiano

In accordo al § 7.3.6.1 del DM2018, la condizione in termini di rigidezza sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. Nel caso delle costruzioni civili, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti di interpiano eccessivi, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto corrispondente allo SL e alla classe d'uso considerati siano inferiori ai limiti indicati nel seguito. Per classe d'uso II e per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano d_{rp}, la verifica consiste nel rispettare la seguente disuguaglianza:

$$q\ d_r \leq 0.01\ h \qquad (4.44)$$

dove d_r è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di sisma con spettro elastico SLD e h indica l'altezza del piano, nel caso in studio pari a 3 metri.
La verifica risulta soddisfatta per tutti i piani.

4.6 Riepilogo scelte progettuali

Di seguito vengono riassunte le principali caratteristiche del telaio progettato secondo il metodo allo stato limite ultimo, nel rispetto della gerarchia delle resistenze e delle limitazioni costruttive della normativa:

- sezioni dei pilastri: 60 x 60 cm;
- sezioni delle travi: 40 x50 cm per il telaio H50 e 40 x 60 cm per il telaio H60;
- passo delle staffe a 4 bracci di diametro 8 mm nei pilastri: 10 cm;
- passo delle staffe a 2 bracci di diametro 8 mm nella zona dissipativa delle travi: 7.5 cm e 10 cm rispettivamente per i telai H50 e H60;
- passo delle staffe a 2 bracci di diametro 8 mm nella zona non dissipativa delle travi: 15 cm;
- passo delle staffe a 4 bracci di diametro 8 mm nei nodi: 5 cm;
- armatura longitudinale nei pilastri: 12 barre di diametro 20 mm in totale;
- armatura longitudinale nelle travi: 3 barre di diametro 18 mm nel corrente inferiore, 2-5 barre di diametro 18 mm nel corrente superiore.

In allegato sono presenti le tavole riguardanti la geometria e la disposizione delle barre di armatura negli elementi strutturali.

5. MODELLAZIONE ATENA 2D

La struttura bidimensionale in studio ha richiesto il calcolo delle armature necessarie per soddisfare tutte le verifiche globali e locali, in accordo con il capitolo 7 dell'NTC 2018 che riguarda la progettazione in zona sismica e nel rispetto delle disposizioni costruttive per l'incremento della robustezza strutturale presenti nel CNR-DT-214-2018. Le analisi effettuate sono state condotte mediante il software agli elementi finiti ATENA 2D, che consente di considerare la non linearità meccanica e geometrica dei materiali.

Di seguito, in riferimento al software ATENA 2D, si riporta una descrizione delle caratteristiche principali e della procedura da seguire ai fini della definizione del modello.

5.1. Specificità del software ATENA 2D

In genere, il programma ATENA è utilizzato nell'analisi non lineare agli elementi finiti delle strutture in calcestruzzo armato. È un programma di calcolo strutturale molto complesso; ciò comporta una serie di vantaggi, in quanto l'elevato numero di parametri di controllo consentono una gestione completa dei materiali e delle loro leggi costitutive, ma anche una serie di svantaggi, che riguardano la definizione di tutti quei parametri richiesti come input dal software rendendo difficoltoso il compito del progettista di definire comportamenti realistici e funzionali con ordini di grandezza veritieri.

La simulazione del modello consente di analizzare il comportamento reale della struttura, prendendo in considerazione sia lo snervamento delle barre di armatura che la fessurazione del calcestruzzo. Inoltre, si considera anche la non linearità dei materiali, basandosi fondamentalmente sulla teoria della meccanica della frattura e sulla teoria della plasticità. All'interno del programma sono presenti diversi modelli avanzati in funzione del materiale in studio, tra i quali un modello per il calcestruzzo, per le barre di armatura, per l'acciaio, per la muratura, per i terreni e le rocce. In aggiunta è possibile creare modelli con materiali di calcestruzzo armato fibro-rinforzato come ECC, SHCC, HPRFV, UHPFRC. È possibile anche tener conto del comportamento del materiale soggetto ad alte temperature e all'applicazione di un carico termico sul calcestruzzo armato. Possono essere condotte diverse tipologie di analisi di tipo statiche, dinamiche, lineari e non lineari e con comportamento del materiale alterato a causa principalmente di fenomeni legati al

degrado del materiale come ad esempio viscosità, ritiro, corrosione, umidità, ma anche a causa di incendi o eventuali esplosioni che provocano alte temperature sul materiale.

L'armatura presente nel modello può essere tenuta in conto sia in forma di barre discrete cioè posizionate in modo puntale, che diffuse all'interno del calcestruzzo. In quest'ultimo caso è possibile anche considerare la tensione di aderenza tra il calcestruzzo e la barra di armatura e la loro eventuale corrosione. È possibile inoltre considerare l'eventuale presenza di cavi interni o esterni da precompressione.

Attraverso l'implementazione del software in questione, è possibile valutare la sicurezza, la durabilità e l'affidabilità strutturale, della struttura di edifici esistenti o di nuova costruzione e dei singoli componenti, prendendo in considerazione anche la possibile presenza di difetti o parziali collassi. Il software permette di controllare e verificare in tempo reale il progetto strutturale mediante un ambiente grafico, individuando cosi la deformazione della struttura e lo stato fessurativo in ogni step dell'analisi.

ATENA è concepito per eseguire sia analisi bidimensionali che tridimensionali. Nel caso di studio in questione, il programma ha permesso di monitorare la struttura in alcuni punti strategici, denominati punti di monitoraggio, e l'obbiettivo finale è stato di definire la robustezza strutturale del telaio bidimensionale e verificarne la capacità di ridistribuire dei carichi agenti escludendo l'eventualità di un collasso sproporzionato. Pertanto, è stata condotta un'analisi mediante un modello piano, per cui è stata utilizzata la sezione del programma ATENA 2D.

Il software è costituito essenzialmente da due interfacce, il *pre-processing*, in cui come input sono richiesti i materiali e le loro leggi costitutive, la geometria, i vincoli, i carichi, le barre di armatura longitudinale, le staffe e le varie impostazioni di analisi, e il *post-processing*, in cui è possibile individuare in tempo reale con l'analisi, la deformazione della struttura, lo stato fessurativo all'interno della struttura e la sua eventuale propagazione, lo stato tensionale e le deformazioni dei materiali.

Si riportano di seguito le principali caratteristiche del programma utilizzato e le modalità di definizione del modello.

5.2. Pre-processing

La fase pre-processing consiste nel definire tutte le caratteristiche del modello strutturale, rappresentate dai materiali, dalla geometria, dalle barre di armatura longitudinale e staffe, dai vincoli, dai carichi e dalle impostazioni di analisi. Tutte queste informazioni sono i dati input richiesti, e sono posti sulla barra laterale a sinistra dell'interfaccia grafica iniziale di ATENA 2D, come mostrato nella seguente figura:

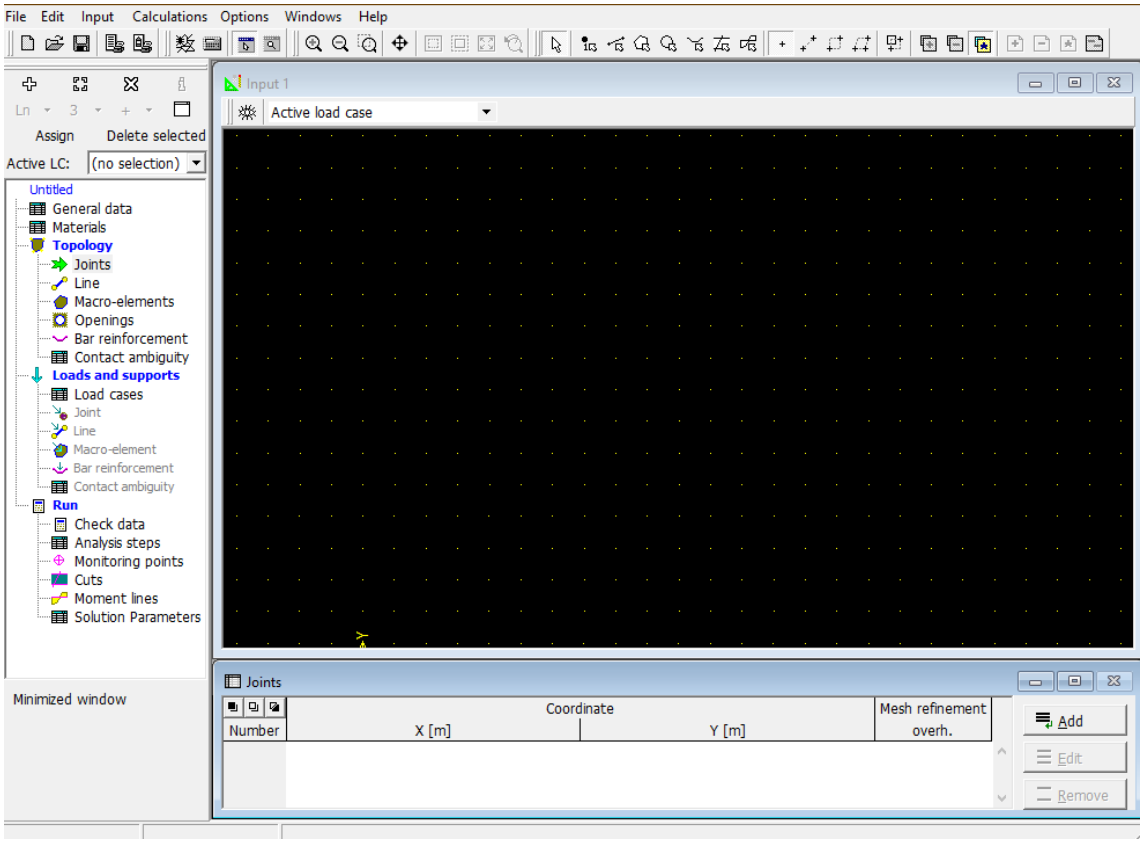


Figura 5.1 :Interfaccia grafica Atena 2D

5.2.1. Definizione dei materiali

Nella sezione "Materials" è possibile definire i materiali e le leggi costitutive. Di seguito si riportano le seguenti tipologie di materiali:

- *Plane Stress Elastic Isotropic;*
- *Plane Strain Elastic Isotropic;*
- *3D Non Linear Cementitious;*
- *SBeta Material;*
- *Microplane4 Material;*

- *3D BiLinear Steel Von Mises;*
- *2D Interface*
- *Reinforcement;*
- *Spring;*
- *Bond for Reinforcement;*
- *3D Drucker-Prager Plasticity;*
- *Material with Random Fields.*

Tipicamente, i materiali utilizzati per la modellazione di un edificio in cemento armato sono il calcestruzzo e le barre di armatura in acciaio. Il primo definito con *SBeta Material*, mentre l'acciaio definito con *Reinforcement.* Se per l'acciaio delle armature a flessione e a taglio è sufficiente la definizione di una tipologia di materiale, nel caso del calcestruzzo è necessario prendere in considerazione gli incrementi di resistenza dovuti al confinamento da staffa. Infatti, si andranno a definire diverse tipologie di materiali *SBeta Material*, ognuno dei quali presenterà differente legge costitutiva in funzione della presenza di una staffatura variabile nelle diverse zone del modello.

Il modello costitutivo *SBeta Material* viene utilizzato per rappresentare il comportamento del calcestruzzo e della muratura. Per la sua definizione si richiede il parametro della resistenza cubica del calcestruzzo e in funzione di questi si calcolano i restanti valori di default seguendo le relazioni del CEB-FIB Model Code 1990. Il materiale *SBeta Material* include i seguenti effetti del comportamento del calcestruzzo:

- comportamento non lineare in compressione, considerando sia la fase di *hardening* che di *softening*;
- fessurazione del calcestruzzo in tensione in base alle leggi della meccanica della frattura non lineare;
- criterio di resistenza in stato di tensione biassiale;
- effetto di *tension stiffening*;
- riduzione fissa o variabile della rigidezza a taglio dopo la fessurazione;
- due modelli di fessurazione: direzione fissa e ruotata della fessura.

L'interfaccia relativa alla definizione del materiale è costituita da cinque sezioni:

- *Basic*, in cui devono essere definiti il modulo elastico tangente E, il coefficiente di Poisson μ, la resistenza a trazione f_t e la resistenza a compressione f_c.

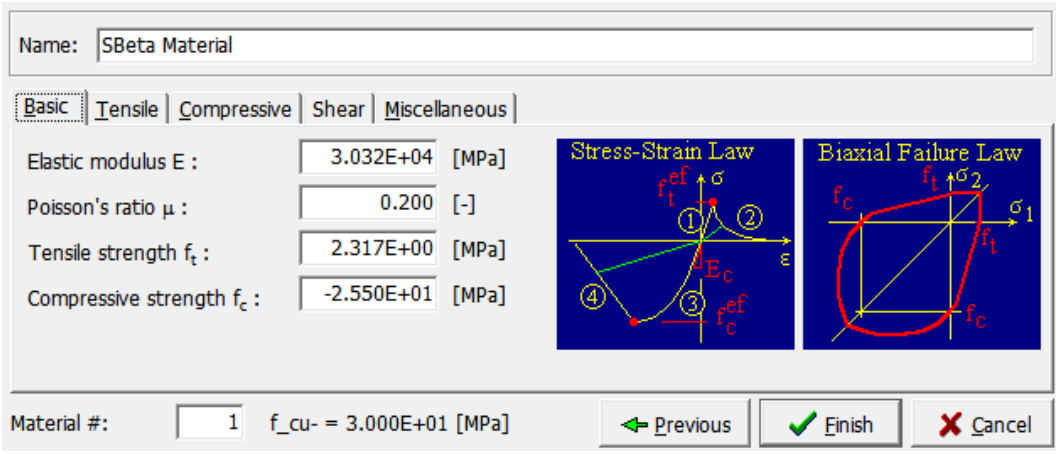


Figura 5.2: Definizione dei parametri in funzione della resistenza cubica del calcestruzzo

- *Tensile*, in cui è possibile scegliere la legge di trazione del calcestruzzo tra esponenziale, lineare e deformazione locale; inoltre occorre definire il parametro di softening c_3 e il modello di fessura, che può essere fisso o ruotato.

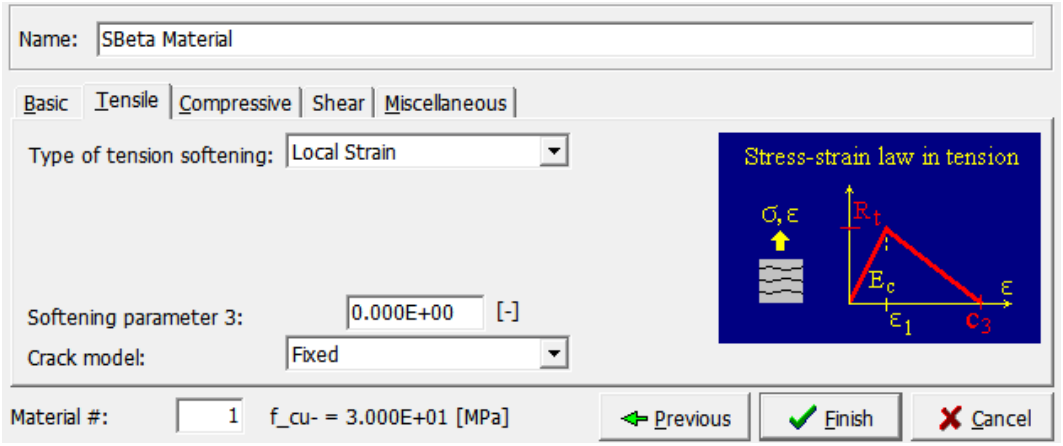


Figura 5.3 : Definizione legge di trazione del calcestruzzo

- *Compressive*, in cui è richiesto la definizione della deformazione in compressione del materiale, il coefficiente di riduzione della resistenza a compressione dovuta alla fessurazione corrispondente alla resistenza massima a compressione, la tipologia di legge softening a compressione, e il parametro di *softening* c_d. Quest'ultimo parametro consente di definire a partire dal modulo elastico tangente il coefficiente angolare del ramo di softening in compressione.

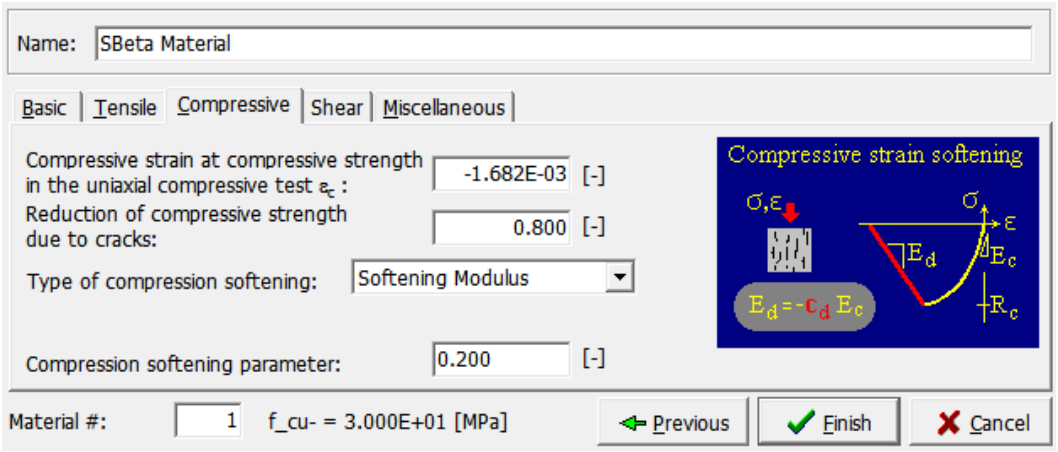


Figura 5.4: Definizione legge di compressione del calcestruzzo

- *Shear*, in cui occorre scegliere la tipologia di legge di riduzione del modulo di taglio, fissa o variabile, l'interazione tensione-compressione che può essere di tipo lineare oppure con leggi di tipo iperboliche.

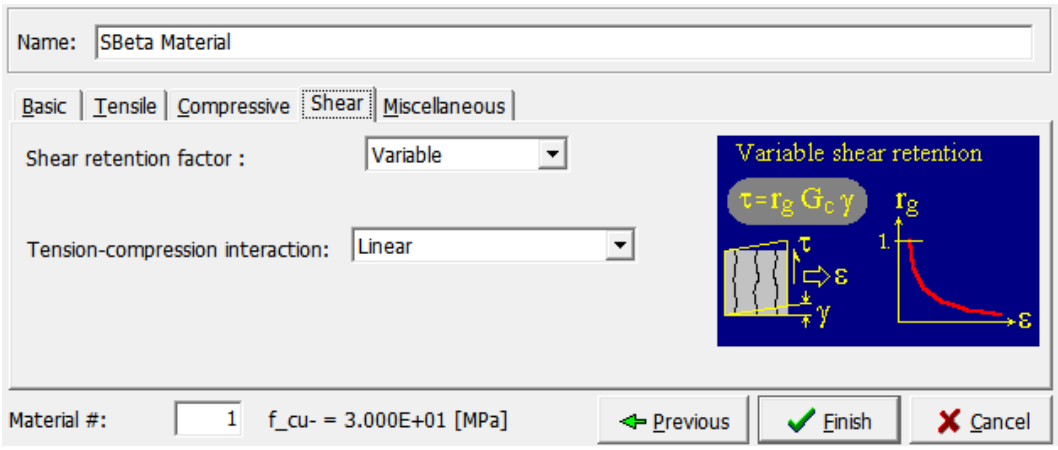


Figura 5.5: Definizione comportamento a taglio del calcestruzzo

- *Miscellaneous*, dove viene richiesto il peso specifico del materiale ρ con unità [MN/m^3] e il coefficiente di espansione termico α. Occorre considerare un peso specifico del calcestruzzo armato di 24 KN/m^3 nel caso in cui non si considera il peso dell'armatura, come nel caso del calcestruzzo del copriferro, altrimenti si considera un peso specifico di 25 KN/m^3.

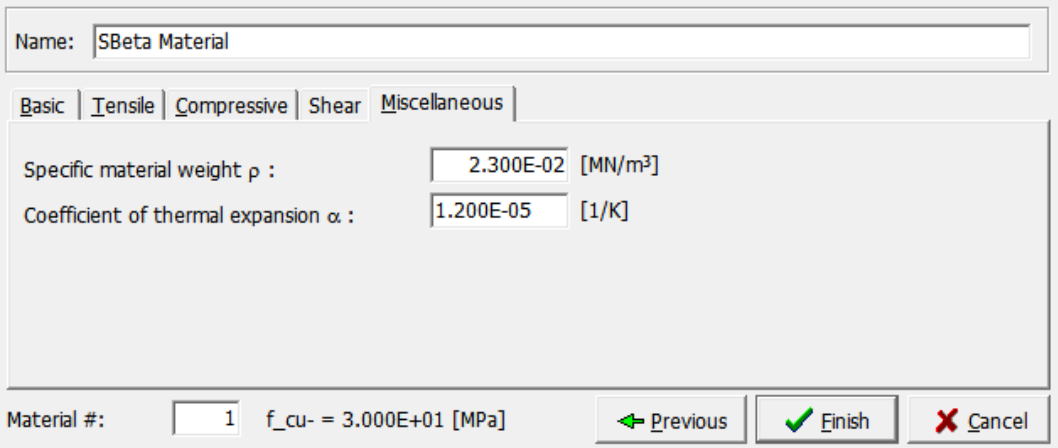


Figura 5.6: Definizione peso specifico ρ e coefficiente di espansione termico α del calcestruzzo

Il materiale *Reinforcement* è definito da una legge uniassiale in termini di tensione-deformazione da associare alle rispettive barre di armatura; tale legge presenta un comportamento identico sia a compressione che a trazione. Questa tipologia di materiale è definita in due forme distinte, cioè con l'inserimento delle singole barre in modo discreto o con l'inserimento di armatura diffusa. L'armatura discreta è in forma di barre di armatura e viene modellata in modo lineare inserendo il punto iniziale e finale, invece l'armatura diffusa viene considerata come un componente del materiale composito di cui fa parte. Il comportamento dell'acciaio può essere modellato come lineare, bilineare o multilineare e ad essi vengono dunque associati i valori di modulo elastico E, tensione di snervamento, tensione di rottura e deformazione limite. La legge bilineare considera un tratto elastico con pendenza pari al modulo elastico dell'acciaio, il secondo tratto rappresenta invece l'hardening del materiale con il suo rispettivo modulo che nel caso puramente plastico risulta avere valore nullo e si presenta come nella seguente figura.

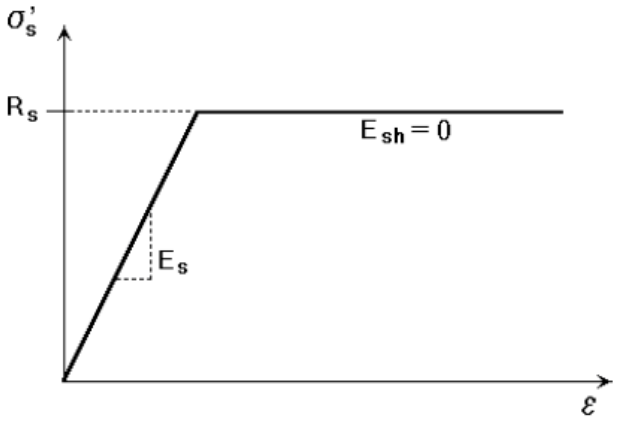


Figura 5.7: Legge bilineare sforzo-deformazione reinforcement

Di seguito si riporta l'interfaccia grafica relativa al *reinforcement*, in cui nella sezione *Basic*, in Figura 5.8, vengono richiesti quattro parametri, che sono il modulo elastico E, la tensione di snervamento σ_y, la tensione di rottura σ_t e la deformazione limite ε_{lim}; mentre nella sezione *Miscellaneous,* in Figura 5.9*,* sono richiesti il peso specifico del materiale ρ e il coefficiente di espansione termico α.

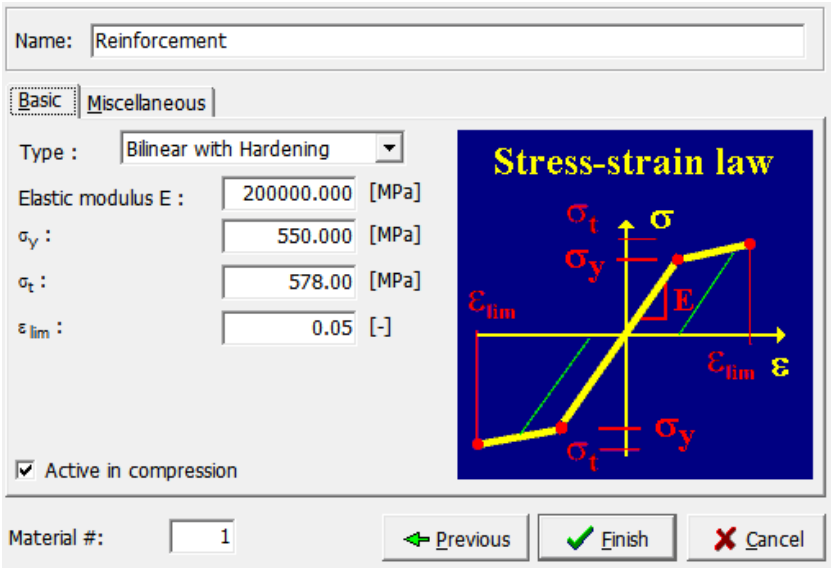


Figura 5.8: Definizione parametri di base dell'acciaio

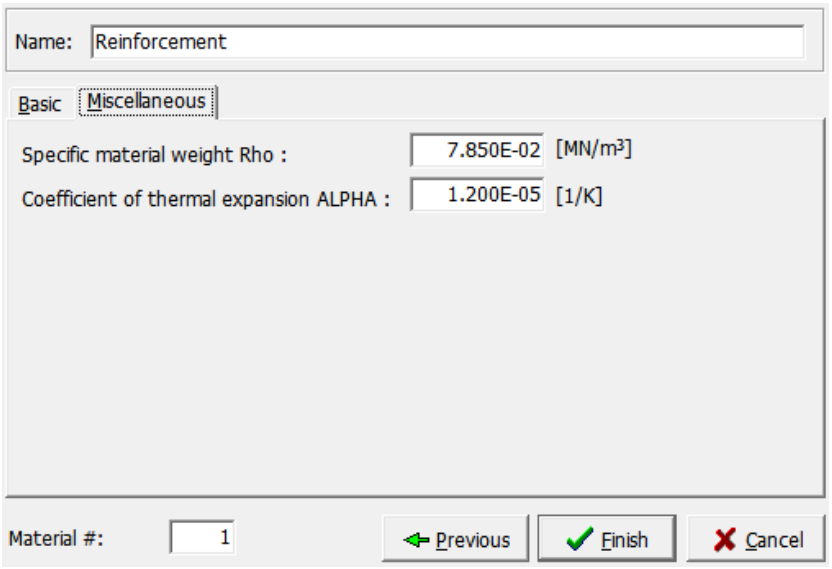


Figura 5.9: Definizione peso specifico e coefficiente di espansione termico dell'acciaio

La proprietà di base del materiale *Bond for Reinforcement* è la relazione aderenza-scorrimento. Tale relazione definisce la forza di aderenza in funzione del valore di scorrimento tra l'armatura di rinforzo e il calcestruzzo circostante. ATENA contiene tre modelli di bond-slip: modello CEB-FIB 1990, legge di Bigaj e legge definita dall'utente.

Nei primi due modelli, le leggi sono generate in base alla resistenza a compressione del calcestruzzo, al diametro e al tipo di armatura. Inoltre sono molto importanti i parametri relativi alle condizioni di confinamento e la qualità del getto di calcestruzzo.

Di seguito si riporta l'interfaccia grafica, Figura 5.10, relativa al *Bond for Reinforcement*, in cui viene richiesta quale legge aderenza-scorrimento utilizzare, la resistenza a compressione del calcestruzzo, il diametro delle barre, le condizioni di confinamento e la qualità del getto di calcestruzzo. Qualora si voglia definire una legge aderenza-scorrimento, occorre inserire punto per punto la legge τ-s, come evidente dalla Figura 5.11.

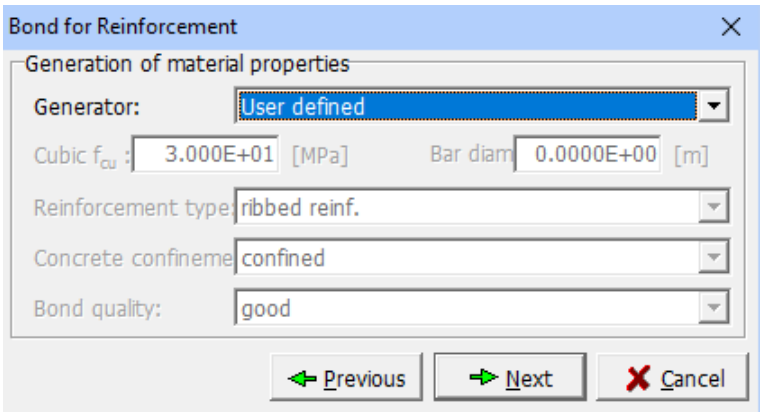


Figura 5.10: Definizione legge aderenza-scorrimento

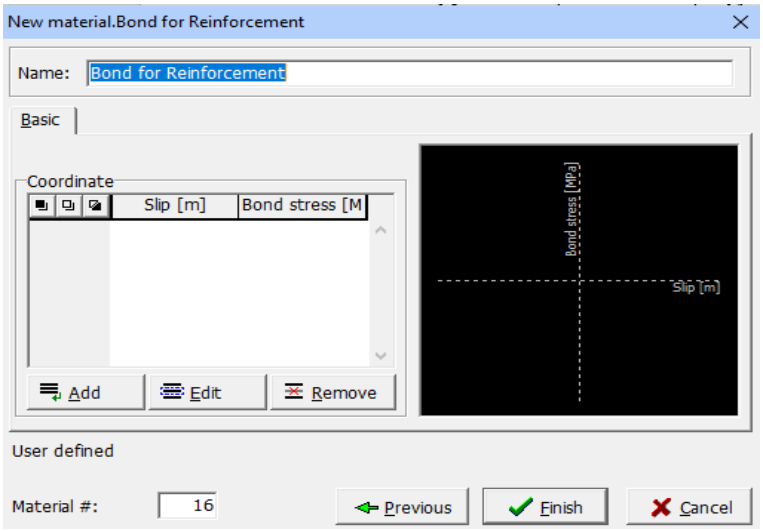


Figura 5.11: Definizione coordinate legge aderenza-scorrimento

5.2.2. Tipologie di elementi

La costruzione del modello geometrico degli elementi in calcestruzzo armato in ATENA 2D, prevede la definizione di punti, linee e macro-elementi, ossia elementi che derivano dall'unione di più linee.

- *Joints:* l'inserimento dei nodi avviene nella sottosezione Joints, in cui come dati di input si richiedono i valori delle coordinate X e delle coordinate Y. È possibile effettuare un raffinamento della mesh nell'intorno del punto stesso, specificando il raggio della regione e la densità della mesh. Inoltre c'è la possibilità di inserire delle molle in ogni punto che viene definito.
  Per poter procedere con l'inserimento dei nodi è possibile agire in due modi differenti: infatti si può definire singolarmente ciascun elemento joint, come riportato nella seguente figura, oppure estrapolare il file CCT, apribile come file di testo, modificandolo mediante una procedura automatizzata da un foglio di calcolo Excel.

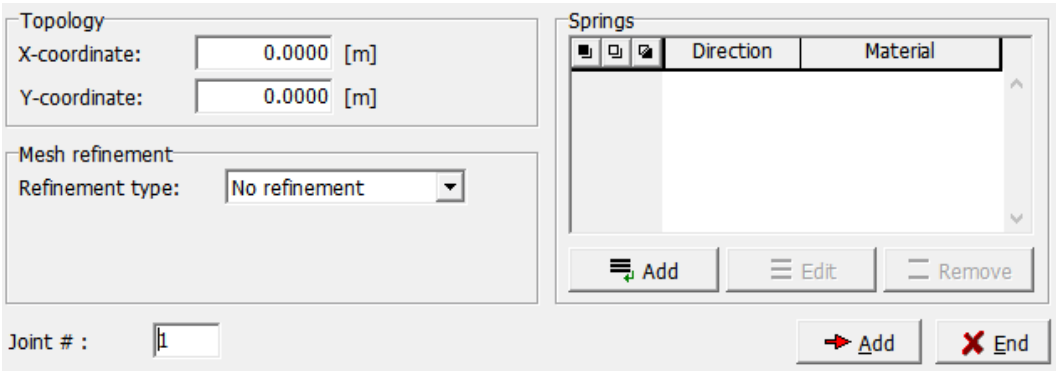


Figura 5.12: Inserimento dei nodi

- *Line*: l'inserimento delle linee avviene mediante la sottosezione Line, e la direzione e il verso delle linee viene indicata con una freccia che indica quale dei due nodi è stato inserito per primo. Oltre alla creazione di linee rette, è possibile definire linee circolari o archi. Come per il caso dei punti, anche per le linee può essere applicato un raffinamento della mesh lungo la linea. Inoltre si possono definire delle molle che agiscono su tutta la lunghezza delle linee stesse.
  Anche questa procedura può essere condotta in due modalità differenti: infatti può essere utilizzata l'interfaccia grafica di Atena 2D, illustrata nella seguente figura, in cui viene richiesto il punto di inizio e di fine linea, oppure mediante una

procedura automatizzata direttamente sul CCT con l'ausilio di un foglio di calcolo Excel.

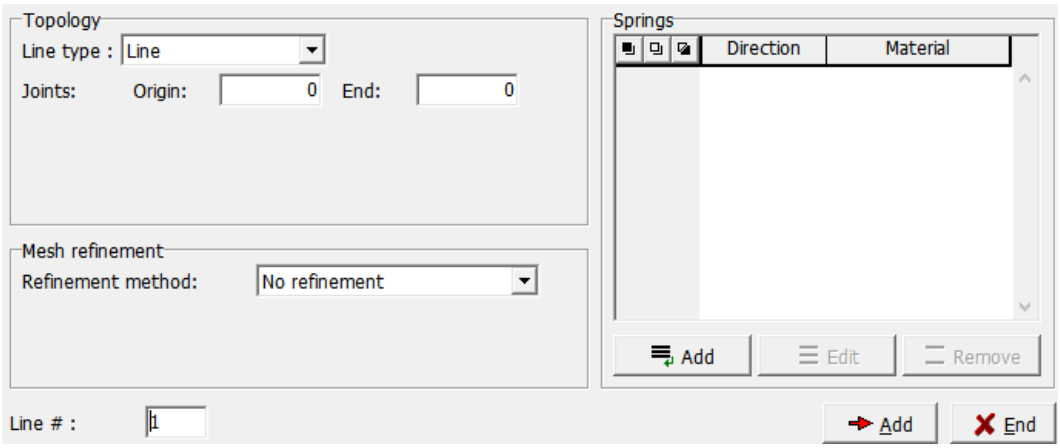


Figura 5.13: Inserimento delle linee

- *Macro-elements*: attraverso questa sottosezione vengono creati macro-elementi. Esso viene definito inserendo o selezionando le linee corrispondenti nella *boundary list* e applicando una tipologia di mesh che può essere triangolare, quadrilatera o mista, con la possibilità di smussare la mesh evitando eventuali angoli acuti. Inoltre occorre definire la dimensione della mesh, il materiale e lo spessore. Analogamente alle procedure precedentemente descritte, anche nel caso dei macro elementi è possibile, oltre alla procedura guidata da software, modificare direttamente il codice generatore del modello, su file CCT.

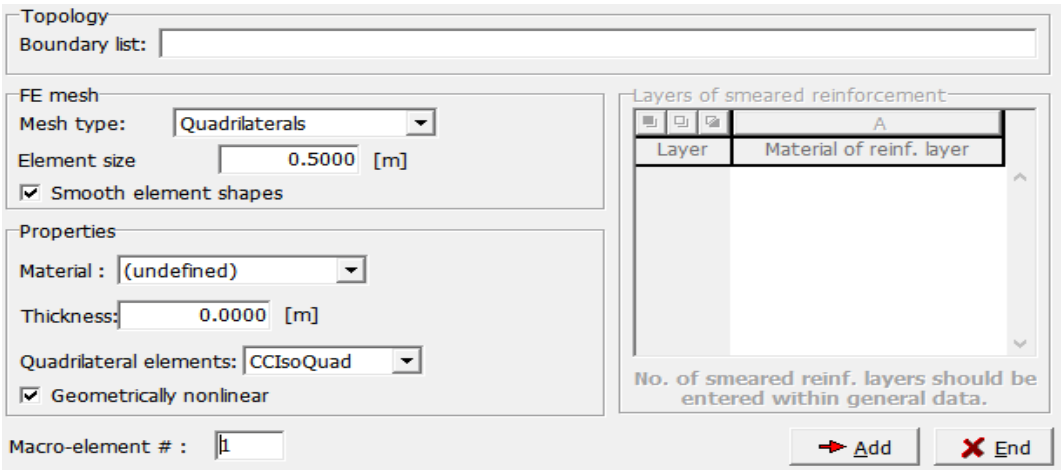


Figura 5.14: Inserimento macro-elementi

- Le *armature diffuse* è possibile considerarli mediante la sottosezione *layers of smeared reinforcement*. Invece le *barre di armatura discrete* vengono definite nella sottosezione *Reinforcement*, in cui ogni barra di armatura viene inserita

mediante una polilinea creata dalla connessione di segmenti rettilinei o curvi oppure indicando le coordinate dei punti inziali e finali. Inoltre sono richiesti parametri riguardanti il materiale, il numero di barre, il loro diametro e l'interazione tra acciaio e calcestruzzo. Quest'ultimo può essere modellato considerando la perfetta aderenza tra i due materiali oppure mediante uno specifico legame in cui si richiede la legge aderenza-scorrimento da adottare e il perimetro della barra. Anche in questo caso, come già descritto nelle fasi precedenti, la procedura di inserimento delle armature può essere condotta con un approccio che permette l'inserimento della singola barra da software o modificando direttamente il file CCT.

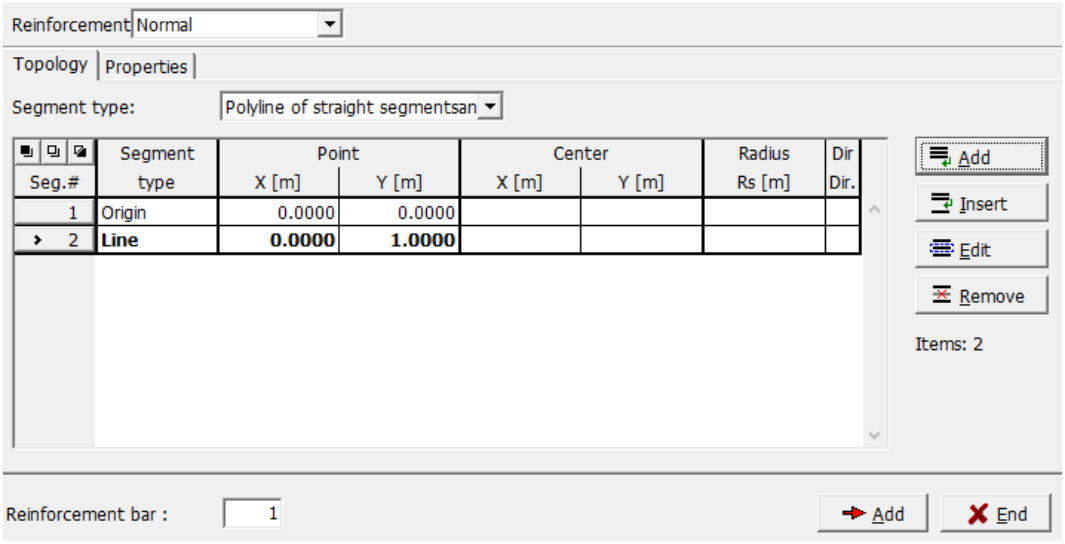


Figura 5.15: Definizione posizione delle barre di armatura

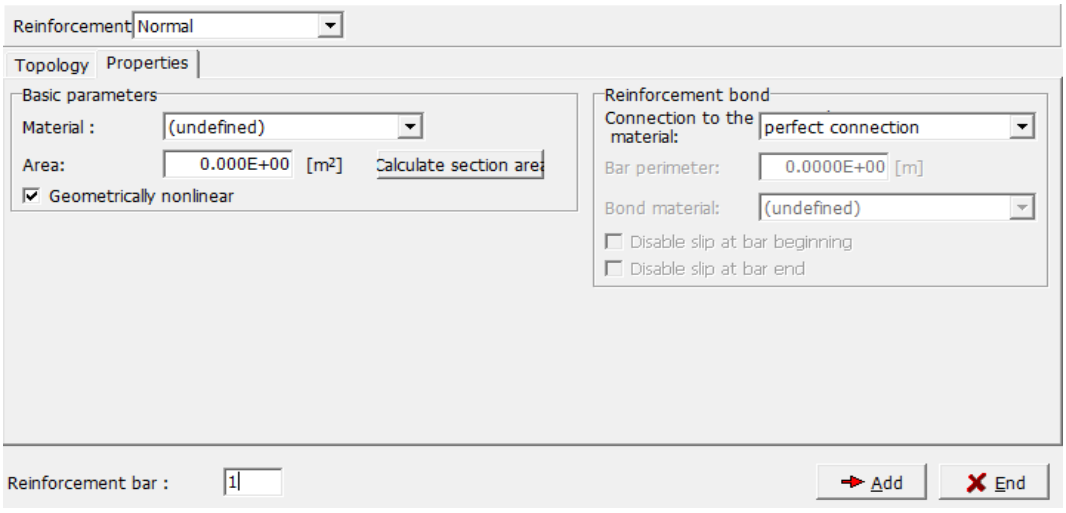


Figura 5.16: Definizione dell'area di armatura e dell'interazione tra calcestruzzo e acciaio

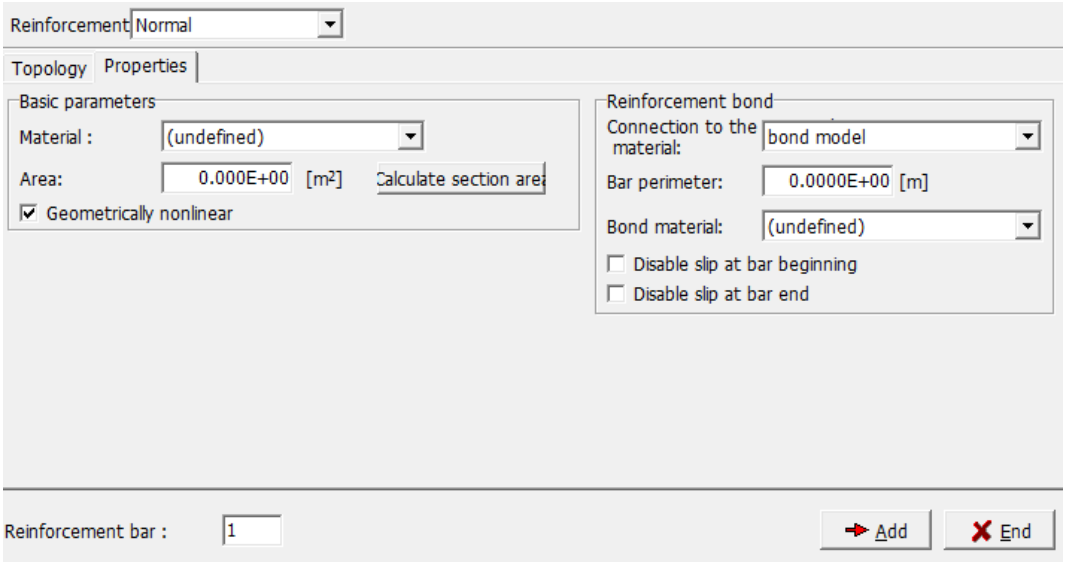


Figura 5.17: Definizione dell'interazione tra calcestruzzo e acciaio

5.2.3. Definizione vincoli, carichi e spostamenti imposti

Mediante la sezione *Load and Supports*, è possibile definire le azioni agenti sulla struttura, e ad ogni caso di carico definito nel programma come *Load case*, possono essere associati dei carichi esterni, vincoli alla struttura, spostamenti imposti, carichi termici, ritiro ed eventuali effetti della precompressione. Ognuno dei casi presenta un numero di riferimento e il suo valore numerico viene moltiplicato per un coefficiente moltiplicatore.

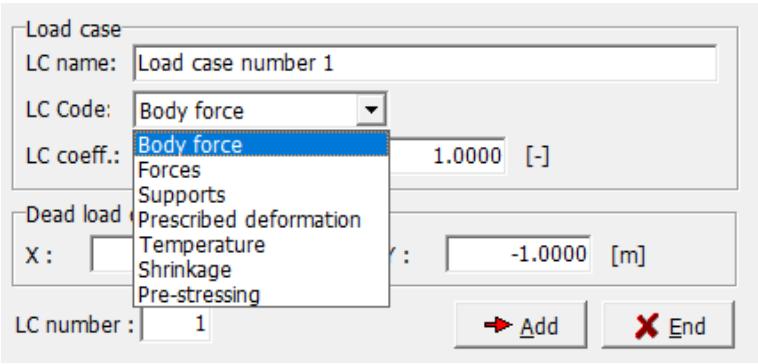


Figura 5.18: Tipologie di load cases

Definiti i *load cases*, il passo successivo consiste nell'andarli ad applicare al modello; per fare ciò è necessario attivarne uno cliccando su *Set active*, come mostrato in Figura 5.18, successivamente selezionare i punti, le linee o i macro-elementi presenti nel modello. Cliccando le sottosezioni *Joint*, *Line* o *Macro-element* nella sezione *Load and Supports* e inserendo i parametri richiesti da ogni sottosezione, è possibile cosi definire i vincoli, le forze e spostamenti imposti al modello in studio.

Vengono di seguito riportati i "Load case" applicabili alla struttura:

- *Body force*: è richiesta la sola direzione di applicazione del carico;
- *Forces*: in tal caso oltre alla direzione deve esser inserita la magnitudo della forza, nel caso di selezione di una linea sono applicabili carichi continui, parziali e quadrilateri;
- *Supports*: viene generalmente applicato a punti e linee e comporta l'inserimento di un vincolo nella struttura, quindi si definisce la direzione del supporto che può seguire il sistema di riferimento globale o locale; il vincolo viene visualizzato su tutta la linea non appena viene generata la mesh;
- *Prescribed deformations*: anch'esso viene applicato a nodi e linee con la sola differenza che viene richiesto un ulteriore valore riguardante la deformazione imposta;
- *Temperature*: il valore di variazione di temperatura può essere attribuito al macro-elemento o alla barra di armatura;
- *Shrinkage*: viene assegnato al materiale del macro-elemento un valore di ritiro;
- *Pre-stressing*: è consentita l'applicazione alle sole barre di armatura. Nel caso di rinforzo interno legato al calcestruzzo, si intende come forza di pre-tensione; per i cavi esterni risulta invece come forza di ancoraggio e viene applicata alla fine del cavo stesso.

Inoltre si definisce un *LC coeff.,* ovvero un fattore moltiplicativo, funzione della combinazione di carico o di un eventuale effetto dinamico da processare nelle analisi.

Nelle seguenti figure si individuano i parametri di input che si richiedono per la definizione di vincoli, carichi e spostamenti imposti.

Load cases

LC Numb	Title	Code	Coefficient [-]
1	**Vincolo BASE**	**Supports**	**1.0000**
2	Peso proprio	Body force	0.0000
3	Perm strutt	Forces	0.0000
4	Variabili	Forces	0.0000
5	Perm non strutt	Forces	0.0000
6	Spostamento imposto 1.5cm	Prescribed deformation	1.0000
7	Spostamento imposto 3cm	Prescribed deformation	1.0000
8	Vincolo LATERALE	Supports	1.0000

Add
Edit
Remove
Items: 8
Set active

Figura 5.19: Esempio di load cases

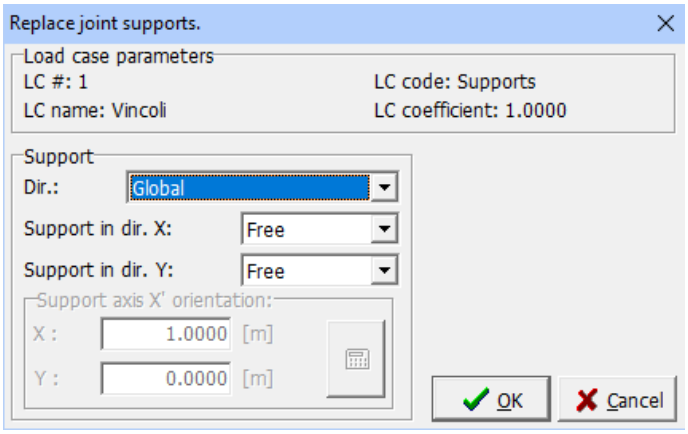


Figura 5.20: Definizione di vincoli su un punto

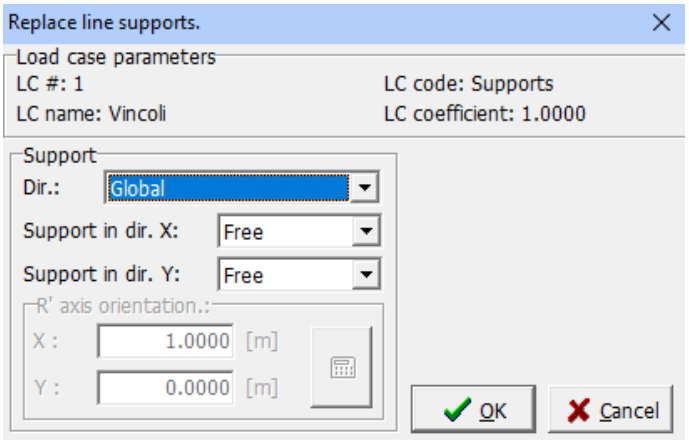


Figura 5.21: Definizione di vincolo su una linea

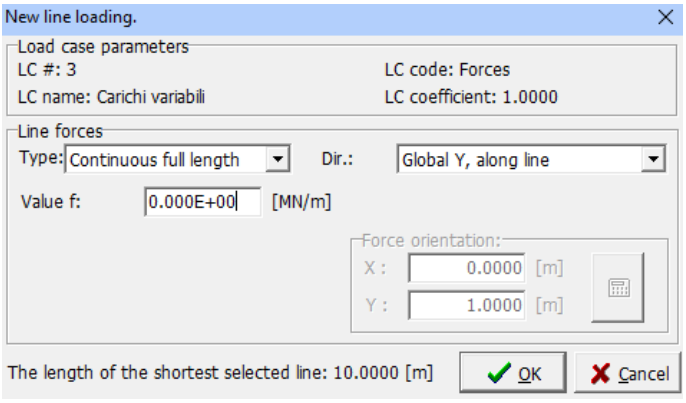


Figura 5.22: definizione carichi uniformemente distribuiti su una linea

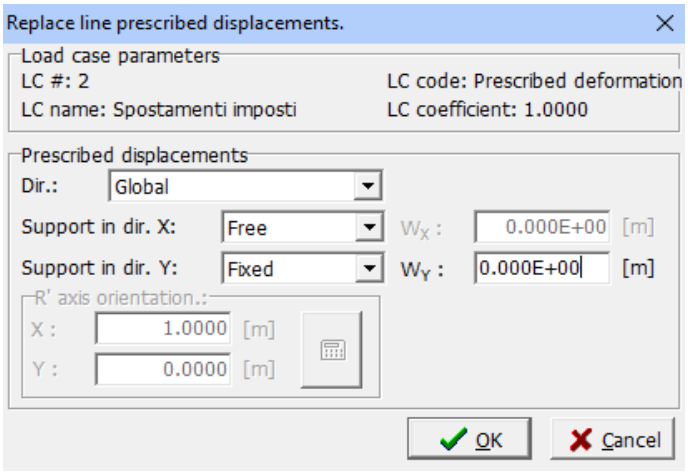


Figura 5.23: Definizione spostamenti imposti

Occorre inoltre osservare che una volta definiti i vari *load cases*, si generano step che li combinano al fine di giungere alla condizione di carico voluta e la combinazione di essi permette lo sviluppo di una storia di carico agente sulla struttura analizzata.

5.2.4. Impostazioni di analisi

Le impostazioni di analisi sono definite in corrispondenza della sezione *Run*. Tale punto tratta lo sviluppo dell'analisi di carico e l'inserimento di alcuni dati ulteriori che saranno utili nella fase di post-processing. Si riportano i principali passi in cui si sviluppa tale analisi.

- *Check data*: effettua un controllo dei dati e individua l'eventuale presenza di errori nella fase di modellazione; nel caso tutta la modellazione è stata eseguita correttamente restituisce il messaggio "Data O.K." e permette di proseguire nella definizione degli steps di carico.
- *Analysis steps*: riguarda la composizione del processo evolutivo di carico, cioè degli step di carico, ognuno con i rispettivi "load case" selezionati con la presenza di un coefficiente moltiplicativo che ne può variare l'effetto. Possono essere selezionati dei parametri di soluzione, di default, oppure definiti dall'utente attraverso la sezione "*Solution parameters*". I singoli step dell'analisi vengono creati cliccando su *Add* nella sottosezione *Analysis steps*; viene richiesta la lista dei *Load cases* da considerare nell'analisi e il tipo di calcolo non lineare, che può essere *Standard Newton-Raphson* e *Standard arc length*. Inoltre si ha anche la possibilità di aggiungere un *Number of added load steps*, cioè un numero

aggiuntivo di step di carico con la medesima configurazione che si sommano tra loro col procedere dell'analisi. Inoltre occorre osservare la necessità di inserire per ogni step di carico il *load case* relativo ai vincoli strutturali, in modo tale che essi siano definiti in tutto il processo di carico.

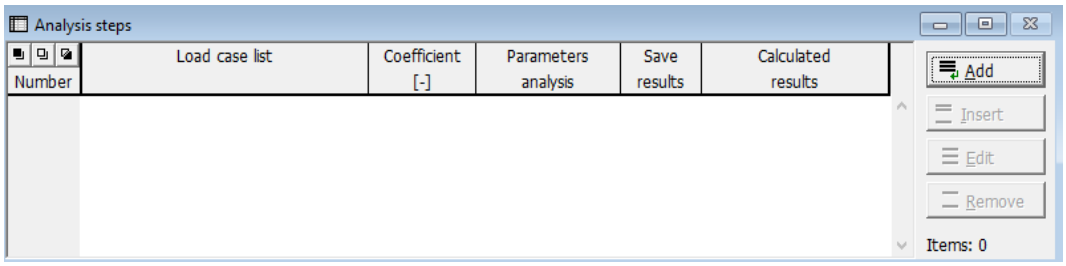


Figura 5.24: Interfaccia grafica per analysis steps

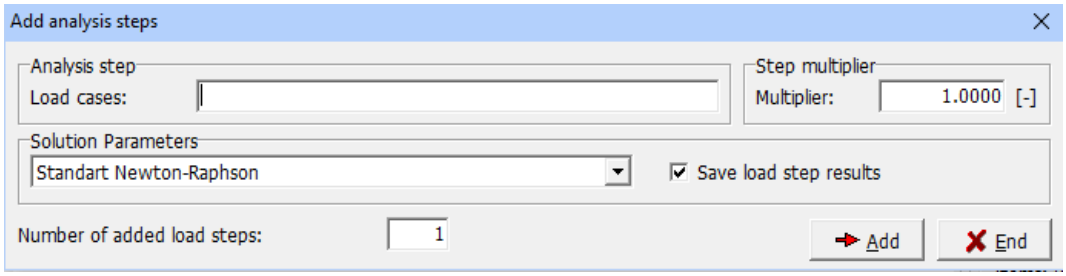


Figura 5.25: Interfaccia grafica per la configurazione di step

- *Monitoring points*: sono punti specifici del modello che consentono di ottenere importanti informazioni sullo stato della struttura, come ad esempio la reazione nodale, le sollecitazioni, le deformazioni e lo studio della curva carico-spostamenti, durante lo sviluppo dell'analisi e conseguentemente la variazione delle forze agenti e degli spostamenti ad ogni step e iterazione. La loro posizione viene definita nei nodi o nei punti di integrazione; i primi permettono il monitoraggio di spostamento, forze applicate e reazioni mentre i secondi consentono di analizzare le tensioni, le deformazioni e larghezza delle fessure. Occorre dunque definire la direzione della componente in studio e ciascun punto se inserito senza una accurata precisione, fa riferimento in modo automatico al nodo o punto di integrazione più vicino. I punti di monitoraggio si creano cliccando su *Add* nella sottosezione *Monitoring points*. Vengono richieste le coordinate del punto e la tipologia di monitoraggio da eseguire. Si riportano le seguenti figure, che rappresentano l'interfaccia grafica relativa al monitoraggio.

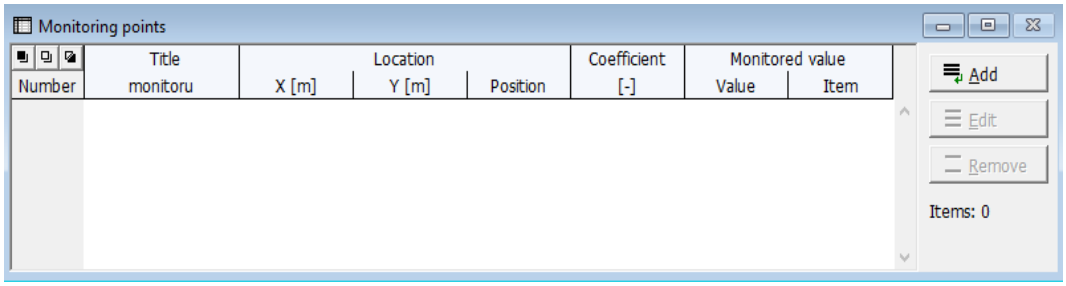


Figura 5.26: Interfaccia grafica per i punti di monitoraggio

Per la configurazione del *Monitoring points* è richiesto nella sezione *Name* il *Title*, per poterlo identificare in funzione di cosa monitora, nella sezione *Location* il posizionamento attraverso le coordinate *X* ed *Y*, specificando se posizionarlo in un *Nodes* o su un *Integration point* ed infine nella sezione *Value* viene richiesto di scegliere l'entità da monitorare: ad esempio si può scegliere *Displacements,* definendo una solo componente tra *Component 1, Component 2 e Component 3,* riferite rispettivamente alle coordinate *X*, *Y* e Z oppure *Reactions,* scegliendo anche in questo caso quale tra le tre registrare.

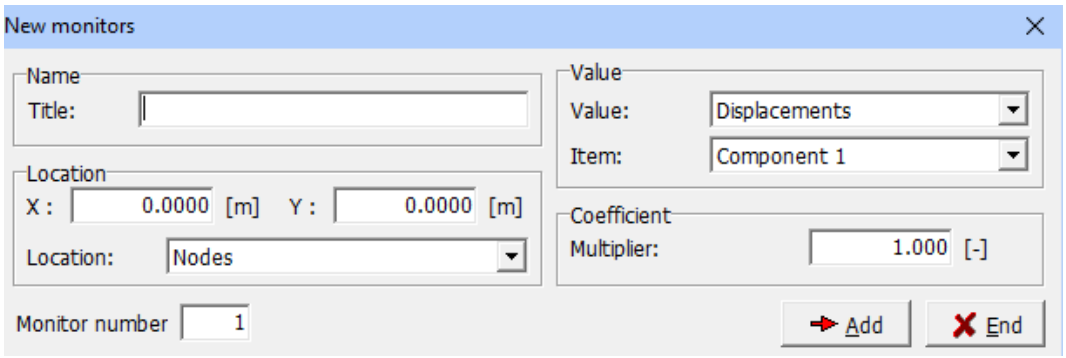


Figura 5.27: Interfaccia grafica per la definizione dei punti di monitoraggio

- *Moment lines*: la definizione di tale linea permette lo studio delle forze interne nella fase di post-processing; viene stabilito il numero di divisioni da estendere alla linea e in tali punti sono valutati sforzo normale, taglio e momento. Il calcolo avviene direttamente nei nodi, senza l'utilizzo di una interpolazione tra i valori negli elementi, e dunque non vengono a verificarsi perdite di eventuali picchi di concentrazione degli sforzi.
- *Solution Parameters*: il metodo risolutivo di un'analisi non lineare richiede la presenza di un settaggio di parametri, il cui valore di default viene fornito dal programma. I due metodi iterativi principalmente utilizzati sono il *Newton-Raphson* e *Arc Lenght*. *Newton-Raphson* risulta adeguato per i casi in cui non si

verifica incremento di carico, poiche è stabilito, e gli spostamenti sono iterati fino a che non si arriva ad un equilibrio per una data tolleranza. Nella situazione di vicinanza al picco locale o globale, o nel tratto di post-picco della curva carico-spostamenti, si fa ricorso invece al metodo *Arc Lenght*, il quale risulta più generale e consente l'iterazione sia degli spostamenti che dei carichi. Tale caratteristica rende il metodo adatto allo studio delle strutture geometriche non lineari, consentendo di tenere in conto dei fenomeni che possono verificarsi sui materiali quali snap back e snap trough.

5.2.5. Impostazioni di calcolo

- *Mesh*: la generazione della mesh avviene in automatico seguendo i valori di input forniti per ogni macro-elemento nella sezione "*topology*".
  Inizialmente viene generata per i singoli macro-elementi e poi si estende all'intera struttura un processo di smussamento al fine di migliorare la forma delle mesh ed evitare la presenza di angoli, che potrebbero creare problemi nel determinare la matrice di rigidezza e quindi errori nel risolutore. La mesh non ottimizzata può determinare risultati affetti da errori e dunque devono essere rispettate alcune regole riguardanti il minimo numero di elementi per spessore e l'aspect ratio, ossia il rapporto tra i lati degli elementi utilizzati non deve esser superiore a 3:1, evitando dunque eventuali problemi di condizionamento della matrice di rigidezza. In genere la definizione della mesh ha notevole importanza nella precisione dei risultati dell'analisi, ma ne condiziona anche la velocità con la quale viene eseguita la stessa, per tale motivo viene richiesto un raffinamento locale solo nelle zone necessarie al fine di non creare eccessivi oneri computazionali. Per la costruzione della mesh, il software ATENA, utilizza degli elementi derivanti dalle formulazioni isoparametriche con funzioni interpolanti lineari o quadratiche, seguendo il metodo di interpolazione di Gauss a 4 o 9 punti rispettivamente nei casi bi-lineari e bi-quadratici.
- *Finite element analysis*: in questa sezione viene attivata l'analisi dei "*load step*" precedentemente stabiliti, i quali possono essere implementati ed aggiunti in una successiva fase ritornando alla fase di pre-processing e in seguito continuando l'analisi; mediante il salvataggio dei risultati è possibile lo studio della fase di post-processing. Vengono inoltre selezionati i punti di monitoraggio che

permettono lo sviluppo della curva di pushdown. Una volta generata l'analisi lo schermo permette di visualizzare in tempo reale non soltanto tale curva di pushdown, ma anche i valori dei punti di monitoraggio, i risultati di stress e le fessure che si sviluppano sulla struttura, la deformazione e il file contenente i livelli di convergenza dei vari criteri.

5.3. Post-processing

La fase di post-processing permette di controllare i risultati ottenuti dall'analisi con la possibilità di selezionare ogni step singolarmente e mostrare contemporaneamente diversi passi dell'analisi. Inoltre, il software ATENA 2D, consente di visualizzare i risultati dell'analisi in tempo reale, oltre che alla fine della stessa. Di seguito si elencano le principali informazioni ricavabili in tale fase, cioè gli output.

- *Curva di Pushdown*: il file di output consente la visualizzazione del grafico di pushdown, permettendo lo studio del comportamento della struttura.
- *Text-output*: è un file di testo che contiene al suo interno i dati del modello.
- *Diagrams of internal forces*: sono dei diagrammi che rappresentano in forma grafica i valori di momento, taglio e sforzo normale lungo le linee impostate nella fase di pre-processing.
- *Cracks*: consente di visualizzare lo sforzo normale e il taglio agenti nella zona fessurata del calcestruzzo e la larghezza delle fessure.
- *Bar reinforcement*: permette di analizzare i valori di sforzo e deformazione all'interno delle barre di armatura.
- *Interface*: mediante tale output, vengono forniti i valori di sforzo, spostamento, carichi e reazioni nella zona di interfaccia, in direzione parallela o normale ad essa.
- *Scalars*: riporta il valore di sforzo e deformazione all'interno del materiale selezionato o di "*smeared reinforcement*".
- *Vectors*: permette di definire le componenti di forza, reazione e spostamenti in termini vettoriali per ogni layer e materiale selezionato.
- *Tensors*: consente di raffigurare la direzione e la magnitudo degli sforzi e deformazioni.

I risultati delle componenti dei punti di monitoraggio possono anche essere esportati in formato testo, *Text-output*, in modo tale da utilizzarli in programmi adatti alla rielaborazione sottoforma di grafici.

5.4. Modellazione del telaio in studio

Di seguito si riporta la modellazione sul programma ATENA 2D del telaio in studio e i rispettivi parametri utilizzati in relazione ai materiali, alla geometria, alle condizioni di vincolo e di carico, alle impostazioni di analisi e definizione della mesh.

5.4.1. Definizione dei materiali

Si definiscono differenti tipologie di materiali che sono stati impiegati per la creazione del telaio 2D:

- *Travi D*: materiale 1, impiegato per la porzione di trave in zona dissipativa; un tratto di 90 centimetri ai lati del pilastro, nel quale conformemente alla progettazione in zona sismica si prevede che l'armatura longitudinale non venga ancorata, permettendo così la dissipazione, e per la zona in questione in fase di progettazione si prevedono staffe ϕ8 con passo 7.5 cm;
- *Travi ND*: materiale 2, impiegato per la porzione di trave in zona non dissipativa; in corrispondenza della lunghezza non dissipativa, si sono considerate staffe ϕ8 con passo 15 cm;
- *Pilastro*: materiale 3, impiegato per tutta la lunghezza del pilastro con staffe ϕ8 con passo 10 cm;
- *Nodi*: materiale 4, impiegato nei punti di giunzione trave-pilastro nei quali è stata prevista una staffatura ϕ8 passo 5 cm;
- *Copriferro*: materiale 5, impiegato per definire il calcestruzzo non confinato da staffe, cioè utilizzato appunto per il copriferro;
- *Acciaio*: materiale 6, impiegato per le barre di armatura a flessione e a taglio;
- *Piastra*: materiale 7, impiegato per gli elementi piastra posti in corrispondenza dei nodi esterni dei punti di intersezione nodo pilastro-trave e alla base dei pilastri; si necessita di tali elementi al fine del monitoraggio, per l'applicazione dello spostamento imposto negli n-step di carico e per l'inserimento dei vincoli.

- *Copriferro fessurato trave*: materiale 8, impiegato per definire il calcestruzzo non confinato delle travi soggette al degrado, in seguito alla corrosione delle armature longitudinali.
- *Copriferro fessurato pilastro*: materiale 9, impiegato per definire il calcestruzzo non confinato dei pilastri soggette al degrado, in seguito alla corrosione delle armature longitudinali.
- *Corrosione armatura trave*: materiale 10, impiegato per le barre di armatura longitudinali delle travi soggette alla corrosione.
- *Corrosione armatura pilastri*: materiale 11, impiegato per le barre di armatura longitudinali dei pilastri soggette alla corrosione.
- *CLS - degrado staffe_travi*: materiale 12, impiegato per definire il calcestruzzo confinato in corrispondenza delle travi soggette al degrado, in seguito alla corrosione delle staffe.
- *CLS - degrado staffe_pilastri*: materiale 13, impiegato per definire il calcestruzzo confinato in corrispondenza dei pilastri soggette al degrado, in seguito alla corrosione delle staffe.
- *Bond for Reinforcement_trave*: materiale 14, impiegato per definire la legge di aderenza-scorrimento in corrispondenza delle zone delle travi soggette alla corrosione.
- *Bond for Reinforcement_trave*: materiale 15, impiegato per definire la legge di aderenza-scorrimento in corrispondenza delle zone dei pilastri soggette alla corrosione.

5.4.2. Calcestruzzo

Il calcestruzzo viene inserito mediante il modello *SBeta material*, già introdotto in precedenza nel paragrafo 4.2.1, in cui si richiede l'introduzione della resistenza a compressione del provino cubico e da cui derivano i parametri di default che in un secondo momento verranno modificati. Dunque, per il calcestruzzo si utilizza il modello costitutivo di Saatvioglu e Razvi, del 1992. Il calcestruzzo è un materiale composito, costituito da cemento e inerti, pertanto ha un comportamento tipicamente non lineare, in seguito alle microfessurazioni interne che si creano per via delle concentrazioni di tensione all'interfaccia tra gli aggregati e la pasta cementizia.

La curva di resistenza σ-ε relativa al calcestruzzo è influenzata da diversi fattori, tra cui il confinamento laterale. Nelle strutture in calcestruzzo armato, questo è possibile ottenerlo nei pilastri e nelle travi, mediante le staffature trasversali. Il comportamento non lineare del calcestruzzo confinato e non confinato è descritto con il modello di *Saatcioglu e Razvi (1992).* Nella seguente figura è raffigurato il modello appena definito, mediante il quale è possibile considerare differenti comportamenti al variare del confinamento.

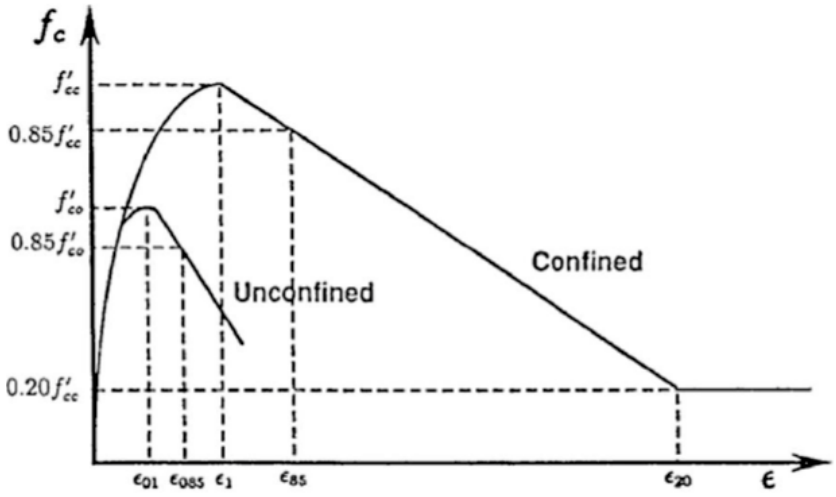


Figura 5.28: Modello di Saarcioglu e Razvi (1992)

Attraverso l'inserimento della staffatura trasversale si ottiene un legame costitutivo caratterizzato da una maggiore resistenza a compressione e un ramo di softering più alto. Mediante un foglio Excel, è stato possibile realizzare il modello di *Saarcioglu e Razvi*, in cui i dati richiesti in input sono elencati di seguito:

- geometria della sezione;
- resistenza media del calcestruzzo f_{cm};
- copriferro;
- tensione di snervamento media dell'acciaio;
- diametro delle barre laterali longitudinali;
- diametro, numero di bracci e passo delle staffe.

Il calcestruzzo utilizzato per la struttura in studio è stato il C25/30. Come si può dedurre dalla seguente figura, dall'utilizzo del modello di *Saarcioglu e Razvi*, sono stati ottenute cinque curve di resistenza del calcestruzzo, differenti fra loro al variare della geometria della sezione, delle barre di armatura longitudinali e trasversali, relative ai nodi, ai pilastri, alle travi in zona dissipativa e non dissipativa e al copriferro.

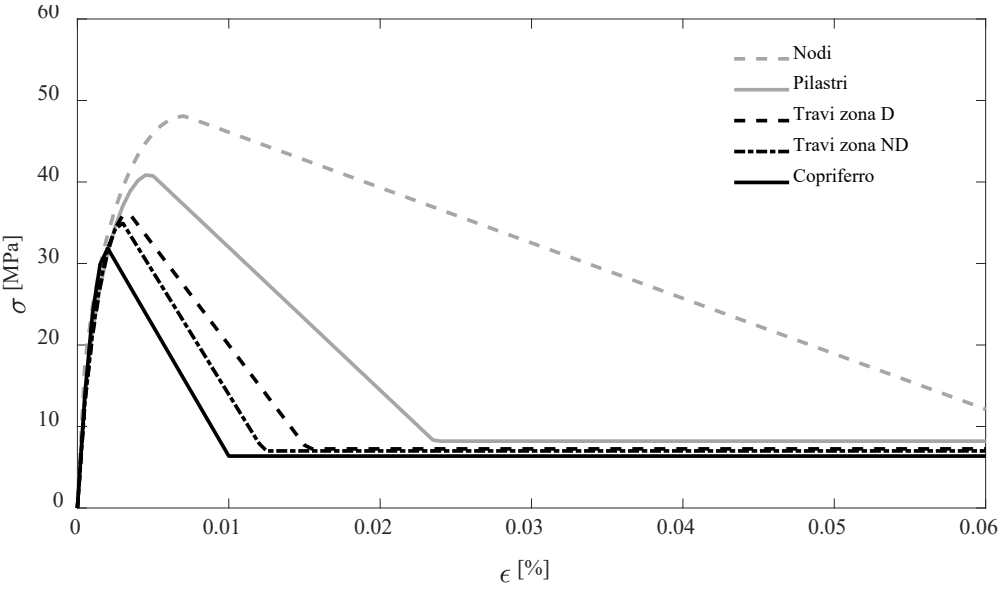


Figura 5.29: Curve di resistenza del calcestruzzo nei diversi elementi in base al confinamento

Conformemente a quanto illustrato al paragrafo 5.2.1, sono state effettuate le seguenti assunzioni:

- in *Tensile*, è stata scelta la legge di trazione di deformazione locale e il modello di fessura fisso;
- in *Compressive*, è stata adottata una legge di tipo *Softening Modulus*;
- in *Shear*, si è scelta una legge di riduzione del modulo di taglio variabile, e in tipo di interazione tensione compressione lineare;

Occorre notare che per il calcolo della resistenza media a compressione del calcestruzzo è stata utilizzata la distribuzione log-normale, con coefficiente di variazione V_c pari a 0.15. Di seguito si riporta l'equazione:

$$f_{cm} = f_{ck} \cdot e^{1.645 \cdot V_c} \qquad (5.1)$$

Nella seguente tabella vengono riportati i parametri utilizzati in Atena 2D per il calcestruzzo nei diversi elementi in assenza di degrado, mentre gli altri parametri per modellare il calcestruzzo in presenza di degrado sono riportati nel paragrafo 6.3 e 6.4:

	Basic				Tensile	Compressive			Miscellaneous	
	f_c [MPa]	f_t [MPa]	E [MPa]	μ [-]	c_3 [-]	ε_c [-]	r.c.s [-]	c.s.p [-]	ρ [kN/m³]	α [l/K]
Travi D	36.26	2.56	33998	0.2	0.0007524	3.38E-03	0.8	0.072	25	1.20E-05
Travi ND	35.01	2.56	33640	0.2	0.0007604	2.99E-03	0.8	0.089	25	1.20E-05
Pilastri	40.99	2.56	35272	0.2	0.0007253	4.86E-03	0.8	0.050	25	1.20E-05
Nodi	48.09	2.56	37002	0.2	0.0006913	7.09E-03	0.8	0.018	25	1.20E-05
Coprif.	31.87	2.56	32705	0.2	0.0007822	2.00E-03	0.8	0.097	24	1.20E-05

Tabella 5.1: Parametri del calcestruzzo per i diversi elementi, in Atena 2D

5.4.3. Acciaio

L'acciaio utilizzato è stato il B450C, che presenta una resistenza caratteristica allo snervamento f_{yk}=450 MPa ed una classe di duttilità C, cioè relativo ad acciai laminati a caldo. La scelta di modellazione dell'acciaio influisce in modo significativo alla predisposizione della trave al comportamento membranale e dunque allo sviluppo del meccanismo della catenaria. È stata utilizzata la *legge bilineare con hardering*. Per le analisi non lineari sono state adottate le tensioni medie. Pertanto per il calcolo della resistenza media a snervamento dell'acciaio è stata utilizzata la distribuzione log-normale, con coefficiente di variazione V_s pari a 0.05. In particolare la tensione di snervamento e quella a rottura sono ottenute rispettivamente con le seguenti formule:

$$\sigma_y = f_{yk} \cdot e^{1{,}645 \cdot V_s} \qquad (5.2)$$

$$\sigma_t = 1{,}15\ \sigma_y \qquad (5.3)$$

Sulla base di modelli sperimentali presenti in letteratura, la deformazione ultima dell'acciaio è stata assunta pari a ε_{su} = 0.20, mentre il peso specifico del materiale è stato assunto pari a 0, poiché già considerato in quello del calcestruzzo. Nella seguente tabella vengono individuati i parametri utilizzati per la caratterizzazione dell'acciaio in assenza della corrosione, mentre gli altri parametri necessari per modellare la corrosione delle armature sono riportati nel paragrafo 6.3 e 6.4:

	Basic				Miscellaneous	
	f_c [MPa]	f_t [MPa]	E [MPa]	μ [-]	ρ [kN/m³]	α [l/K]
Acciaio	489	562	200000	0.20	0	1.20E-05

Tabella 5.2: Definizione dei parametri dell'acciaio, in Atena 2D

5.4.4. Piastra

Nel caso della definizione degli elementi piastra, posti nei punti esterni di intersezione pilastro-trave e alla base dei pilastri, nei quali vengono monitorati gli spostamenti della struttura nelle varie fasi di carico e su una piastra verrà applicato uno spostamento imposto per simulare il processo di ridistribuzione dei carichi nel caso di rimozione forzata della colonna centrale del pian terreno. La tipologia di materiale scelto, per rappresentare l'elemento piastra, è stato il *Plane Stress Elastic Isotropic*, e di seguito si riportano i parametri utilizzati nel software Atena 2D:

	Basic		Miscellaneous	
	E [MPa]	μ [-]	ρ [kN/m^3]	α [l/K]
Piastra	5.00E+05	0.30	0	1.20E-05

Tabella 5.3: Definizione dei parametri della piastra, in Atena 2D

Per la piastra, si considera un elevato modulo elastico in quanto esso risulta necessario per impedire deformazioni non compatibili nei steps evolutivi sotto carico. Inoltre si considera un peso proprio nullo della piastra, poiché esso ha funzione prettamente di modellistica e non strutturale.

5.4.5. Geometria del telaio in studio

La geometria del telaio in studio è stata realizzata mediante il software Atena 2D andando a costruire i punti, le linee, i macro-elementi e successivamente si sono inserite le barre di armatura a flessione e a taglio. In seguito è stato necessario l'inserimento delle piastre di estremità dei nodi esterni, con spessore di 10 cm, per controllare gli spostamenti in elementi rigidi e per impedire concentrazioni di tensioni nei vincoli e in tutti i punti in cui viene applicato uno spostamento imposto. Gli elementi strutturali del telaio, cioè pilastri, travi e nodi, vengono distinti per le proprietà meccaniche dovute al confinamento dato dalla diversa disposizione delle staffe, per la differente geometria sezionale e per lo scenario corrosivo previsto:

- i pilastri sono stati frazionate in quattro fasce verticali, due esterne rappresentate dal copriferro e due interne che dividono l'asse baricentrico, per tale motivo sono stati inserite file orizzontali di cinque punti, e tre regioni in altezza che rappresentano le due zone dissipative e la zona non dissipativa.

- le travi sono state frazionate in tre fasce verticali, due esterne rappresentate dal copriferro e una interna, per cui sono state inserite file verticali di quattro punti per ogni travata, e tre regioni in direzione longitudinale che rappresentano le due zone dissipative e la zona non dissipativa.
- in seguito allo scenario corrosivo previsto, che sarà illustrato nel capitolo successivo, sono state aggiunte per ogni elemento trave due ulteriori regioni in direzione longitudinale all'estremità della campata cioè in prossimità dei nodi trave-pilastro e per ogni elemento pilastro due ulteriori regioni in altezza al piede e in sommità dei pilastri, al fine di applicare in tali zone gli effetti della corrosione.

Le coordinate X e Y dei punti sono riportate nella seguente tabella:

x [m]	y [m]
-0.100	-0.100
0.000	0.000
0.053	0.150
0.300	0.600
0.547	2.100
0.600	2.600
0.750	2.750
1.600	2.802
4.000	3.198
4.850	3.250
5.000	3.900
5.053	5.100
5.300	5.750
5.547	5.802
5.600	6.198
5.750	6.250
6.600	6.900
9.000	8.100
9.850	8.750
10.000	8.802
10.053	9.198
10.300	9.250
10.547	9.900
10.600	11.100
10.750	11.750
11.600	11.802
14.000	12.198
14.850	12.250
15.000	12.900
15.053	14.100
15.300	14.750
15.547	14.802
15.600	15.198
15.750	15.250
16.600	15.350

x [m]
19.000
19.850
20.000
20.053
20.300
20.547
20.600
20.700

Tabella 5.4: Coordinate X e Y delle file dei punti del modello

I punti costituiscono gli elementi di base del modello, a cui successivamente si legano le linee e i macro-elementi. Il modello è costituito da 1097 punti e lo schema dei punti è rappresentato nella seguente figura:

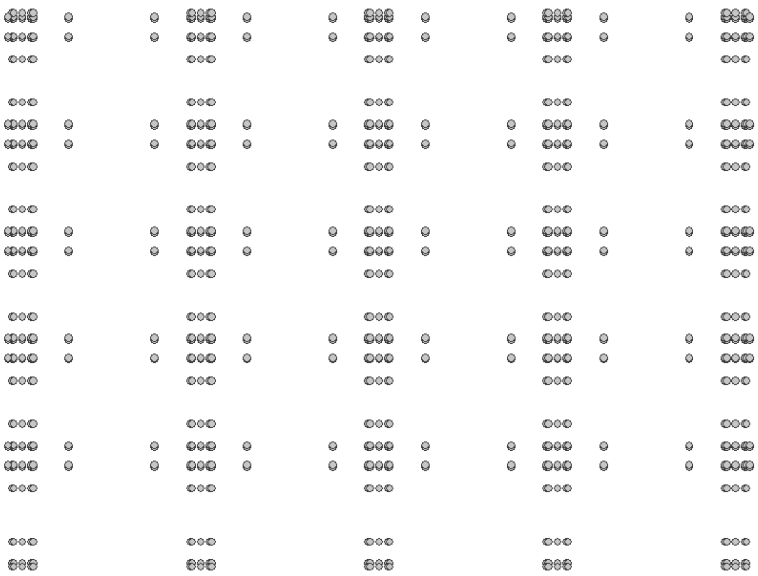


Figura 5.30: Interfaccia grafica relativa all'inserimento dei punti del modello

Le linee, come già definito nel paragrafo 5.2.2, sono elementi che collegano i vari punti prima introdotti e nel modello in esame sono state inserite 2090 linee totali. Di seguito si riporta la figura relativa alle linee del modello:

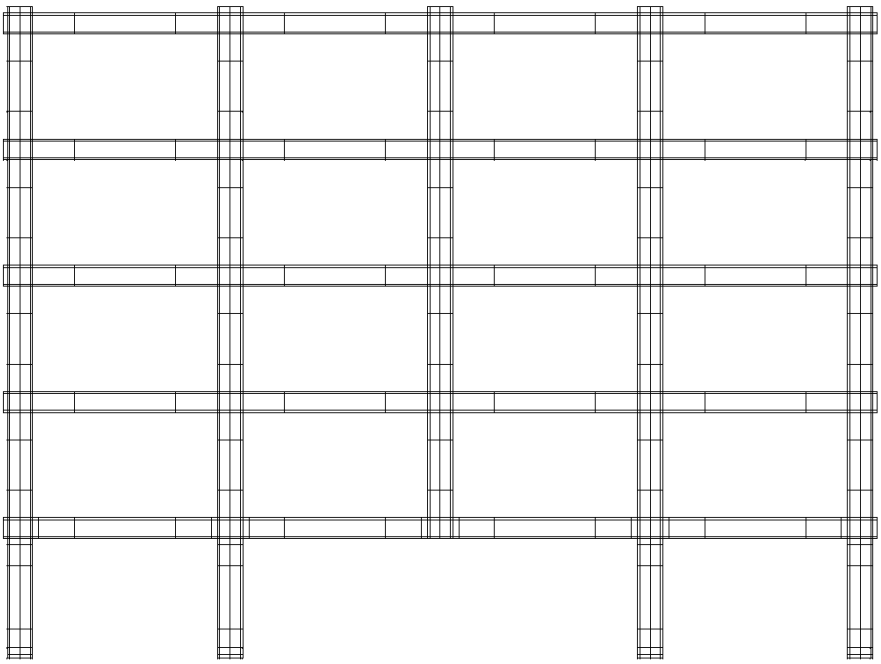


Figura 5.31: Interfaccia grafica relativa alle linee del modello

I macro-elementi, come già specificato nel paragrafo 4.2.2, sono definiti come elementi che sono racchiusi all'interno di più linee, nel caso specifico quattro linee poiché essi sono tutti rettangolari. Nel modello in studio, sono stati necessari 962 macro-elementi. Nella seguente figura si riporta l'interfaccia grafica relativa ai macro-elementi del modello:

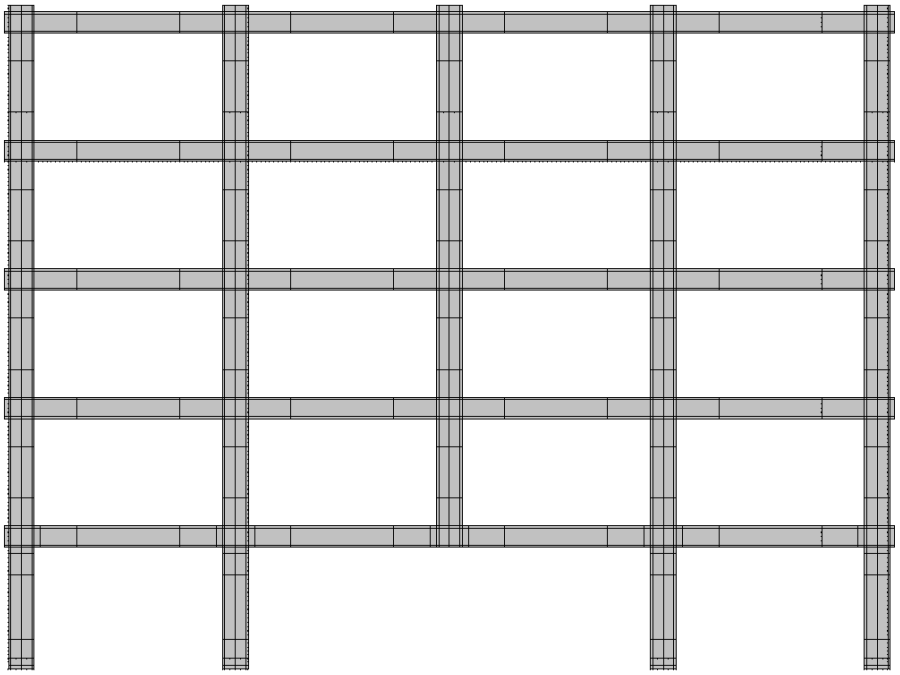


Figura 5.32: Interfaccia grafica relativa ai macro-elementi del modello

Nel modello in studio, le armature sono state inserite in forma discreta sia per quanto riguarda quelle longitudinali che per quelle trasversali.

La disposizione delle *armature longitudinali* differisce in funzione dell'elemento strutturale considerato:

- nei pilastri sono state disposte quattro file verticali di barre di armatura vista la presenza di due barre nella parte intermedia;
- nelle travi, invece, sono state disposte due file di armatura longitudinale che costituiscono l'armatura inferiore e l'armatura superiore.

Analogamente a quanto visto precedentemente, anche la disposizione delle *armature trasversali*, cioè il *passo delle staffe* differisce in funzione dell'elemento strutturale considerato:

- 5 cm per i nodi;
- 10 cm per i pilastri;
- 7.5 cm per la zona dissipativa delle travi;
- 15 cm per la zona non dissipativa delle travi.

Nella seguente figura viene illustrata la disposizione delle barre nel modello:

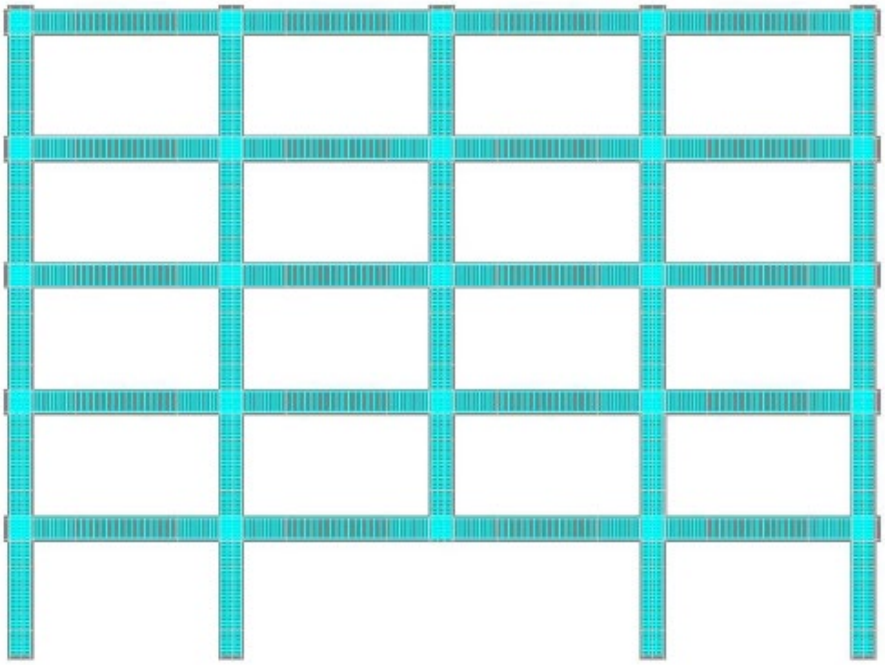


Figura 5.33: Interfaccia grafica relativa alle barre di armatura del modello

5.4.6. Definizione vincoli, carichi e spostamenti imposti

Nel modello in studio, sono stati definiti nella seguente tabella i *Load cases*, in cui l'ultimo rappresenta il caso di vincolo perfetto laterale:

Load cases	***Nome***
1	Vincolo di base
2	Peso proprio
3	Permanenti strutturali solaio
4	Permanenti non strutturali solaio
5	Variabili
6	Spostamento imposto 1.5 cm
7	Spostamento imposto 3.0 cm

Tabella 5.5: Definizione load cases nel modello in studio

Di seguito si definiscono i vari *load cases* utilizzati nel modello:

- *vincolo di base:* è stato imposto alle linee presenti in corrispondenza della base dei pilastri, considerati incastrati perfettamente; di seguito si riporta una figura che illustra come i vincoli sono applicati alla base della struttura:

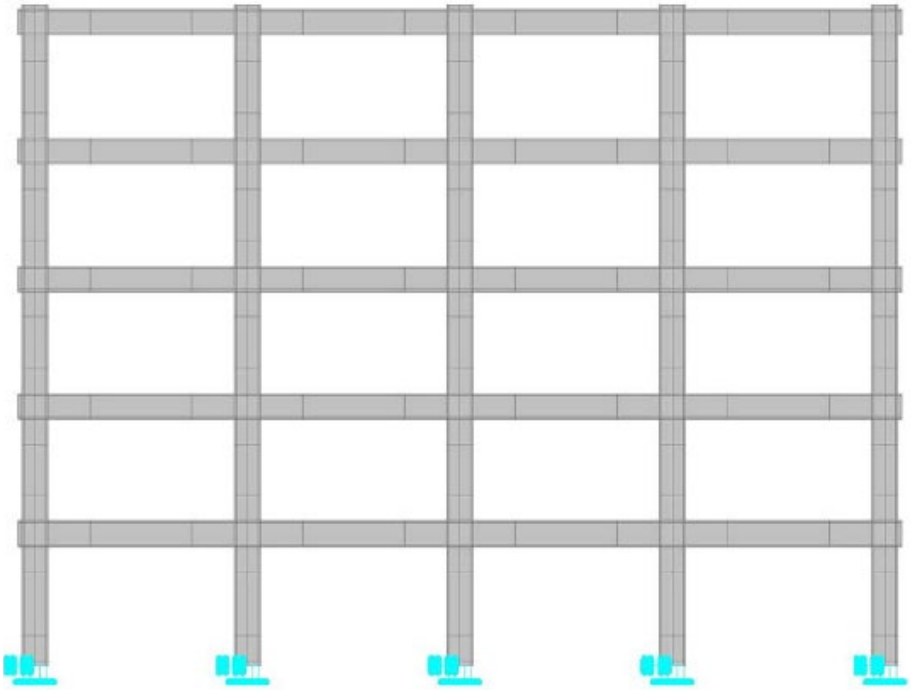


Figura 5.34: Vincoli alla base del telaio 2D

- *peso proprio:* rappresenta il carico strutturale ed esso viene attribuito ai macro-elementi e computato direttamente dal software Atena 2D attraverso la geometria e il peso specifico assegnato ai materiali;

- *carichi permanenti strutturali* e *non strutturali del solaio*: sono carichi uniformemente distribuiti in direzione perpendicolare al telaio con larghezza di influenza di cinque metri e distribuiti sui cinque piani, applicati alle linee superiori di ogni trave, con valori pari a:

Nome	***Carico*** $[kN/m]$	***Coefficiente in combinazione eccezionale***
Permanenti non strutturali	13.0	1.0
Permanenti strutturali	16.0	1.0

Tabella 5.6: Carichi permanenti uniformemente distribuiti definiti nel modello

- *carichi variabili:* sono carichi uniformemente distribuiti, anch'essi applicati alle linee superiori di ogni trave in modo analogo a quanto già descritto per il precedente load case, ma occorre fare attenzione ad applicare il corretto carico variabile in copertura e sulle travi dei primi quattro piani, con valori pari a:

Nome	***Carico*** $[kN/m]$	***Coefficiente in combinazione eccezionale***
Variabili piani intermedi	10.0	0.3
Variabili piano copertura	2.5	0.0

Tabella 5.7: Carichi variabili uniformemente distribuiti definiti nel modello

- gli *spostamenti imposti* sono stati assegnati al nodo centrale superiore della pilastrata centrale, a seguito della rimozione della colonna di base;

5.4.7. Impostazioni di analisi

Nello studio in questione, sono state condotte due modalità di analisi:

- *1° modalità di analisi*: è stata condotta senza la rimozione della colonna, al fine di controllare la validità del modello e per determinare la reazione del pilastro centrale. Pertanto l'analisi è stata eseguita con due soli step di carico, attribuendo cosi prima una metà e poi l'altra del carico utilizzando un coefficiente di step pari a 0.5. Dunque i *load cases* attivati sono stati 1, 2, 3, 4, 5 (Tabella 5.5), con i coefficienti della combinazione eccezionali mostrati in Tabella 5.6-5.7.
- *2° modalità di analisi*: è stata condotta con la rimozione della colonna, al fine eseguire l'*analisi di pushdown* e costruire la curva forza-spostamento. Pertanto, a differenza con quanto fatto in precedenza non sono stati più attivati i carichi esterni, ma solo i vincoli (*load case 1*) e gli spostamenti imposti (*load case 6* e *7*).

Tutti gli step di carico sono stati condotti scegliendo come metodo di integrazione il metodo non lineare *Standart Newton-Raphson*, con coefficiente di step pari a 1.0, 100 iterazioni per ogni step di carico al fine di arrivare a convergenza con i criteri di spostamento e energetici, e inserendo per ogni step di carico il load case relativo ai vincoli strutturali, in modo che questi siano definiti per tutto il processo di carico. Inoltre, si è deciso di eseguire i primi 10 step, che sono relativi a cambi bruschi di pendenza della curva, con uno spostamento imposto di 1.5 cm e i restanti, corrispondenti a tratti della curva più smussati, con uno spostamento imposto di 3.0 cm, in modo tale da dimezzare i tempi di analisi e dunque ridurre l'onere computazionale del software.

La definizione dei punti di monitoraggio e il loro posizionamento sul modello è stato effettuato in accordo a quanto illustrato nella seguente figura:

Monitoring points

Number	Title monitoru	Location X [m]	Location Y [m]	Location Position	Coefficient [-]	Monitored value Value	Monitored value Item
1	**Reazione**	**10.3000**	**15.4000**	**Nodes**	**1.0000**	**Reactions**	**Component**
2	Spostamento	10.3000	15.3000	Nodes	1.0000	Displacement:	Component 2
3	Spostamento p.5	-0.1000	15.0000	Nodes	1.0000	Displacement:	Component 1
4	Spostamento p.4	-0.1000	12.0000	Nodes	1.0000	Displacement:	Component 1
5	Spostamento p.3	-0.1000	9.0000	Nodes	1.0000	Displacement:	Component 1
6	Spostamento p.2	-0.1000	6.0000	Nodes	1.0000	Displacement:	Component 1
7	Spostamento p.1	-0.1000	3.0000	Nodes	1.0000	Displacement:	Component 1

Add
Edit
Remove
Items: 7

Figura 5.35: Definizione monitoring points

La posizione dei punti di monitoraggio sulla struttura è illustrata nella seguente figura:

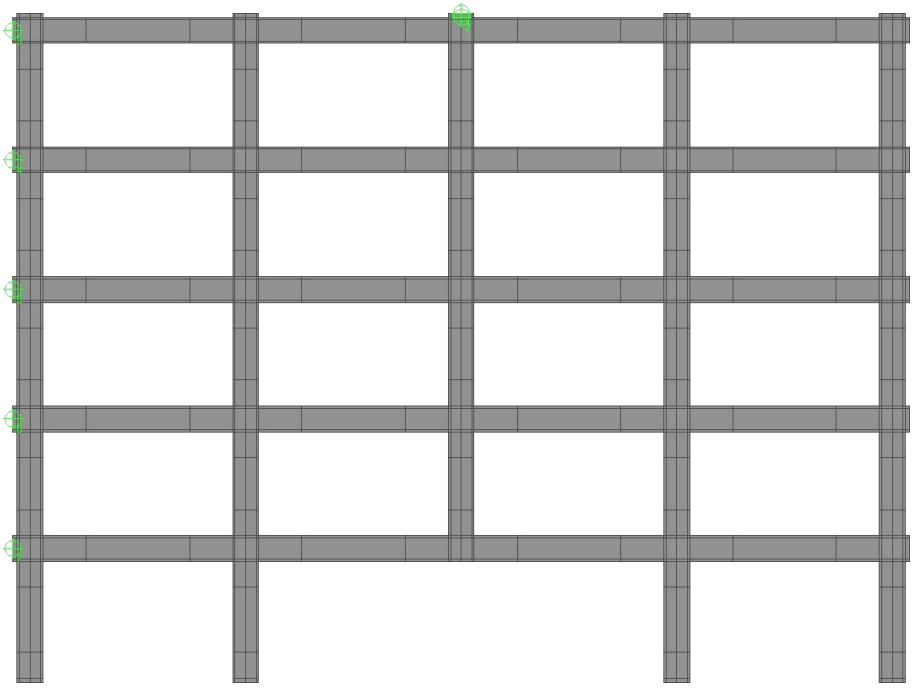


Figura 5.36: Schema riassuntivo relativo al posizionamento dei punti di monitoraggio sulla struttura

Per quanto riguarda i primi due punti di monitoraggio, relativi all'elenco in Figura 5.34, sono stati posti entrambi in sommità alla struttura in corrispondenza della colonna rimossa, uno sul lato esterno della piastra per la misurazione della reazione, mentre il secondo sul lato interno della stessa per il monitoraggio dello spostamento verticale, consentendo così di costruire il grafico spostamento verticale-reazione. Invece gli altri punti di monitoraggio, posti sul lato esterno di ciascuna piastra localizzati nell'intersezione trave-pilastro e solo su un lato per via della simmetria del problema, sono stati definiti per valutare gli spostamenti laterali dei vari piani della struttura permettendo così di costruire il grafico spostamento verticale-spostamento interpiano.

6. ANALISI DI PUSHDOWN E RISULTATI PER STRUTTURA IN CEMENTO ARMATO SOGGETTA A CORROSIONE

6.1. Premessa

Il calcestruzzo armato è costituito da calcestruzzo e acciaio; la combinazione di questi due materiali crea un legame costitutivo non lineare, ben evidente soprattutto dopo che si verifica la fessurazione del calcestruzzo e lo snervamento delle barre di armatura. Una volta definita la condizione di criticità, caratterizzata dalla presenza di grandi spostamenti, nel nostro caso si verifica la rimozione della colonna del piano terra, in questi casi entra in gioco la cosiddetta non-linearità geometrica, che occorre tenerne in conto andando a valutare l'equilibrio della struttura nella configurazione deformata. Dunque il comportamento di una struttura in calcestruzzo armato, ancor di più nel caso di perdita di un elemento strutturale, è caratterizzata da un comportamento fortemente non lineare, pertanto si constata che la teoria lineare risulta inadeguata per poter ottenere risultati plausibili.

Nel seguente studio sono state effettuate delle analisi statiche non lineari di un telaio piano a seguito della rimozione della colonna centrale del piano terra. Sostanzialmente l'analisi consiste nell'imposizione statica di uno spostamento verticale monotonamente crescente in corrispondenza della sommità della colonna centrale (Figura 6.1), acquisendo come risultato di ogni step la forza che il resto della struttura è in grado di fornire nel punto stesso. Da ciò, ne derivano delle curve denominate curve di pushdown o curve di capacità forza-spostamento. Tale tipologia di analisi consente di valutare gli effetti deformativi, fessurativi e tensionali, permettendo di indagare sulle resistenze residue della struttura in seguito alla rimozione dell'elemento strutturale.

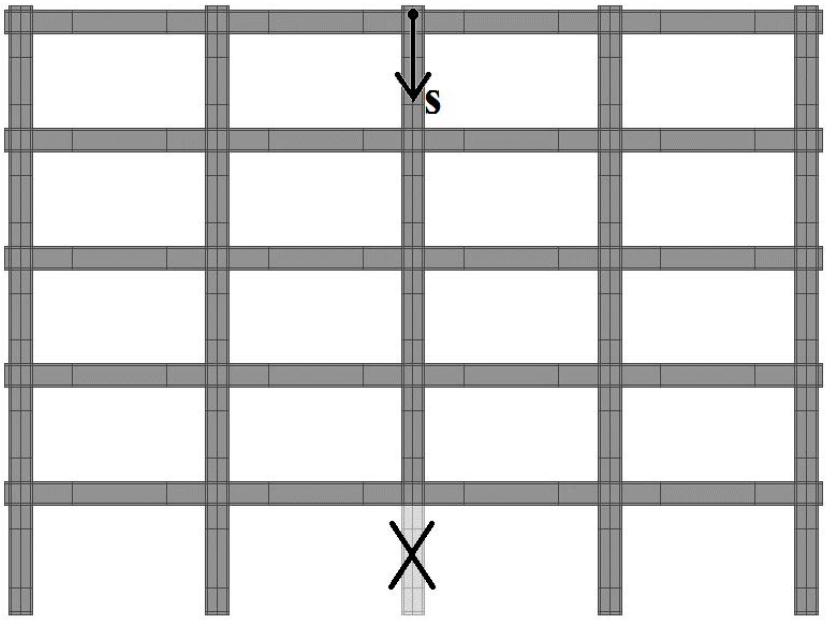


Figura 6.1: Schema della prova pushdown nel telaio

Con riferimento a quanto visto nei paragrafi 2.5.1, 2.6.1, 2.6.2, 2.6.3, 2.71 e 2.72, la tipologia di analisi utilizzata per eseguire lo studio della robustezza strutturale del telaio presenta le seguenti caratteristiche:

- *è un metodo di progetto diretto*, dunque si valuta in modo esplicito la capacità della struttura nei riguardi dell'evoluzione del collasso sproporzionato, e mira a individuare una soluzione strutturale in grado di non collassare anche in caso di perdita della colonna centrale del piano terra;
- *è un metodo di percorso alternativo dei carichi*, poiché ha lo scopo di prevenire il collasso sproporzionato ridistribuendo i carichi portati dall'elemento collassato agli elementi integri;
- *utilizza modelli costitutivi non lineari dei materiali*, sia per l'acciaio che per il calcestruzzo, prendendo in conto la formazione di deformazioni anelastiche e plasticizzazioni che sono di grande importanza nella dissipazione di energia e nella ridistribuzione delle azioni;
- *esegue analisi statiche non lineari*, in quanto queste permettono di cogliere effetti importanti come le non linearità geometriche e meccaniche e dunque l'effetto catenaria; tuttavia gli effetti dinamici non sono considerati, per cui risulta essenziale utilizzare un opportuno coefficiente di amplificazione dinamico.

In questo capitolo viene mostrato il comportamento nei riguardi della robustezza strutturale del telaio progettato secondo i criteri forniti dalle norme italiane ed europee, e in seguito modificato al fine di avere un miglior comportamento nei riguardi della robustezza, rendendo l'armatura delle barre longitudinali delle travi, continue, simmetriche e costanti nei vari piani del telaio. Successivamente su quest'ultimo telaio si introducono gli effetti del degrado variabili nel tempo e vengono valutati come tali effetti influiscono sul comportamento della struttura nei riguardi della robustezza strutturale.

6.2. Telaio 2D di riferimento

La modellazione della corrosione è stata eseguita sul telaio 2D descritto nei precedenti paragrafi, in assenza della colonna centrale del piano terra per simulare un evento eccezionale e considerando il telaio ottimizzato per favorire un miglior comportamento di robustezza strutturale. In particolare quest'ultimo aspetto è stato ottenuto apportando delle modifiche sul telaio in studio, progettato rispettando criteri della progettazione in zona sismica secondo quanto previsto dall'NTC 2018. Di seguito si riportano le modifiche realizzate sul telaio 2D:

- Continuità su tutta la lunghezza della trave, dell'armatura massima della trave stessa, cioè eliminazione delle discontinuità tra le barre;
- Simmetria delle sezioni delle travi, cioè stessa armatura nei due correnti della trave (stessa armatura tesa e compressa);
- Armatura costante nei vari piani del telaio (stessa armatura su tutte le travi dei vari piani del telaio).

La prima modifica effettuata sul telaio, in termini di analisi pushdown, comporta che il picco flessionale rimane invariato, per via dello stesso momento resistente, ma si hanno maggiori riserve di resistenza in termini di spostamento imposto massimo, portando quindi ad un ritardo nella caduta di resistenza per via dell'annullamento delle discontinuità delle barre che erano presenti nel caso del telaio di progetto. Ciò porta a una certa omogeneità nella distribuzione delle tensioni nelle armature e in generale migliora il comportamento della struttura.

La seconda modifica, in termini di analisi pushdown, porta ad avere una traslazione verso l'alto del ramo di plateau delle curve per via dell'aumento del momento resistente che fa alzare il picco flessionale e per via dell'aumento dell'area totale di armatura che fornisce un carico massimo membranale maggiore.

Infine la terza modifica, in termini di analisi pushdown, portano ad un ulteriore miglioramento del comportamento del telaio nei confronti della robustezza strutturale. Infatti tipicamente nei piani inferiori, l'armatura longitudinale delle travi è maggiore poiché deriva dal maggiore momento esterno sollecitante in combinazioni sismica; nel caso di perdita di una colonna portante, in seguito all'inestensibilità assiale del pilastro, tutti i piani sono soggetti essenzialmente allo stesso spostamento del nodo centrale, dunque tendenzialmente subiscono le stesse sollecitazioni. In virtù di ciò, l'utilizzo di un'armatura uguale in tutti i piani fa sì che non ci siano variazioni di tensioni sia nel calcestruzzo che nelle barre d'armatura tra un piano e l'altro. Questo permette di avere un miglior comportamento nei riguardi della robustezza. Infatti dalle curve pushdown i ottiene un innalzamento del plateau, a seguito dell'incremento del momento resistente e dell'armatura totale nei piani superiori.

In fase di progetto sono stati ipotizzati due possibili progettazioni che differiscono l'una dall'altra per l'altezza delle travi. Infatti si è ipotizzato un telaio in cui l'altezza della trave è di 50 cm (denominato Telaio H50), mentre l'altro con altezza della trave pari a 60 cm (denominato Telaio H60).

Nella seguente figura, viene descritto in modo riassuntivo il passaggio dalle curve nere relative al telaio di progetto (1.1 e 1.2) alle curve grigie, relative al telaio con armature longitudinali delle travi continue, simmetriche e costanti nei piani, pari rispettivamente 5ϕ18 sia nel corrente superiore che nel corrente inferiore (2.5 e 2.6).

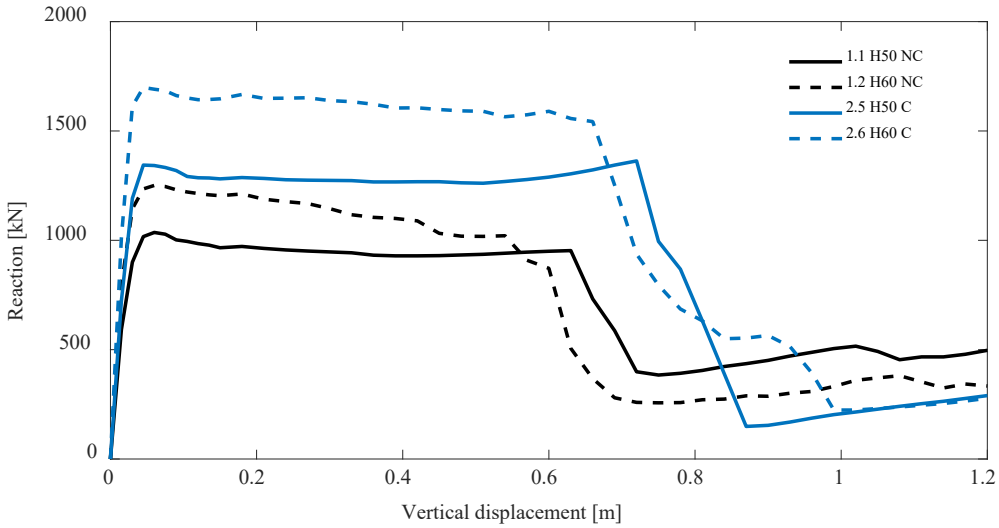


Figura 6.2: Influenza dell'armatura continua, simmetrica e costante nei piani rispetto al caso di progetto

Occorre notare, che per identica armatura, il telaio H60 offre un momento resistente maggiore e di conseguenza un picco flessionale più alto, ma, allo stesso tempo, un carico membranale massimo uguale per grandi spostamenti, dunque le due curve grigie tendono verso la stessa direzione. Inoltre è possibile notare che la curva del telaio H50, in seguito alle modifiche apportate al telaio, riesce seppur di poco a oltrepassare il valore del picco flessionale, rendendo possibile una ripresa di resistenza e un eventuale comportamento a catenaria. Da qui si deduce che il telaio H50 rispetto al telaio H60 ha un miglior comportamento nei riguardi della robustezza strutturale; dunque come telaio di riferimento su cui andare ad applicare la corrosione delle barre di armatura è stato scelto il telaio H50.

Di seguito si riportano una serie di informazioni e dati, utili a comprendere come il telaio di progetto sia stato modificato per un miglior comportamento nei riguardi della robustezza strutturale. Inoltre in seguito alle modifiche apportate nei telai, e al conseguente incremento di momento resistente positivo, soprattutto quando si rendono le sezioni simmetriche, è stato necessario rivedere il criterio di gerarchia delle resistenze e la riduzione della spaziatura delle staffe nella zona dissipativa delle travi di entrambi i telai in studio. Nelle seguenti tabelle, si riporta il volume di armatura totale utilizzato prima e dopo le modifiche e il conseguente incremento delle armature:

Volume delle armature [cm^3]	Armature di progetto (prove 1.1 e 1.2)		Armature modificate (prove 2.5 e 2.6)	
Telaio	H50	H60	H50	H60
staffe travi	61′188	58′889	61′188	70′031
longitudinali travi	167′002	161′177	252′992	252′992
staffe pilastro	282′686	282′686	282′686	282′686
longitudinali pilastri	286′311	287′253	286′311	287′253
Totale	**797′188**	**790′005**	**883′178**	**892′962**

Tabella 6.1: Volume di armatura prima e dopo le modifiche delle barre d'armatura e staffe

Incremento armatura		
Telaio	H50	H60
[cm^3]	85′990	102′957
[%]	**10.8**	**13.0**

Tabella 6.2: Incremento armatura rispetto alle armature di progetto

Tale aumento di armatura è seguito da un ritardo nella caduta di resistenza della curva, ma soprattutto da un incremento di resistenza notevole come ben evidente dalla Figura 6.3 e riportato numericamente nelle seguenti tabelle:

$P_{MAX,RES}$	Armature di progetto (prove 1.1 e 1.2)		Armature modificate (prove 2.5 e 2.6)	
Telaio	H50	H60	H50	H60
[kN]	1035	1251	1363	1699

Tabella 6.3: Valori di resistenza prima e dopo le modifiche delle barre

Incremento di resistenza		
Telaio	H50	H60
[kN]	328	448
[%]	**31.7**	**35.8**

Tabella 6.4: Incremento di resistenza rispetto alle resistenze ottenute con l'armatura di progetto

È possibile notare che con un aumento di poco superiore del 10% di armatura totale, conduce ad un incremento maggiore del 30% di resistenza nei riguardi della perdita di una colonna portante. Tale risultato ottenuto dimostra la grande importanza assunta

dall'armatura longitudinale delle travi al fine del miglioramento della robustezza strutturale, confermando di fatto quanto sostenuto nel CNR-DT 214/2018.

Infine vengono riassunte le principali caratteristiche del telaio modificato (telaio H50), utilizzato per la modellazione del degrado, ottimizzato per ottenere un miglior comportamento nei riguardi della robustezza strutturale. Tutte le modifiche eseguite, sono state effettuate nel rispetto del criterio della gerarchia delle resistenze e delle limitazioni costruttive fornite dalla normativa NTC 2018:

- sezioni dei pilastri: 60 x 60 cm;
- sezioni delle travi: 40 x 50 cm;
- passo delle staffe, a 4 bracci di diametro 8 mm, nei pilastri: 10 cm;
- passo delle staffe, a 2 bracci di diametro 8 mm, nella zona dissipativa delle travi: 7.5 cm;
- passo delle staffe, a 2 bracci di diametro 8 mm, nella zona non dissipativa delle travi: 15 cm;
- passo delle staffe, a 4 bracci di diametro 8 mm, nei nodi: 5 cm;
- armatura longitudinale in ogni pilastro: 12 barre di diametro 20 mm in totale;
- armatura longitudinale in ogni trave del telaio: 5 barre di diametro 18 mm nel corrente inferiore, 5 barre di diametro 18 mm nel corrente superiore.

Di seguito si riporta un estratto del telaio di riferimento, in cui è possibile individuare la geometria e la disposizione delle barre di armatura negli elementi strutturali:

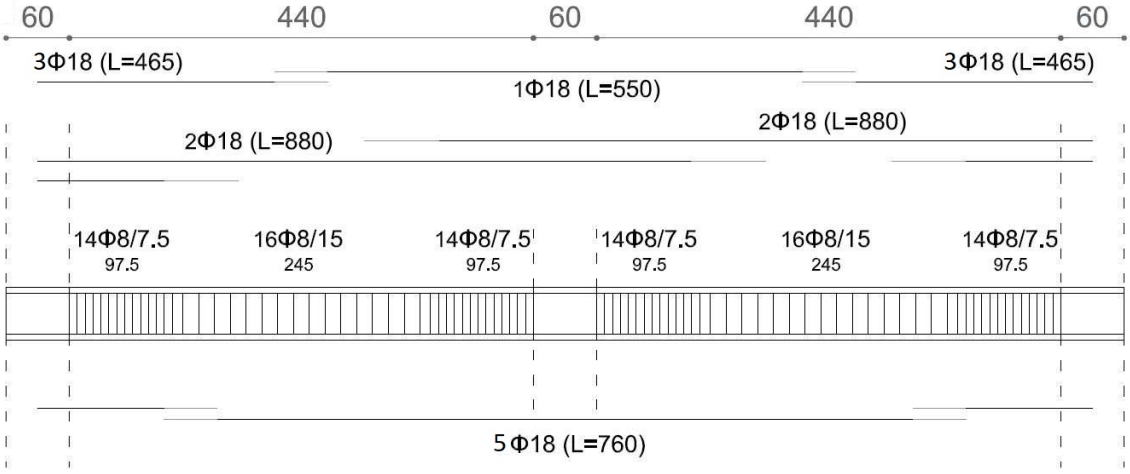


Figura 6.3: Telaio H50 modificato, estratto dal telaio globale

6.3. Modellazione della corrosione per pitting applicata sulle barre d'armatura longitudinali senza considerare il degrado delle staffe e del meccanismo di aderenza

A partire dal telaio di riferimento, definito nel precedente paragrafo, su esso si introducono gli effetti del degrado variabili nel tempo e vengono valutati come tali effetti influiscono sul comportamento della struttura nei riguardi della robustezza strutturale. Pertanto sono state eseguite delle analisi statiche-non lineari, considerando l'evoluzione nel tempo delle caratteristiche geometriche e delle proprietà meccaniche della struttura, dove queste risultano variabili a causa degli effetti del degrado introdotti nel telaio, includendo dunque nell'analisi la simulazione della corrosione indotta da cloruri. La vita nominale della struttura in studio è stata assunta pari a 50 anni in accordo al Model Code 2010 per edifici ad uso residenziale. La riduzione generata nei parametri meccanici interessati dalla corrosione, come A_s, f_c e ε_{su}, è implementata nel modello FEM seguendo i modelli matematici esposti nel paragrafo 3.3.4, definendo l'effetto della corrosione in un istante di tempo pari a 10 anni, 15 anni, 20 anni, 25 anni, 30 anni, 35 anni, 40 anni, 45 anni e 50 anni. In tal modo è possibile valutare nel tempo come gli effetti della corrosione influiscono sulle capacità portati degli elementi strutturali. Di seguito vengono riportati i parametri iniziali, cioè allo stato a t=0, interessati dagli effetti della corrosione:

- Area sezione trasversale dell'armatura longitudinale delle travi ϕ18:
  $A_s = 254.47$ mm^2
- Area sezione trasversale dell'armatura longitudinale dei pilastri ϕ20:
  $A_s = 314.16$ mm^2
- Deformazione ultima dell'acciaio allo stato a t=0: $\varepsilon_{su} = 20\%$
- Resistenza media a compressione allo stato a t=0: fc = 31.996 MPa

Gli input iniziali della geometria degli elementi FEM sono stati scelti in modo tale da essere compatibili con la geometria iniziale utilizzata nelle analisi preliminari, cioè quelle eseguite senza l'introduzione degli effetti della corrosione. Inoltre, l'analisi parametrica in una prima fase è stata eseguita con una deformazione ultima dell'acciaio variabile e ciò ha mostrato che all'aumentare della ε_{su} aumenta la capacità portante del meccanismo a catenaria. Di conseguenza si è scelto di eseguire queste analisi considerando il valore di deformazione ultima dell'acciaio pari al 20% (massimo valore di ε_{su} per le barre di

armatura in commercio), in quanto si è visto che incrementando ε_{su} si manifesta un aumento costante di capacità portante del meccanismo a catenaria. Tutti i parametri di input necessari per eseguire l'analisi, per valutare gli effetti della corrosione nel tempo sulla struttura in studio, sono riportati nelle seguenti tabelle:

Parametri	**tempo t [anni]**									
	7	**10**	**15**	**20**	**25**	**30**	**35**	**40**	**45**	**50**
C [%]	0.402	0.479	0.565	0.622	0.665	0.699	0.726	0.749	0.769	0.786
C_t *[Kg/m³]*	1.207	1.438	1.694	1.867	1.996	2.097	2.179	3.848	3.848	3.848
i_{corr} *[μA/cm²]*	0.431	0.449	0.460	0.463	0.464	0.463	0.462	0.722	0.704	0.689
x(t) [mm]	0.00	0.02	0.04	0.07	0.10	0.12	0.15	0.28	0.31	0.34
p(t) [mm]	0.00	0.14	0.38	0.63	0.87	1.11	1.35	2.49	2.79	3.09

Tabella 6.5: Parametri relativi all'evoluzione degli effetti della corrosione nel tempo (V_N = 50 anni)

Parametri	**tempo t [anni]**									
	7	**10**	**15**	**20**	**25**	**30**	**35**	**40**	**45**	**50**
α_{pit} *[-]*	0.0000	0.0001	0.0009	0.0024	0.0046	0.0074	0.0109	0.0360	0.0450	0.0547
$A_{s,rid_{\phi 18}}$ *[mm²]*	254.47	254.44	254.24	253.86	253.30	252.58	251.70	245.31	243.02	240.55
Perdita di A_s [%]	0.00	0.01	0.09	0.24	0.46	0.74	1.09	3.60	4.50	5.47
$\varepsilon_{su,rid_{\phi 18}}$ *[%]*	20.000	19.976	19.822	19.525	19.092	18.531	17.847	12.889	11.105	9.187
Perdita di duttilità [%]	0.00	0.12	0.89	2.38	4.54	7.35	10.76	35.56	44.47	54.07
$f_{c,rid_{\phi 18}}$ *[MPa]*	32.00	30.28	27.69	25.51	23.66	22.07	20.69	0.00	0.00	0.00
Perdita f_c [%]	0.00	5.38	13.45	20.28	26.07	31.03	35.32	100.00	100.00	100.00

Tabella 6.6: Parametri relativi all'evoluzione degli effetti della corrosione nel tempo secondo il modello di Coronelli et al. (2004), riferiti alle travi

Parametri	**tempo t [anni]**									
	7	**10**	**15**	**20**	**25**	**30**	**35**	**40**	**45**	**50**
α_{pit} *[-]*	0.0000	0.0001	0.0007	0.0020	0.0037	0.0060	0.0089	0.0293	0.0367	0.0447
$A_{s,rid_{\phi 20}}$ *[mm²]*	314.16	314.13	313.93	313.55	312.99	312.26	311.38	304.95	302.63	300.13
Perdita di A_s [%]	0.00	0.01	0.07	0.20	0.37	0.60	0.89	2.93	3.67	4.47
$\varepsilon_{su,rid_{\phi 20}}$ *[%]*	20.000	19.981	19.855	19.614	19.263	18.807	18.251	14.204	12.744	11.172
Perdita di duttilità [%]	0.00	0.10	0.72	1.93	3.68	5.97	8.75	28.98	36.28	44.14
$f_{c,rid_{\phi 20}}$ *[MPa]*	32.00	31.05	29.55	28.17	26.93	25.81	24.78	0.00	0.00	0.00
Perdita f_c [%]	0.00	2.94	7.65	11.95	15.83	19.35	22.56	100.00	100.00	100.00

Tabella 6.7: Parametri relativi all'evoluzione degli effetti della corrosione nel tempo secondo il modello di Coronelli et al. (2004), riferiti alle colonne

Occorre osservare, che nelle precedenti tabelle vengono raffigurati anche i valori dei parametri della corrosione relativi a 7 anni, in quanto quest'ultimo rappresenta il tempo in cui ha inizio la corrosione delle barre di armatura. Ciò è stato possibile determinarlo mediante l'Equazione (3.8). Inoltre la Tabella 6.5 mostra che il valore medio del tasso di corrosione i_{corr}, valutato nel seguente studio con l'equazione (3.11), varia nel range di $0.431 \div 0.689$ [$\mu A/cm^2$], che corrisponde a una categoria di fenomeno della corrosione media, come definito da un punto di vista qualitativo dalla seguente tabella:

Intensità	***Velocità [$\mu A/cm^2$]***
Trascurabile	< 0,1
Bassa	0,1 - 0,5
Media	0,5 - 1
Elevata	> 1

Tabella 6.8: Classificazione qualitativa del tasso di corrosione (Brite-EuRam, 1995)

Pertanto avere un livello di corrosione medio, comporta ad una riduzione dell'area della sezione trasversale delle armature longitudinali, a 50 anni, di 5.47% e 4.47% rispettivamente per diametri di barre di 18 mm e 20 mm. La riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo del copriferro sia nel caso della trave che nel pilastro, a 50 anni, è del 100% in quanto a partire dal periodo di 37 anni si verifica lo spalling del calcestruzzo del copriferro. La concentrazione critica di cloruri pari a 0.4%cem, nel nostro caso pari a 1.2 Kg/m^2, viene raggiunta dopo 7 anni dall'inizio dell'esposizione all'ambiente esterno del telaio in studio. Di seguito nella seguente figura si riporta la concentrazione di cloruri al livello della barra di armatura nel tempo:

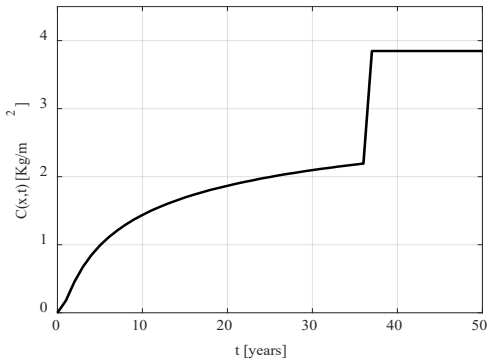


Figura 6.4: Concentrazione di cloruri al livello della barra di armatura nel tempo

La corrosione ha una velocità media dipendente dal tempo, variabile con la concentrazione dei cloruri. Di seguito, in figura si riporta l'evoluzione nel tempo del tasso di corrosione:

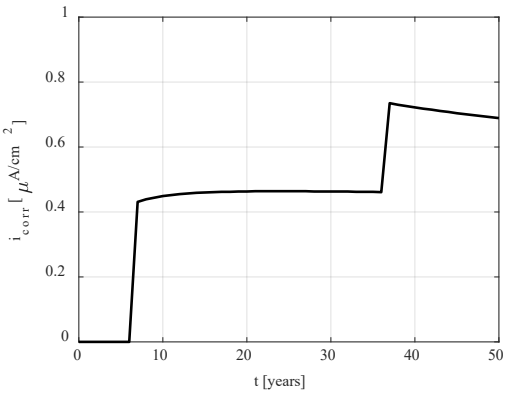


Figura 6.5: Variazione della velocità di corrosione nel tempo

La diminuzione dell'area della sezione trasversale delle barre longitudinali, presenti nelle travi e nei pilastri, durante il loro periodo di vita utile sono mostrate nelle seguenti figure, confrontandole all'area della sezione trasversale delle barre longitudinali allo stato a t=0.

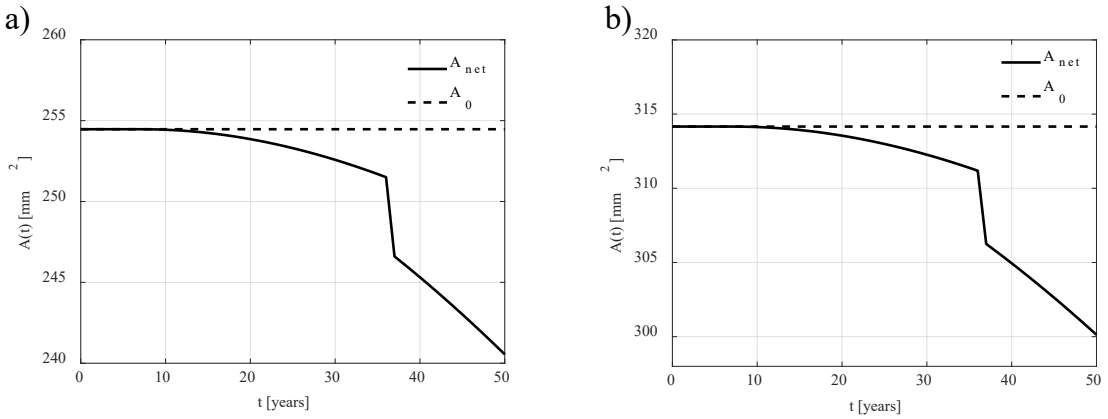


Figura 6.6: a) Riduzione area della sezione trasversale secondo il modello di Coronelli et al. (2004), durante la vita nominale di 50 anni, delle barre longitudinali ϕ18 e b) delle barre longitudinali ϕ20

Considerando il diametro delle barre d'armatura longitudinali pari a 18 mm nel caso delle travi e pari a 20 mm nel caso dei pilastri, è possibile calcolare il parametro di danneggiamento $\delta = x(t)/D_0$ usando l'equazione (3.19).

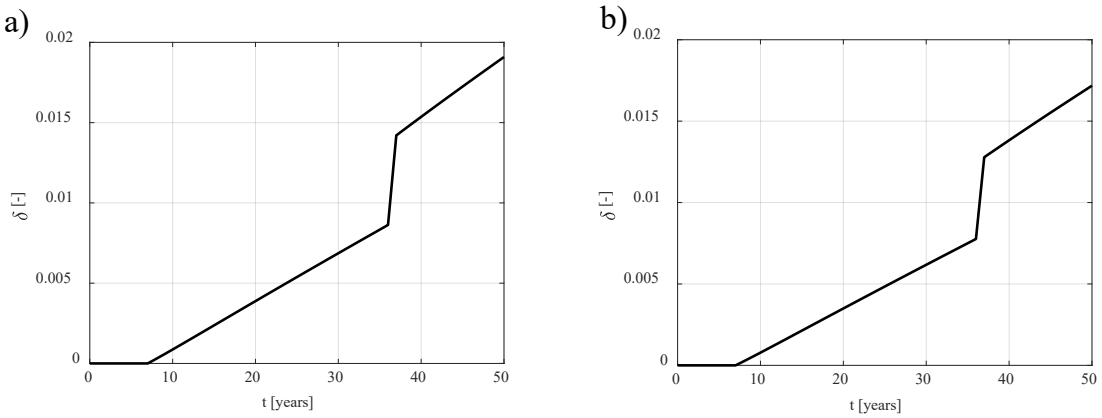


Figura 6.7: a) Variazione nel tempo del livello di degrado delle armature delle travi e b) delle armature dei pilastri

Dalla precedente figura, il valore apparentemente basso del livello di danno raggiunto non tiene conto della penetrazione massima che l'attacco può raggiungere a causa del pitting in presenza di cloruri.

Inoltre, si nota che l'evoluzione dell'area di pitting, e di conseguenza α_{pit}, tra trave e pilastro è differente in quanto il diametro delle barre longitudinali è diverso. La riduzione di duttilità dell'acciaio è leggermente più alta nel caso della barra d'armatura di diametro 18 mm. Ciò risulta essere coerente all'evoluzione dell'indice di danno adimensionale, δA_s, rappresentata nel modello di Biondini e Vergani (2012), che assume i valori definiti nella seguente tabella, dove sono elencati anche i valori dell'indice di danno adimensionale relativo alla deformazione ultima dell'acciaio, $\delta\varepsilon_{su}$.

Indice di danno	**tempo t [anni]**									
	7	**10**	**15**	**20**	**25**	**30**	**35**	**40**	**45**	**50**
δ [-] (ϕ18)	0.0000	0.0009	0.0024	0.0039	0.0054	0.0069	0.0083	0.0154	0.0172	0.0191
δA_s [-](ϕ18)	0.0000	0.0035	0.0095	0.0155	0.0214	0.0273	0.0331	0.0605	0.0678	0.0749
δe_{su} [-](ϕ18)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.1144	0.2074	0.2743	0.4499	0.4778	0.5011
Perdita di duttilità [%]	0.00	0.00	0.00	0.00	11.43	20.73	27.42	44.98	47.78	50.11
$\varepsilon_{su,rid_{\phi 18}}$ *[%]*	20.000	20.000	20.000	20.000	17.713	15.853	14.514	11.002	10.443	9.977

Tabella 6.9: Evoluzione degli indici di danno nel tempo secondo il modello di Biondini e Vergani (2012), relativi alle travi (V_N=50 anni)

Indice di danno	tempo t [anni]									
	7	**10**	**15**	**20**	**25**	**30**	**35**	**40**	**45**	**50**
δ [-](ϕ20)	0.0000	0.0008	0.0021	0.0035	0.0048	0.0062	0.0075	0.0138	0.0155	0.017
δA_s [-](ϕ20)	0.0000	0.0031	0.0085	0.0139	0.0193	0.0246	0.0298	0.0545	0.0611	0.0675
$\delta\varepsilon_{su}$ [-](ϕ20)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0708	0.1684	0.2387	0.4231	0.4524	0.4769
Perdita di duttilità [%]	0.00	0.00	0.00	0.00	7.08	16.84	23.87	42.31	45.24	47.69
$\varepsilon_{su,rid_{\phi 20}}$ *[%]*	20.000	20.000	20.000	20.000	18.584	16.632	15.227	11.538	10.951	10.461

Tabella 6.10: Evoluzione degli indici di danno nel tempo secondo il modello di Biondini e Vergani (2012), relativi ai pilastri (V_N=50 anni)

È possibile determinare l'evoluzione nel tempo della deformazione ultima dell'acciaio ridotta, $\varepsilon_{su,rid}$, definendo il valore complementare dell'indice di danno pari a (1 - $\delta\varepsilon_{su}$). Dalle ultime due precedenti tabelle illustrate, è possibile osservare che nel caso delle travi (barre longitudinali ϕ18), per una perdita di area d'armatura δA_s di circa il 7,5% corrisponde una riduzione di duttilità dell'acciaio, dopo 50 anni, di circa il 50%. Invece nel caso dei pilastri (barre longitudinali ϕ20), per una perdita di area d'armatura δA_s di circa il 6,8% corrisponde una riduzione di duttilità dell'acciaio, dopo 50 anni, di circa il 48%. Di seguito si riporta l'evoluzione nel tempo della perdita di duttilità dell'acciaio secondo il modello di Biondini e Vergani (2012), mediante un diagramma in cui in ascissa presenta l'indice di danno, δA_s, e in ordinata il rapporto tra $\varepsilon_{su,rid}$ e $\varepsilon_{su,0}$:

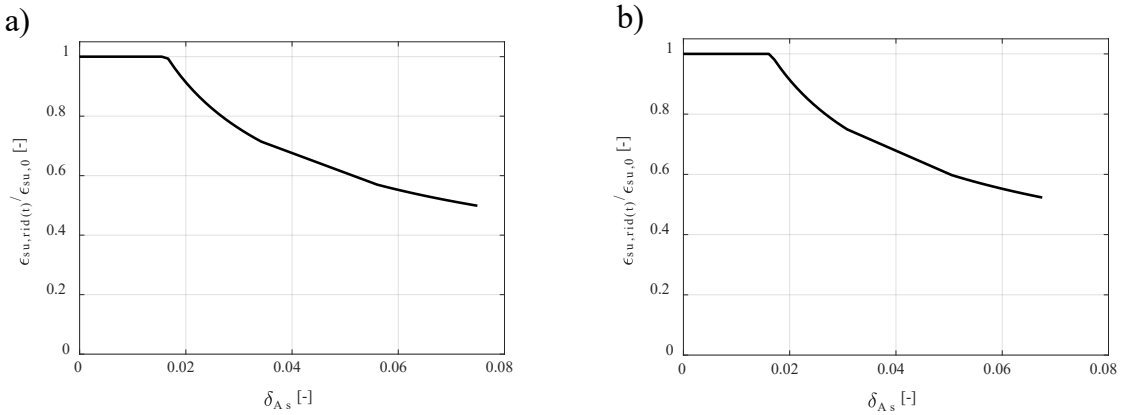


Figura 6.8: a) Perdita di duttilità dell'acciaio, durante la vita nominale della struttura di 50 anni, in corrispondenza delle travi e b) dei pilastri

Nelle seguenti figure, si riporta l'evoluzione nel tempo della perdita di duttilità dell'acciaio $\varepsilon_{su,rid}$, relativo al modello di Coronelli et al. (2004) (approccio scelto per la modellazione della perdita di duttilità), con riferimento alle Tabelle 6.6 e 6.7:

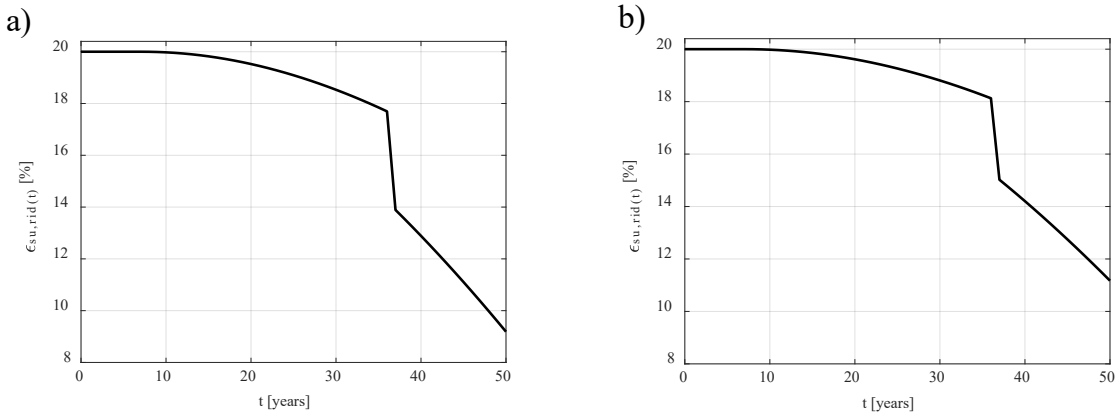


Figura 6.9: a) Evoluzione nel tempo della deformazione ultima dell'acciaio, durante la vita nominale della struttura di 50 anni, in corrispondenza delle travi e b) dei pilastri

Dalle Tabelle 6.6 e 6.7, è possibile osservare che nel caso delle travi (barre longitudinali ϕ18), per una perdita di area della sezione trasversale dell'armatura di circa il 5,5% corrisponde una riduzione di duttilità dell'acciaio, dopo 50 anni, di circa il 54%. Invece nel caso dei pilastri (barre longitudinali ϕ20), per una perdita di area della sezione trasversale dell'armatura di circa il 4,5% corrisponde una riduzione di duttilità dell'acciaio, dopo 50 anni, di circa il 44%. Quest'ultimi risultati, in parte si discostano da quelli ottenuti con il modello di Biondini e Vergani (2012), e tra i due approcci è presente una differenza di perdita di duttilità dell'acciaio di circa il 4%, per travi e pilastri.

Infine si riportano i diagrammi relativi all'evoluzione nel tempo della resistenza a compressione del calcestruzzo del copriferro $f_{c,rid}$:

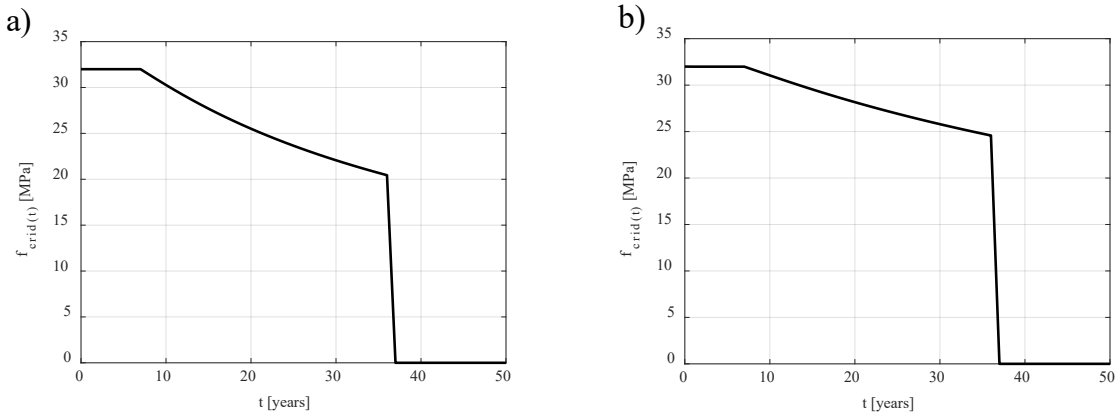


Figura 6.10: a) Evoluzione nel tempo della resistenza a compressione del calcestruzzo del copriferro, in corrispondenza delle travi e b) dei pilastri

I risultati in termini di robustezza strutturale, ottenuti mediante analisi pushdown, si riporteranno nel paragrafo 6.6.

6.4. Modellazione della corrosione delle staffe e degrado del meccanismo di aderenza

Dopo aver valutato come gli effetti della corrosione influiscano sulla robustezza strutturale del telaio in studio senza considerare la corrosione delle staffe e degrado del meccanismo di aderenza, in una fase successiva si considerano anche quest'ultimi due aspetti. Per prima, è stato modellato il meccanismo di aderenza in corrispondenza delle zone soggette alla corrosione, nel telaio in studio, partendo dall'analisi con sola corrosione delle armature longitudinali. È stata utilizzata la legge τ-s fornita dal fib MC2010. In seguito il processo sequenziale eseguito, è stato quello di simulare la corrosione delle staffe, come fatto in precedenza per le barre d'armatura longitudinali cioè utilizzando gli stessi modelli matematici, ma anziché implementare nel modello FEM una riduzione di area della sezione trasversale delle staffe e una perdita di duttilità dell'acciaio, l'effetto del degrado sulle staffe è stato considerato con una riduzione di confinamento del calcestruzzo, mediante la legge di Saatcioglu e Razvi (1992). Per modellare il degrado del meccanismo di aderenza, è stata utilizzata la legge tensione di aderenza - scorrimento τ-s fornita dal fib MC2010, considerando tale legge in tutte le zone in cui è applicata la corrosione. Come resistenza media a compressione del calcestruzzo è stata utilizzata quella relativa al calcestruzzo con riduzione di confinamento dovuto alla corrosione delle staffe, calcolata in precedenza. Infine per simulare gli effetti della corrosione delle barre di armatura longitudinali sul meccanismo di aderenza, sono state apportate delle modifiche alla legge τ-s precedentemente considerata, come descritto nel paragrafo 3.3.5. Dunque, applicando il modello empirico proposto da Bhargava et al. 2008, al fine di considerare gli effetti della corrosione delle barre longitudinali sul meccanismo di aderenza, si determina la tensione di aderenza massima ridotta $\tau_{max,rid}$, dove quest'ultima viene introdotta nella precedente legge τ-s. Dunque in questo modo si sono introdotti gli effetti di degrado sul meccanismo di aderenza, dovuti alla corrosione delle armature longitudinali e trasversali, in tutte le zone del telaio soggette alla corrosione.

Dunque in una prima fase, cosi come fatto per le barre di armatura longitudinali, anche per le staffe, presenti in corrispondenza delle travi e dei pilastri, si è determinata la loro rispettiva riduzione dei parametri meccanici interessati dalla corrosione, come A_s. Per far ciò, sono stati utilizzati i modelli matematici esposti nel paragrafo 3.3.3, definendo gli

effetti della corrosione negli istanti di tempo pari a 7 anni, 10 anni, 15 anni, 20 anni, 25 anni, 30 anni, 35 anni, 40 anni, 45 anni e 50 anni. A partire dalla riduzione di area della sezione trasversale delle staffe $A_{s,rid,staf}$, per ogni istante di tempo considerato, è stato calcolato il corrispondente diametro equivalente $\phi_{equiv,staf}$, che sarà minore rispetto al diametro delle staffe allo stato a t=0 anni, ϕ_0, cioè senza corrosione.

Di seguito vengono riportati i parametri iniziali, allo stato a t=0 anni, interessati dagli effetti della corrosione:

- Area sezione trasversale delle staffe in corrispondenza delle travi e dei pilastri ϕ8: $A_s = 50.27$ mm^2
- Deformazione ultima dell'acciaio allo stato a t=0 anni: $\varepsilon_{su} = 20\%$

I parametri relativi all'evoluzione degli effetti della corrosione nel tempo, presenti in Tabella 6.5 rimangono gli stessi. Inoltre occorre osservare che il diametro delle staffe presenti nelle travi e nei pilastri, del telaio in studio, è lo stesso, invece quello che cambia è il numero di bracci delle staffe; infatti nelle travi sono presenti delle staffe ϕ8 a 2 bracci, mentre nei pilastri sono presenti delle staffe ϕ8 a 4 bracci. Ciò comporterà ad avere per le travi e per i pilastri un differente contributo di confinamento del calcestruzzo offerto dalle staffe. Tutti i parametri di input necessari per eseguire l'analisi, per valutare nel tempo gli effetti della corrosione sulle staffe, sono riportati nella seguente tabella:

Parametri	**tempo t [anni]**									
	7	**10**	**15**	**20**	**25**	**30**	**35**	**40**	**45**	**50**
α_{pit} *[-]*	0.0000	0.0006	0.0045	0.0119	0.0226	0.0364	0.0529	0.1677	0.2073	0.2490
$A_{s,rid,staf_{\phi 8}}$ *[mm^2]*	50.27	50.23	50.04	49.67	49.13	48.44	47.61	41.84	39.85	37.75
Perdita di A_s [%]	0.00	0.06	0.45	1.19	2.26	3.64	5.29	16.77	20.73	24.90
$\phi_{equiv,staf}$ [mm]	8.00	8.00	7.98	7.95	7.91	7.85	7.79	7.30	7.12	6.93

Tabella 6.11: Evoluzione nel tempo degli effetti della corrosione sulle staffe, riferiti alle travi e ai pilastri

È possibile osservare che il diametro delle staffe a causa della corrosione per pitting si riduce di oltre un millimetro, dopo 50 anni.

La diminuzione dell'area della sezione trasversale delle staffe, presenti nelle travi e nei pilastri durante il loro periodo di vita utile, è mostrata nella seguente figura, confrontandola all'area della sezione trasversale delle staffe allo stato a t=0.

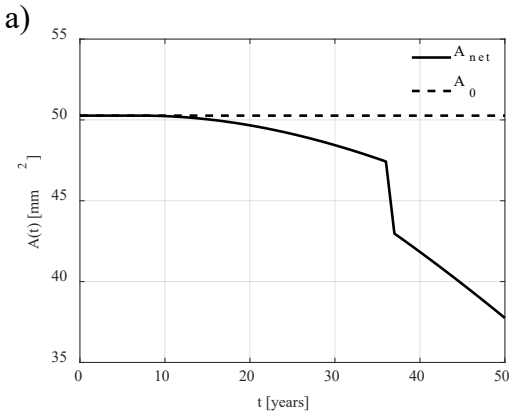


Figura 6.11: Riduzione area della sezione trasversale delle staffe ϕ8, secondo il modello di Coronelli et al. (2004), durante la vita nominale di 50 anni,

Prima di applicare la corrosione alle staffe, è stato modellato il meccanismo di aderenza in corrispondenza di tutte le zone in cui si applica la corrosione, quindi sia nei pilastri che nelle travi, partendo dall'analisi con sola corrosione delle armature longitudinali. È stata utilizzata la legge τ-s fornita dal fib MC2010, considerando come resistenza media a compressione del calcestruzzo confinato quello relativo a travi e pilastri a t=0 anni, cioè senza ancora considerare la riduzione di confinamento del calcestruzzo a causa della corrosione delle staffe.

Successivamente, sul meccanismo di aderenza si introducono gli effetti di degrado dovuti alla corrosione delle staffe. Una volta ricavato il diametro equivalente delle staffe $\phi_{equiv,staf}$, è stata determinata la conseguente riduzione di confinamento del calcestruzzo, a causa della corrosione delle staffe, attraverso la legge di Saatcioglu e Razvi (1992). Come già detto in precedenza la resistenza media a compressione del calcestruzzo confinato è diversa per travi e pilastri, in seguito al fatto che le staffe presentano un numero di bracci differenti per i due elementi strutturali e per tale motivo forniscono un diverso contributo di confinamento al calcestruzzo. Nelle seguenti tabelle si riportano tutti i dati di input necessari per simulare il meccanismo di aderenza a t=0 anni e il degrado delle staffe mediante riduzione di confinamento del calcestruzzo per gli istanti di tempo successivi a t=0 anni:

	Output Saatcioglu e Razvi (1992)			*Basic*			*Tensile*	*Compressive*			*Shear*	*Miscellaneous*
	ε_{cc}	$\varepsilon_{cc0.85}$	$f_{cm,conf}$ [Mpa]	f_{ctm}	E_{cmTG}	ν	C_3	ε_c	RCS	CSP	FSF	ρ
Travi D	0.0038	0.0070	37.61	2.56	34371	0.2	0.0007463	3.75E-03	0.8	0.050	0.2	25
Travi ND	0.0030	0.0049	35.15	2.56	33682	0.2	0.0007615	2.99E-03	0.8	0.082	0.2	25
Pilastri	0.0049	0.0084	41.12	2.56	35305	0.2	0.0007265	4.85E-03	0.8	0.050	0.2	25
Nodi	0.0071	0.0192	48.26	2.56	37041	0.2	0.0006925	7.08E-03	0.8	0.016	0.2	25

Tabella 6.12: Parametri del calcestruzzo a t=0 anni, utilizzati nella legge τ-s per simulare, in corrispondenza delle zone del telaio in cui si applica la corrosione, il meccanismo di aderenza fornito dal fib MC2010

t [anni]	*Output Saatcioglu e Razvi (1992)*			*Basic*			*Tensile*	*Compressive*			*Shear*	*Miscellaneous*
	ε_{cc}	$\varepsilon_{cc0.85}$	$f_{cm,conf}$ [Mpa]	f_{ctm}	E_{cmTG}	ν	C_3	ε_c	RCS	CSP	FSF	ρ
10	0.00376	0.00702	37.48	2.56	34335	0.2	7.47E-04	3.76E-03	0.8	0.050	0.2	25
15	0.00375	0.00700	37.47	2.56	34333	0.2	7.47E-04	3.76E-03	0.8	0.050	0.2	25
20	0.00375	0.00697	37.45	2.56	34328	0.2	7.47E-04	3.75E-03	0.8	0.051	0.2	25
25	0.00374	0.00692	37.42	2.56	34321	0.2	7.47E-04	3.74E-03	0.8	0.051	0.2	25
30	0.00373	0.00686	37.39	2.56	34312	0.2	7.48E-04	3.73E-03	0.8	0.052	0.2	25
35	0.00372	0.00680	37.35	2.56	34301	0.2	7.48E-04	3.72E-03	0.8	0.053	0.2	25
40	0.00362	0.00632	37.06	2.56	34221	0.2	7.50E-04	3.63E-03	0.8	0.060	0.2	25
45	0.00360	0.00616	36.96	2.56	34191	0.2	7.50E-04	3.60E-03	0.8	0.063	0.2	25
50	0.00356	0.00600	36.84	2.56	34160	0.2	7.51E-04	3.56E-03	0.8	0.066	0.2	25

Tabella 6.13: Input relativi alla riduzione di confinamento del calcestruzzo, in seguito alla corrosione delle staffe presenti nelle travi

t [anni]	*Output Saatcioglu e Razvi (1992)*			*Basic*			*Tensile*	*Compressive*			*Shear*	*Miscellaneous*
	ε_{cc}	$\varepsilon_{cc0.85}$	$f_{cm,conf}$ [Mpa]	f_{ctm}	E_{cmTG}	ν	C_3	e_c	RCS	CSP	FSF	ρ
10	0.00486	0.00837	40.99	2.56	35272	0.2	7.27E-04	4.86E-03	0.8	0.050	0.2	25
15	0.00486	0.00834	40.98	2.56	35267	0.2	7.27E-04	4.86E-03	0.8	0.050	0.2	25
20	0.00485	0.00830	40.95	2.56	35260	0.2	7.27E-04	4.85E-03	0.8	0.051	0.2	25
25	0.00484	0.00823	40.91	2.56	35249	0.2	7.28E-04	4.84E-03	0.8	0.051	0.2	25
30	0.00482	0.00815	40.85	2.56	35235	0.2	7.28E-04	4.82E-03	0.8	0.052	0.2	25
35	0.00480	0.00805	40.79	2.56	35219	0.2	7.28E-04	4.80E-03	0.8	0.053	0.2	25
40	0.00465	0.00737	40.32	2.56	35097	0.2	7.31E-04	4.65E-03	0.8	0.063	0.2	25
45	0.00460	0.00714	40.15	2.56	35052	0.2	7.32E-04	4.60E-03	0.8	0.067	0.2	25
50	0.00454	0.00691	39.96	2.56	35003	0.2	7.33E-04	4.54E-03	0.8	0.072	0.2	25

Tabella 6.14: Input relativi alla riduzione di confinamento del calcestruzzo, in seguito alla corrosione delle staffe presenti nei pilastri

In termini qualitativi, si osserva che nelle travi si ha una riduzione di resistenza media a compressione del calcestruzzo di circa 2.0 % e nei pilastri di circa 2.8%, a 50 anni; dunque la resistenza media a compressione del calcestruzzo confinato tende a decrescere nel tempo. Ciò è dovuto all'incremento nel tempo degli effetti di degrado sulle staffe, con conseguente minor contributo di confinamento offerto dalle stesse sul calcestruzzo. Nel modello FEM il nuovo materiale definito viene applicato in tutte le zone in cui è applicata la corrosione e nello specifico nelle zone in cui il calcestruzzo è confinato.

Combinando gli effetti della corrosione delle barre longitudinali a quelli relativi alla corrosione delle staffe, sono stati ottenuti in termini di analisi pushdown dei risultati quasi del tutto simili a quelli ottenuti nel caso di sola corrosione delle barre d'armatura longitudinali e pertanto tali analisi non verranno riportate. Ciò è attribuibile al fatto che la corrosione delle staffe incide poco sulla riduzione di confinamento del calcestruzzo, $f_{cm,conf}$, dove quest'ultima presenta una riduzione piuttosto bassa, come risulta evidente nelle Tabelle 6.12-6.13-6.14.

Successivamente per modellare il degrado del meccanismo di aderenza, è stata utilizzata la legge tensione di aderenza - scorrimento fornita dal fib MC2010, considerando come resistenza media a compressione del calcestruzzo quella relativa alla riduzione di confinamento dovuto alla corrosione delle staffe, riportata nelle Tabelle 6.15-6.16. Tale nuova legge è stata applicata in tutte le zone in cui si simula la corrosione delle armature, mentre in tutte le altre zone del telaio si ipotizza perfetta aderenza tra calcestruzzo e acciaio. Nelle seguenti tabelle si illustrano i parametri principali per la definizione della legge τ-s, relativa a zona trave e pilastro.

t [anni]	$f_{cm,conf}$ [Mpa]	s_1 [mm]	s_2 [mm]	s_3 [mm]	α	τ_{max} [Mpa]	τ_f [Mpa]
0 (Travi D)	37.61	1	1	6.555	0.4	11.10	4.44
0 (Travi ND)	35.15	1	1	6.555	0.4	10.24	4.09
10	37.48	1	1	6.555	0.4	11.09	4.44
15	37.47	1	1	6.555	0.4	11.09	4.44
20	37.45	1	1	6.555	0.4	11.09	4.43
25	37.42	1	1	6.555	0.4	11.08	4.43
30	37.39	1	1	6.555	0.4	11.08	4.43
35	37.35	1	1	6.555	0.4	11.08	4.43
40	37.06	1	1	6.555	0.4	11.06	4.42
45	36.96	1	1	6.555	0.4	11.05	4.42
50	36.84	1	1	6.555	0.4	11.04	4.42

Tabella 6.15: Parametri per la definizione della legge τ-s (fib MC2010), in corrispondenza delle travi

t [anni]	$f_{cm,conf}$ [Mpa]	s_1 [mm]	s_2 [mm]	s_3 [mm]	α	τ_{max} [Mpa]	τ_f [Mpa]
0 (Pilastri)	41.12	1	1	7.285	0.4	12.89	5.16
0 (Nodi)	48.26	1	1	7.285	0.4	15.83	6.33
10	40.99	1	1	7.285	0.4	12.88	5.15
15	40.98	1	1	7.285	0.4	12.88	5.15
20	40.95	1	1	7.285	0.4	12.87	5.15
25	40.91	1	1	7.285	0.4	12.87	5.15
30	40.85	1	1	7.285	0.4	12.87	5.15
35	40.79	1	1	7.285	0.4	12.86	5.14
40	40.32	1	1	7.285	0.4	12.82	5.13
45	40.15	1	1	7.285	0.4	12.81	5.12
50	39.96	1	1	7.285	0.4	12.80	5.12

Tabella 6.16: Parametri per la definizione della legge τ-s (fib MC2010), in corrispondenza dei pilastri

Infine per simulare gli effetti della corrosione delle barre di armatura longitudinali sul meccanismo di aderenza è stata modificata la legge τ-s precedentemente determinata. Quindi, applicando il modello empirico proposto da Bhargava et al. 2008, al fine di considerare gli effetti della corrosione delle barre longitudinali, si determina la tensione di aderenza massima ridotta $\tau_{max,rid}$, dove quest'ultima viene introdotta nella precedente legge τ-s.

Di seguito si riportano le seguenti tabelle che illustrano i principali parametri per la definizione della nuova legge tensione di aderenza-scorrimento, dove quest'ultima considera sia la corrosione delle staffe che il degrado del meccanismo di aderenza dovuto alla corrosione delle barre d'armatura longitudinali. Inoltre le seguenti tabelle mostrano anche il livello di corrosione X e la tensione di aderenza normalizzata R, necessari per definire il modello empirico di Bhargava et al. 2008.

		Test Pull-out			**Test Flexural**		
anni	*X [%]*	*R [-]*	$\tau_{max,rid}$ *[MPa]*	$\tau_{f,rid}$ *[MPa]*	*R [-]*	$\tau_{max,rid}$ *[MPa]*	$\tau_{f,rid}$ *[MPa]*
10	0.01	1.00	11.09	4.44	1.00	11.09	4.44
15	0.09	1.00	11.09	4.44	1.00	11.09	4.44
20	0.24	1.00	11.09	4.43	1.00	11.09	4.43
25	0.46	1.00	11.08	4.43	1.00	11.08	4.43
30	0.74	1.00	11.08	4.43	1.00	11.08	4.43
35	1.09	1.00	11.08	4.43	1.00	11.08	4.43
40	3.60	0.78	8.65	3.46	0.66	7.30	2.92
45	4.50	0.70	7.78	3.11	0.55	6.10	2.44
50	5.47	0.63	6.94	2.78	0.46	5.03	2.01

Tabella 6.17: Parametri per la definizione della legge τ-s (fib MC2010) e del modello empirico di Bhargava et al. 2008, in corrispondenza delle travi

		Test Pull-out			**Test Flexural**		
anni	*X [%]*	*R [-]*	$\tau_{max,rid}$ *[MPa]*	$\tau_{f,rid}$ *[MPa]*	*R [-]*	$\tau_{max,rid}$ *[MPa]*	$\tau_{f,rid}$ *[MPa]*
10	0.01	1.00	12.88	5.15	1.00	12.88	5.15
15	0.07	1.00	12.88	5.15	1.00	12.88	5.15
20	0.20	1.00	12.87	5.15	1.00	12.87	5.15
25	0.37	1.00	12.87	5.15	1.00	12.87	5.15
30	0.60	1.00	12.87	5.15	1.00	12.87	5.15
35	0.89	1.00	12.86	5.14	1.00	12.86	5.14
40	2.93	0.85	10.85	4.34	0.75	9.66	3.86
45	3.67	0.78	9.94	3.98	0.65	8.34	3.33
50	4.47	0.71	9.05	3.62	0.56	7.11	2.85

Tabella 6.18: Parametri per la definizione della legge τ-s (fib MC2010) e del modello empirico di Bhargava et al. 2008, in corrispondenza dei pilastri

Si è fatto riferimento al test Flexural, poiché fornisce dei valori di riduzione delle tensioni di aderenza massima più conservativi rispetto a quelli ottenuti con i valori dei test Pull-out. Occorre osservare, che sia nelle travi che nei pilastri, la riduzione di tensione di aderenza massima fino a 35 anni risulta essere piuttosto bassa, mentre a partire dai 40 anni si hanno riduzioni piuttosto elevate, rispettivamente del 55% per le travi e di circa il 45% per i pilastri, a 50 anni. Ciò è attribuibile al fatto che a partire dai 37 anni si verifica

lo spalling del calcestruzzo del copriferro e pertanto la concentrazione di cloruri presenti in corrispondenza delle armature è maggiore, incrementando gli effetti della corrosione.

Di seguito, nella seguente figura si illustrano i diagrammi relativi alla legge τ-s utilizzate per simulare il meccanismo di aderenza in corrispondenza delle Travi D (cioè travi in zona dissipativa), per le Travi ND (cioè travi in zona non dissipativa), per i Pilastri e per i Nodi Trave-Pilastro. In realtà per lo scenario di corrosione ipotizzato si è fatto riferimento solo alla legge τ-s, relativa alle travi in zona dissipativa e ai pilastri, mentre per le altre zone si è considerata perfetta aderenza tra calcestruzzo e acciaio e pertanto non si è modellato il meccanismo di aderenza.

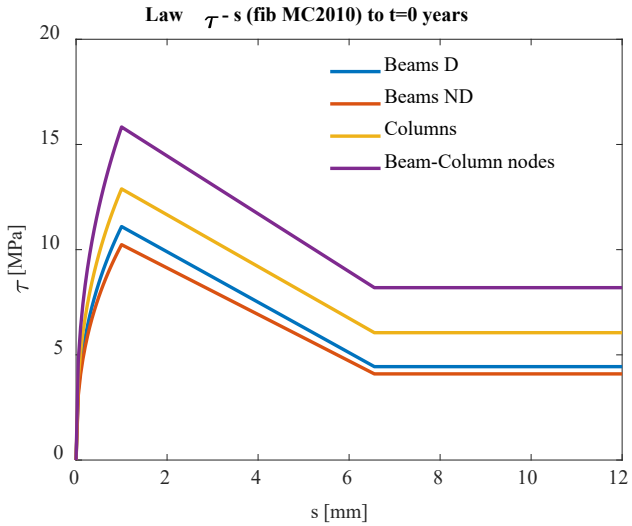


Figura 6.12: Legge τ-s (fib MC2010) a t=0 anni, relativo a Travi D, Travi ND, Pilastri e Nodi Trave-Pilastro

Come già detto in precedenza, tali leggi fornite dal fib MC2010 sono applicate in corrispondenza delle zone in cui si applica la corrosione, riferite all'istante t=0 anni e pertanto in questa fase non si sono considerati gli effetti della corrosione. Negli istanti di tempo successivi a 7 anni, cioè quando iniziano a verificarsi gli effetti della corrosione, nelle zone del telaio in cui si è ipotizzato non esserci corrosione, si considera perfetta aderenza tra calcestruzzo e acciaio, mentre nelle zone in cui si è ipotizzato che ci sia corrosione sono stati utilizzati i sottostanti diagrammi. Infatti nelle seguenti figure si mostrano i diagrammi relativi alla legge τ-s che tengono conto solo della corrosione delle staffe e i diagrammi che considerano oltre alla corrosione delle staffe anche la corrosione delle barre d'armatura longitudinali, con conseguente degrado del meccanismo di aderenza.

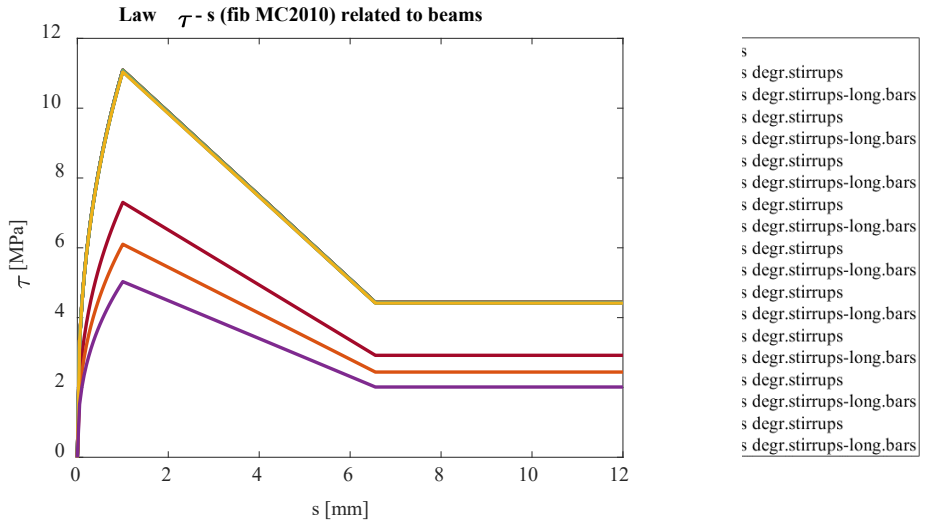


Figura 6.13: Legge τ-s (fib MC2010), relativo alle travi

Il precedente grafico è riferito alle travi in zona dissipativa.

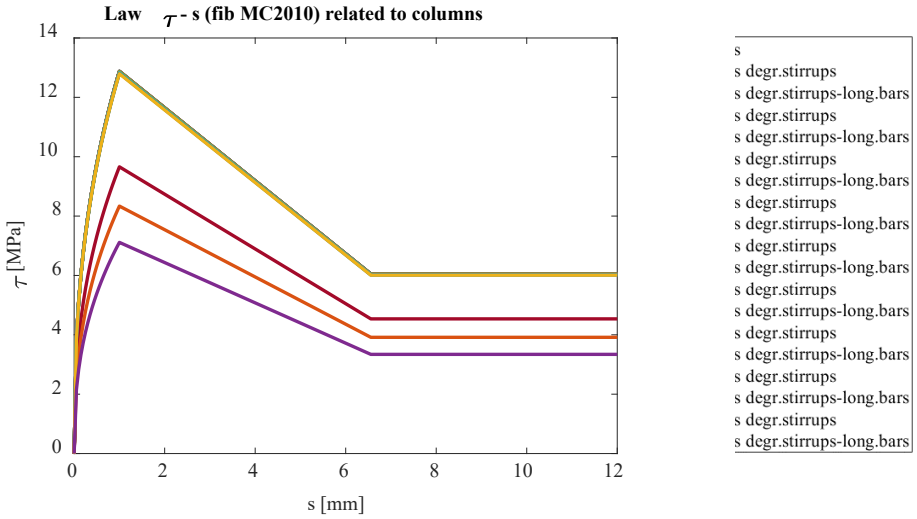


Figura 6.14: Legge τ-s (fib MC2010), relativo ai pilastri

È possibile notare dalle due precedenti figure, che l'effetto della corrosione delle staffe incide poco sulla legge τ-s. Ciò è dovuto al fatto che la riduzione di confinamento del calcestruzzo, sia nelle travi che sui pilastri, in seguito alla corrosione delle staffe è piuttosto bassa. Tale riduzione di confinamento del calcestruzzo risulterebbe importante, nel caso in cui si andrebbe a simulare un attacco corrosivo distruttivo del ramo inferiore della barra d'armatura trasversale, e in casi estremi si potrebbe arrivare ad avere un ridotto ricoprimento di calcestruzzo e assenza di confinamento.

I risultati in termini di robustezza strutturale, ottenute mediante analisi pushdown, si riporteranno nel paragrafo 6.6. In queste analisi, oltre a combinare gli effetti della

corrosione sulle barre d'armatura longitudinali e sulle staffe, è stato anche considerato il degrado del meccanismo di aderenza.

6.5. Scenario di corrosione ipotizzato e definizione delle sezioni del telaio piano soggette a corrosione localizzata

Dopo aver calcolato tutti i parametri di input necessari per valutare gli effetti della corrosione durante la vita nominale di progetto dell'edificio, per eseguire le analisi di simulazione della corrosione indotta dai cloruri, è necessario definire uno scenario di corrosione. Quindi si è ipotizzato uno scenario molto comune per il degrado da attacco cloridrico, cioè la corrosione in prossimità dei nodi strutturali trave-pilastro relativi al piano terra e corrosione al piede dei pilastri. Dunque è stato necessario definire alcune sezioni in cui è stata applicata la riduzione delle proprietà del materiale, poiché tale fenomeno consiste in una corrosione localizzata per pitting. La corrosione è stata applicata in prossimità dei nodi trave-pilastro del piano terra, per una lunghezza della trave e del pilastro di 15 cm. Inoltre la corrosione è stata anche applicata al piede dei pilastri del piano terra, sempre per una lunghezza di 15 cm. Per meglio comprendere lo scenario di corrosione ipotizzato occorre vedere quanto illustrato nelle Figure 6.15-6.16.

Al fine di valutare gli effetti della corrosione, forniti sulle capacità portanti del telaio in cemento armato analizzato, gli elementi soggetti a corrosione sono stati applicati nel modello FEM considerando una lunghezza di 15 cm in corrispondenza di tutte le estremità degli elementi strutturali vicino al nodo trave-pilastro del piano terra e al piede delle colonne, dove la rottura della trave in cemento armato soggetta alla rimozione della colonna avviene per frantumazione del calcestruzzo del copriferro e rottura dell'armatura longitudinale inferiore come mostrato nella Figura 6.16.

Di seguito si riporta lo schema riassuntivo relativo allo scenario di corrosione ipotizzato:

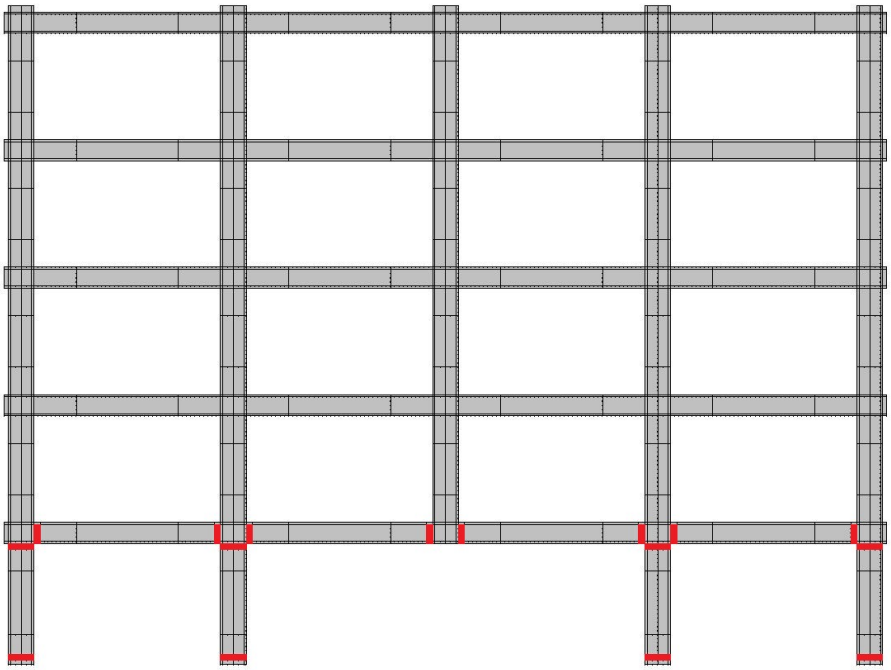


Figura 6.15: Scenario di corrosione ipotizzato

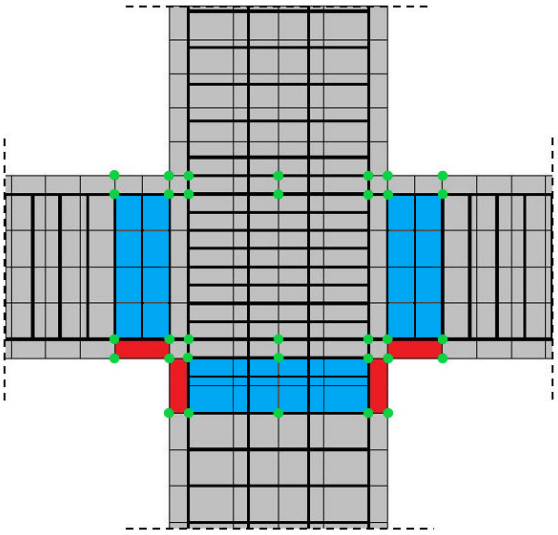


Figura 6.16: Modello FEM per valutare la robustezza del telaio piano sotto gli effetti della corrosione

La corrosione per pitting viene applicata nelle zone evidenziate in rosso e in blu. Mentre in estradosso della trave, in grigio, non si applica la corrosione. In blu si indicano le zone in cui si applica la corrosione e il calcestruzzo in tale regione risulta confinato.

6.6. Analisi dei risultati

In questo paragrafo vengono riportati, in modo dettagliato, le analisi dei risultati sugli effetti della corrosione nel tempo, sul telaio in studio. Generalmente un'analisi non lineare è basata su una procedura a controllo di spostamenti e nel caso in studio tale analisi è stata eseguita mediante il metodo dell'algoritmo Standard Newton-Raphson, applicando cosi l'effetto localizzato della corrosione in direzione longitudinale. Questa interessa gli elementi vicini ai nodi strutturali del telaio poiché quest'ultimi sono i più sollecitati in seguito alla rimozione della colonna portante centrale del piano terra.

In queste analisi eseguite, vengono analizzati tutti gli effetti della corrosione sulle proprietà del materiale, come descritto nel capitolo 3. Dal calcolo dei modelli matematici, è possibile osservare che il maggior effetto derivante dalla corrosione localizzata riguarda la perdita di area della sezione trasversale delle barre longitudinali e di conseguenza la perdita di duttilità dell'acciaio, dove quest'ultima risulta caratterizzata da una forte riduzione nel periodo di 50 anni. Infatti partendo da una deformazione ultima dell'acciaio, ε_{su}, pari al 20%, per entrambi i diametri di armatura, utilizzati nel telaio in cemento armato, di 18 mm e 20 mm, dopo un periodo di 50 anni la riduzione è rispettivamente del 54.1 % e del 44.1%.

Nella seguente figura, viene mostrato il diagramma carico-spostamento (diagramma azione membranale-spostamento), relativo al caso di applicazione della corrosione in corrispondenza delle sole barre d'armatura longitudinali senza considerare la corrosione delle staffe e il degrado del meccanismo di aderenza. Tale diagramma, ottenuto dalle analisi statiche non lineari, è stato determinato per diversi istanti temporali, definiti nei precedenti paragrafi.

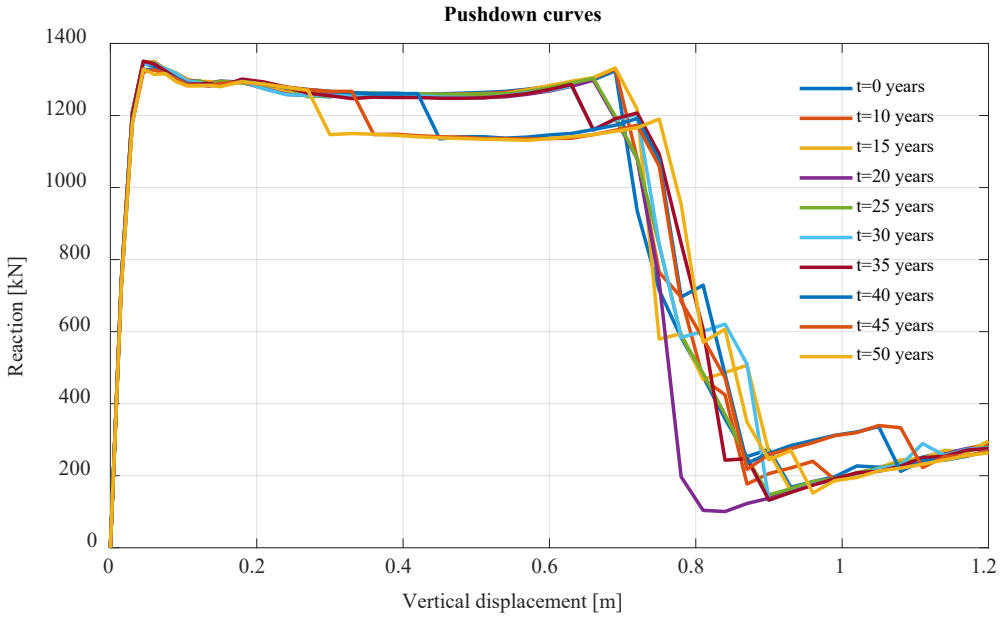


Figura 6.17: Analisi di pushdown, relativa al caso di applicazione della corrosione in corrispondenza delle sole barre d'armatura longitudinali senza considerare la corrosione delle staffe e il degrado del meccanismo di aderenza

Occorre notare che la capacità portante relativa all'azione membranale di compressione, cioè picco flessionale, non risulta essere influenzata dalla corrosione nei vari istanti di tempo considerati. Inoltre si osserva che fino a circa 15 anni, tutte le curve di pushdown sono molto similari alla curva a t=0 anni. Poi a partire dai 20 anni, le curve di pushdown sono caratterizzate da una piccola riduzione del ramo di plateau e conseguente riduzione dell'effetto catenaria, fino alla curva corrispondente di 35 anni. Infine a partire dai 40 anni, le curve presentano una riduzione sostanziale del ramo di plateau e dell'effetto catenaria, non mostrando più, dopo il picco flessionale, una risalita. Ciò è dovuto al fatto che a 37 anni si verifica lo spalling del calcestruzzo del copriferro, con conseguente incremento della concentrazione di cloruri in corrispondenza delle armature esposte all'ambiente esterno. Inoltre, presupposto che l'effetto principale dovuto alla corrosione localizzata è la riduzione della deformazione dell'armatura, al tempo t=50 anni, la struttura in cemento armato in questione presenta una forte riduzione della capacità di sopportare spostamenti verticali di collasso rispetto allo stato della struttura a t=0 anni. Infatti a 50 anni la percentuale di riduzione è di oltre il 60% e ciò comporta alla struttura una perdita completa della capacità di sviluppare il meccanismo a catenaria, cioè la struttura non è in grado di sopportare sforzi membranali di trazione in quanto la curva pushdown non presenta più una risalita dopo il picco flessionale, come evidente dalla seguente figura.

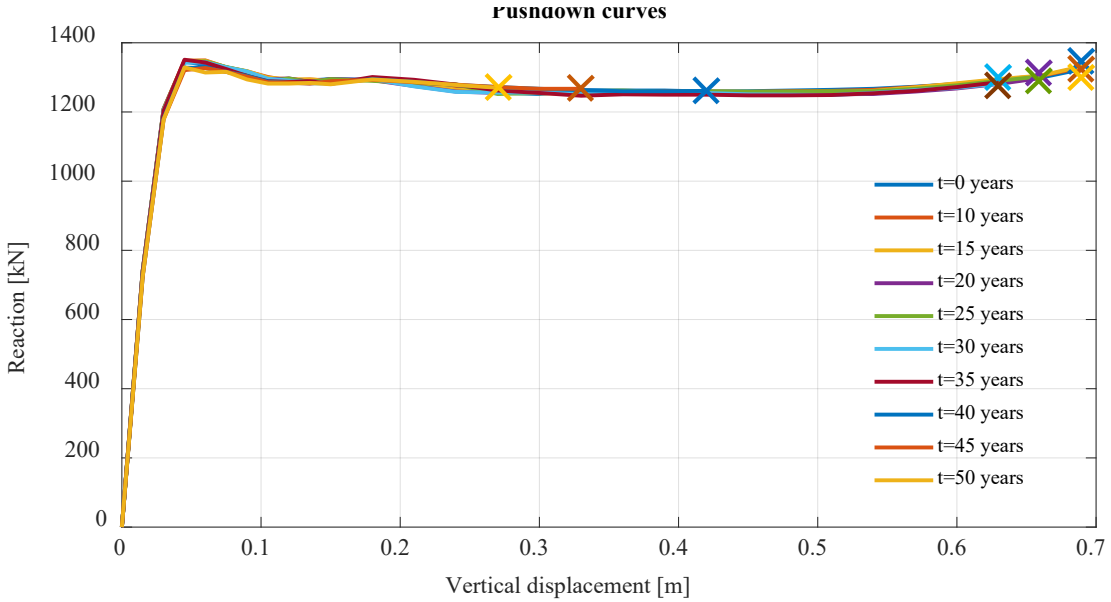


Figura 6.18: Diagramma di capacità portante di carico, per corrosione localizzata indotta da cloruri (diagramma estratto da quello in Figura 6.17)

In definitiva, nonostante la corrosione localizzata per pitting porta ad avere molti effetti negativi sulle proprietà del materiale con conseguenti riduzioni dello loro caratteristiche, l'effetto più importante che influenza maggiormente la capacità portante della struttura, considerando un'analisi longitudinale per valutare la robustezza strutturale sotto il fenomeno del degrado, è la riduzione di duttilità dell'acciaio. Di conseguenza, mentre l'analisi preliminare sul telaio di progetto, al fine di valutare la robustezza della struttura senza ancora considerare gli effetti della corrosione, è stata eseguita facendo variare il quantitativo e la disposizione delle armature (arrivando così al telaio di riferimento descritto nel paragrafo 6.2) portando ad un aumento della capacità portante del meccanismo a catenaria, l'applicazione della corrosione ha esattamente l'effetto opposto. Infatti, l'applicazione di quest'ultima porta ad avere una riduzione della resistenza TMA e dello spostamento verticale di collasso; tale riduzione risulta essere così importante, fin tanto che nell'ultima analisi a t=50 anni il telaio in cemento armato non è più in grado di sviluppare il meccanismo a catenaria. Dunque la risposta strutturale del telaio in cemento armato risulta essere priva di sviluppo degli sforzi membranali; infatti il sistema strutturale non è in grado di cambiare il meccanismo di resistenza da flessionale ad assiale e non si verifica il TMA (sforzi membranali di trazione).

Di seguito si riportano gli istogrammi relativi al massimo carico in CMA, massimo carico in TMA e massimo spostamento verticale di collasso, confrontando tra lo stato a t=0 anni e lo stato con corrosione:

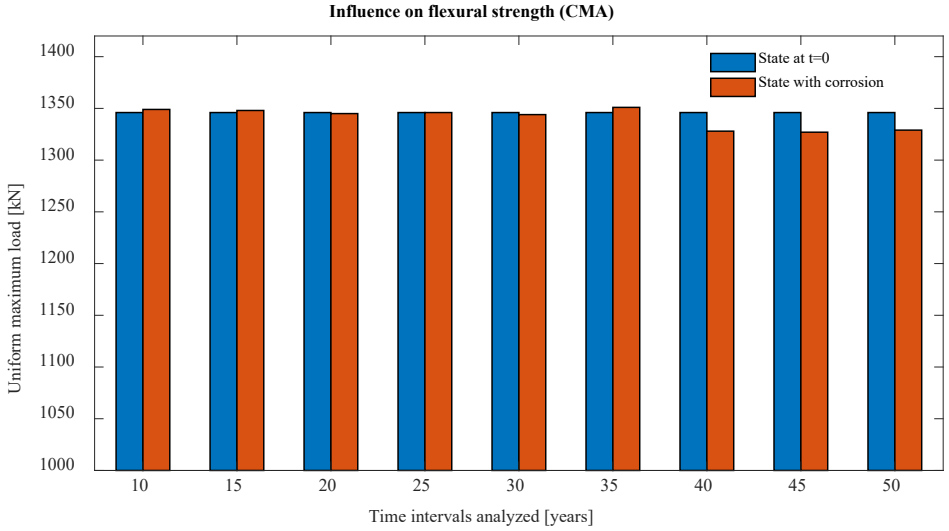


Figura 6.19: Confronto tra il massimo carico in CMA allo stato a t=0 anni e allo stato con corrosione, considerando l'evoluzione nel tempo della corrosione delle sole barre d'armatura longitudinali

Si può osservare, dal confronto tra il massimo carico in CMA allo stato a t=0 anni e allo stato con corrosione, che la corrosione delle barre d'armatura longitudinali non porta a sostanziali riduzioni sulla resistenza a flessione.

Dal seguente grafico si osserva, in seguito alla corrosione delle barre d'armatura longitudinali, una parziale riduzione della capacità portante della struttura relativa all'azione membranale di trazione, attribuibile sostanzialmente alla riduzione di duttilità delle barre a seguito del fenomeno di corrosione.

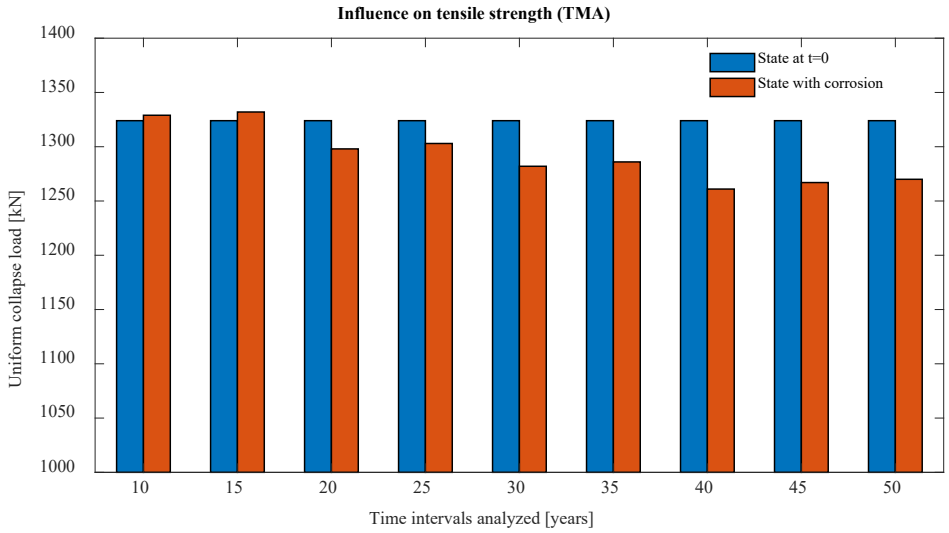


Figura 6.20: Confronto tra il massimo carico in TMA allo stato a t=0 anni e allo stato con corrosione, considerando l'evoluzione nel tempo della corrosione delle sole barre d'armatura longitudinali

In quest'ultimo grafico, risulta evidente che l'effetto principale della corrosione delle barre longitudinali sul telaio in cemento armato, è sugli spostamenti verticali di collasso. Infatti confrontando gli spostamenti verticali di collasso, dallo stato a t=0 anni allo stato con corrosione a 50 anni, si verifica una riduzione di questi di oltre il 60%.

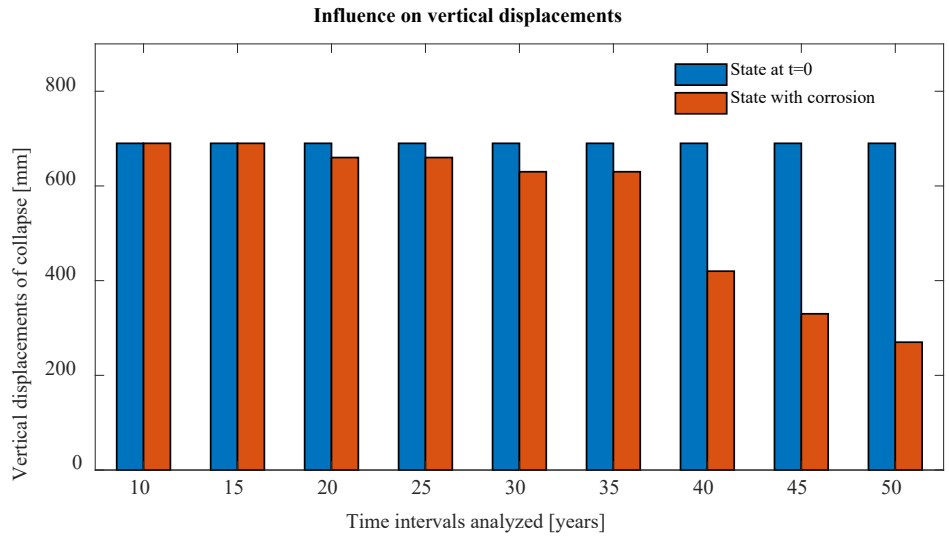


Figura 6.21: Confronto tra gli spostamenti verticali di collasso allo stato a t=0 anni e allo stato con corrosione, considerando l'evoluzione nel tempo della corrosione delle sole barre d'armatura longitudinali

Di seguito si riportano i risultati ottenuti relativi al caso di applicazione della corrosione localizzata per pitting in corrispondenza delle barre d'armatura longitudinali e delle staffe, considerando anche il degrado del meccanismo di aderenza.

In Figura 6.22, viene mostrato il diagramma carico-spostamento (diagramma azione membranale-spostamento) relativo al caso in studio.

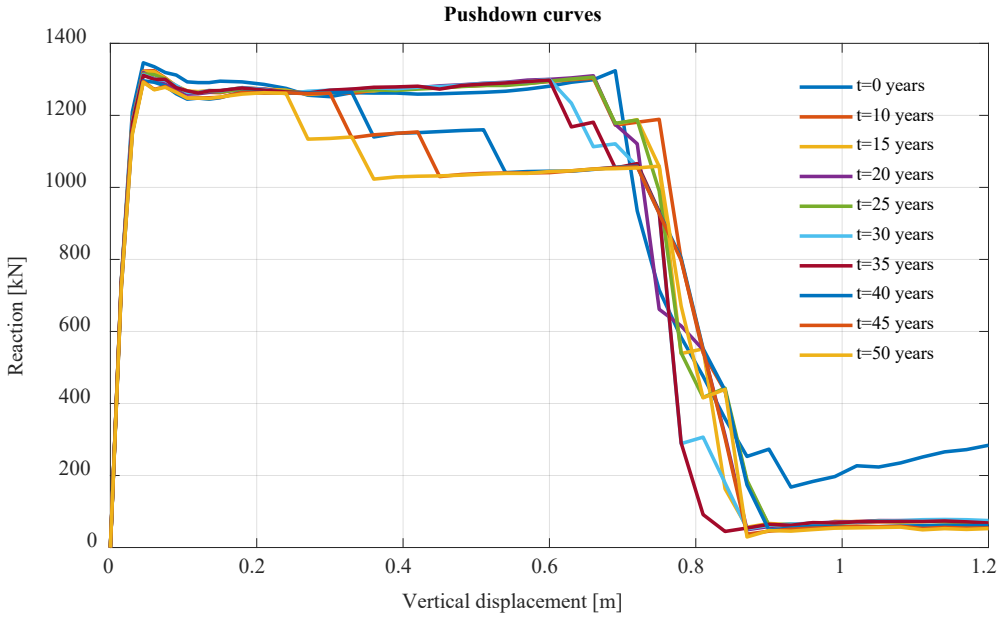


Figura 6.22: Analisi di pushdown, relativa al caso di applicazione della corrosione in corrispondenza delle barre d'armatura longitudinali e delle staffe, considerando anche il degrado del meccanismo di aderenza

Ai fini di un confronto tra quest'ultima figura e quella relativa al caso di applicazione della corrosione in corrispondenza delle barre d'armatura longitudinali senza considerare la corrosione delle staffe e degrado del meccanismo di aderenza, si riporta la Figura 6.17. Dal confronto dei due grafici (Figura 6.23), è possibile notare che la capacità portante relativa all'azione membranale di compressione risulta essere leggermente influenzata dalla corrosione delle staffe e dal degrado del meccanismo di aderenza in tutti gli istanti temporali considerati, a differenza di quanto avveniva nel caso di corrosione delle sole barre d'armatura longitudinali. Infatti si verifica in tutte le curve di pushown, una riduzione di picco flessionale di circa 25 KN rispetto alla curva a t=0 anni e quindi una riduzione dell'ordine del 2%, comunque piuttosto bassa. Inoltre occorre osservare, che fino a circa 35 anni, tutte le curve di pushdown sono molto similari come andamento alla curva a t=0 anni, differiscono da quest'ultima in parte per il picco flessionale e in parte per lo spostamento verticale di collasso. Già a partire dalla curva a t=10 anni si raggiunge uno spostamento verticale di collasso inferiore rispetto a quello relativo alla curva a t=0 anni. A partire dai 40 anni, le curve presentano una riduzione piuttosto elevata del ramo di plateau e dell'effetto catenaria rispetto alla curva a t=0 anni, non mostrando più, dopo il picco flessionale, una risalita. Come già detto in precedenza, ciò è dovuto

principalmente al fatto che a 37 anni si verifica lo spalling del calcestruzzo del copriferro, con conseguente incremento della concentrazione di cloruri in corrispondenza delle armature esposte all'ambiente esterno; in secondo luogo anche il degrado del meccanismo di aderenza incide sulla riduzione del ramo di plateau delle curve pushdown, mentre il degrado delle staffe incide così poco da essere trascurabile. Inoltre si registra una riduzione della capacità della struttura di sopportare spostamenti verticali di collasso, dopo 50 anni di oltre il 65% e ciò comporta alla struttura una perdita completa della capacità di sviluppare il meccanismo a catenaria, come ben evidente dalla Figura 6.24.

a) b)

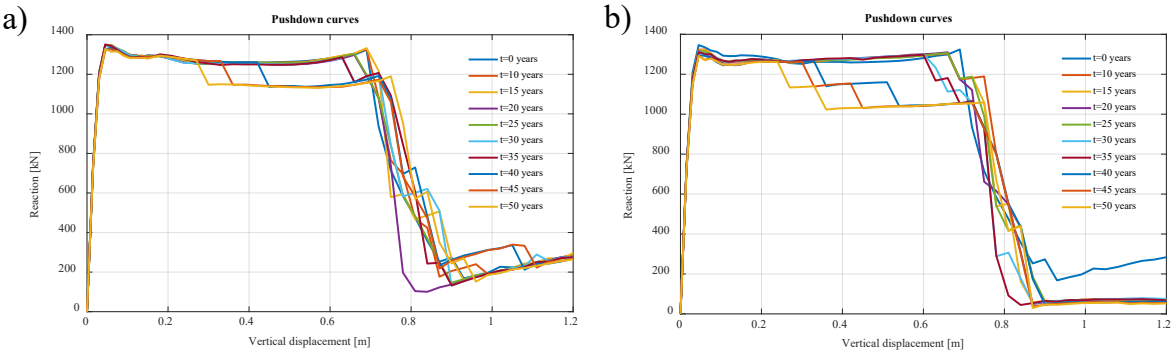


Figura 6.23: a) Analisi di pushdown, relativa al caso di applicazione della corrosione in corrispondenza delle sole barre d'armatura longitudinali e b) relativa al caso di applicazione della corrosione in corrispondenza delle barre d'armatura longitudinali e delle staffe, considerando anche il degrado del meccanismo di aderenza

Dunque, occorre notare che rispetto al caso di corrosione delle sole barre d'armatura longitudinali in cui si è ottenuta una riduzione della capacità portante di circa il 60%, nel seguente caso in studio, invece è stata determinata una riduzione di circa il 65%; quindi si nota una maggiore riduzione di capacità portante relativa all'azione membranale di trazione.

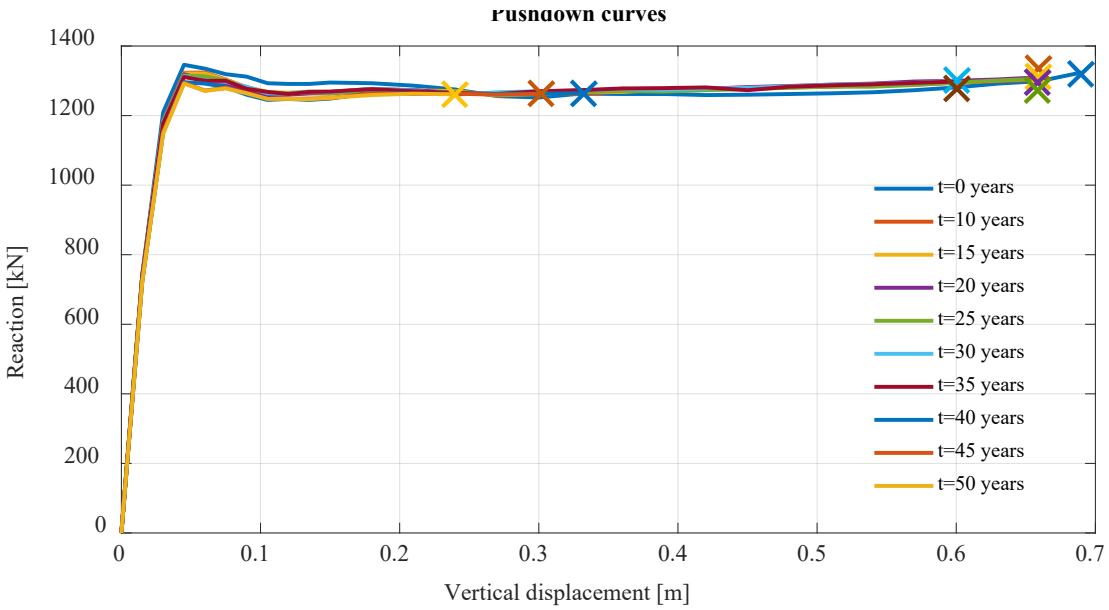


Figura 6.24: Diagramma di capacità portante di carico, per corrosione localizzata indotta da cloruri (diagramma estratto da quello in Figura 6.22)

In definitiva, come già detto in precedenza, l'effetto più importante sulla struttura che influenza maggiormente la capacità portante relativa all'azione membranale di trazione, è la riduzione di duttilità dell'acciaio. Di conseguenza, mentre l'analisi preliminare sul telaio di progetto, al fine di valutare la robustezza della struttura senza ancora considerare gli effetti della corrosione, è stata eseguita facendo variare la disposizione e il quantitativo delle armature (arrivando così al telaio di riferimento descritto nel paragrafo 6.2) portando ad un aumento della capacità portante del meccanismo a catenaria, l'applicazione della corrosione alle armature longitudinali e trasversali e il degrado del meccanismo di aderenza hanno esattamente l'effetto opposto. Infatti, l'applicazione della corrosione porta ad avere una riduzione della resistenza TMA e dello spostamento verticale di collasso; tale riduzione risulta essere così importante, fin tanto che nell'ultima analisi a t=50 anni il telaio in cemento armato non è più in grado di sviluppare il meccanismo a catenaria. Si può affermare, che aggiungendo alla struttura in studio, la corrosione delle staffe e il degrado del meccanismo di aderenza, rispetto al caso in cui si prefigura solo l'applicazione della corrosione alle barre d'armatura longitudinali, si ottiene una piccola riduzione del picco flessionale, pertanto le curve di pushdown ai vari istanti di tempo risultano traslate verso il basso, e una riduzione della capacità di sopportare spostamenti verticali di collasso.

Di seguito si riportano gli istogrammi relativi al massimo carico in CMA, massimo carico in TMA e massimo spostamento verticale di collasso, confrontando fra lo stato a t=0 anni, lo stato con corrosione delle sole barre d'armatura longitudinali e lo stato con corrosione oltre che delle barre d'armatura longitudinali anche delle staffe, considerando anche il degrado del meccanismo di aderenza:

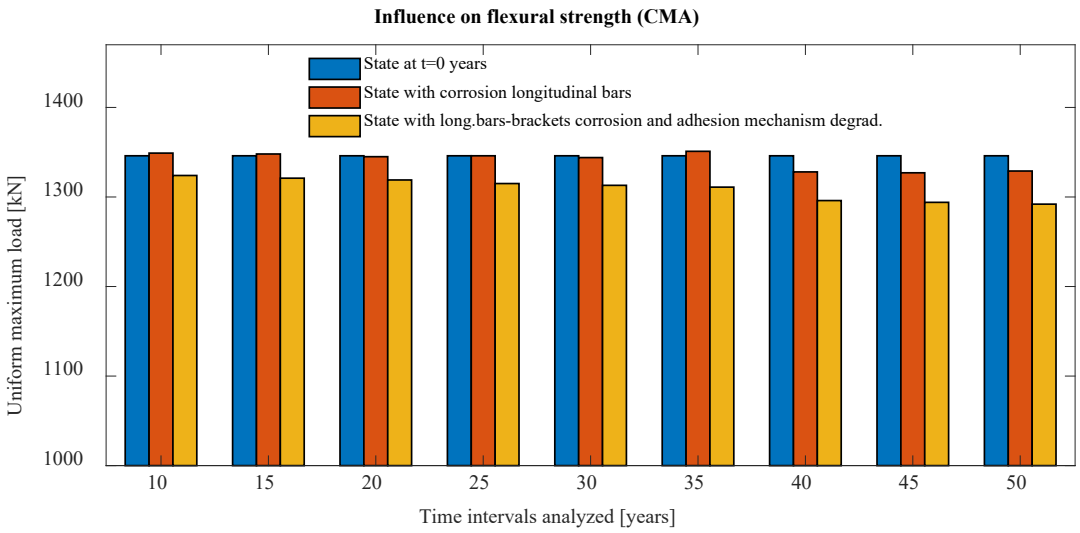


Figura 6.25: Confronto tra il massimo carico in CMA allo stato a t=0 anni e allo stato con corrosione, considerando l'evoluzione nel tempo della corrosione delle barre d'armatura longitudinali, delle staffe e il degrado del meccanismo di aderenza

Per il massimo carico in CMA, si può osservare dal confronto tra i tre casi in studio, che considerando la corrosione delle barre d'armatura longitudinali, delle staffe e il degrado del meccanismo di aderenza, si verifica una riduzione della resistenza a flessione dell'ordine del 2% rispetto agli altri due casi analizzati.

Dal seguente grafico, in seguito alla corrosione delle barre d'armatura longitudinali, delle staffe e degrado del meccanismo di aderenza, si osserva, rispetto agli altri due casi analizzati, una riduzione della capacità portante della struttura relativa all'azione membranale di trazione, attribuibile sostanzialmente alla riduzione di duttilità delle barre, a seguito del fenomeno di corrosione.

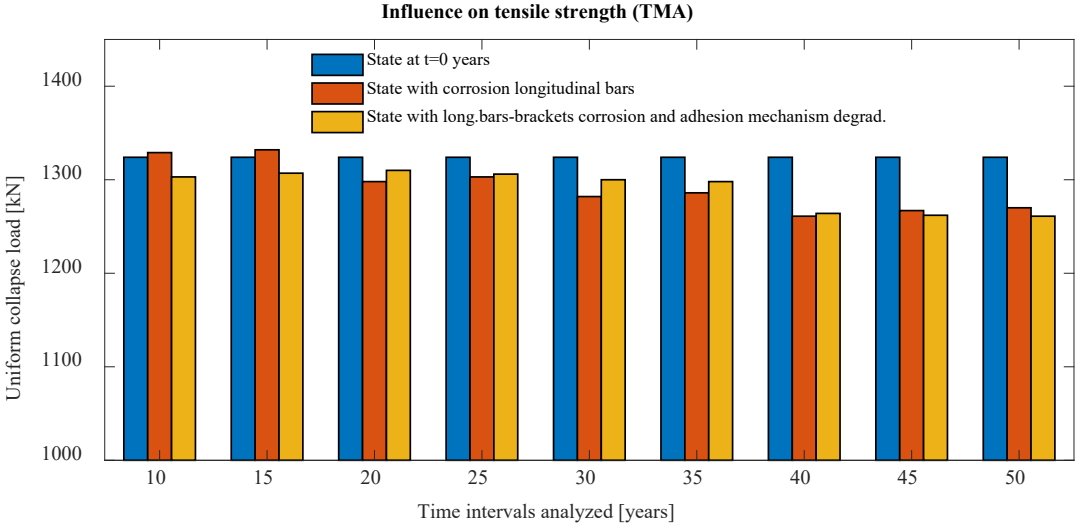


Figura 6.26: Confronto tra il massimo carico in TMA allo stato a t=0 anni e allo stato con corrosione, considerando l'evoluzione nel tempo della corrosione delle barre d'armatura longitudinali, delle staffe e il degrado del meccanismo di aderenza

In quest'ultimo grafico è possibile notare, confrontando gli spostamenti verticali di collasso, dallo stato a t=0 anni allo stato a t=50 anni con corrosione delle barre d'armatura longitudinali, delle staffe e considerando il degrado del meccanismo di aderenza, che si verifica una riduzione di circa il 65%.

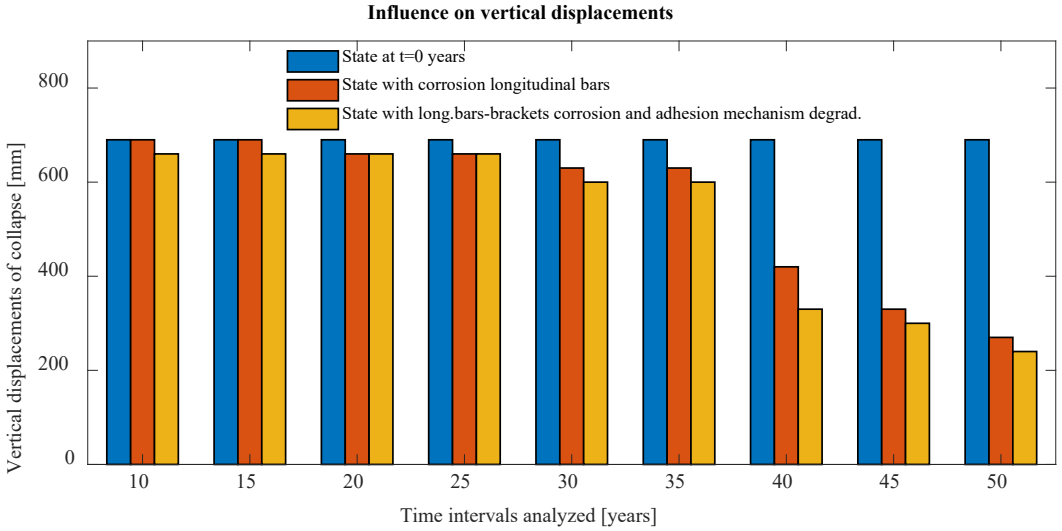


Figura 6.27: Confronto tra gli spostamenti verticali di collasso allo stato a t=0 anni e allo stato con corrosione, considerando l'evoluzione nel tempo della corrosione delle barre d'armatura longitudinali, delle staffe e il degrado del meccanismo di aderenza

7. CONCLUSIONI

Nel seguente lavoro di tesi sono stati affrontati i concetti di robustezza strutturale e corrosione delle strutture in cemento armato. Entrambi i fenomeni sono attualmente di rilevante importanza, sia per strutture di nuova concezione nella valutazione della robustezza strutturale, sia per quanto riguarda le strutture esistenti, in termini di corrosione e robustezza. Quest'ultimo è connesso alla capacità di una struttura di sviluppare percorsi di carico alternativi in seguito al verificarsi di eventi eccezionali, la cui modalità di rappresentazione computazionale consiste nella rimozione di un elemento strutturale, nel caso in studio nella rimozione di una colonna portante. Dunque è stato sviluppato un modello FEM utilizzando il software ATENA 2D, prendendo come riferimento un edificio progettato secondo i criteri della normativa sismica, da cui è stata estrapolata una parte del telaio esterno soggetta alla rimozione di una colonna intermedia. Il modello FEM e le proprietà di analisi non lineari sono stati definiti secondo le Linee guida per l'analisi degli elementi finiti non lineari delle strutture in calcestruzzo 2012.

Nella prima fase di sviluppo del seguente lavoro, è stata condotta un’accurata fase di ricerca bibliografica e di studio del fenomeno della corrosione con riferimento alla letteratura ed ai più recenti studi sperimentali; in seguito è stato elaborato un modello basato sull’analisi non lineare attraverso elementi finiti al fine di poter analizzare strutture soggette a degrado per corrosione. Il degrado è stato imposto a livello di sezione e di materiali, ciò ha permesso di costituire un modello facilmente applicabile all’analisi strutturale e di semplice utilizzo. Nelle analisi eseguite è risultato fondamentale individuare l’effettivo livello di corrosione raggiunto nelle barre di armatura in modo tale da poter definire la corretta riduzione della sezione. A partire da quest’ultimo, insieme alle caratteristiche meccaniche dei materiali, è stato possibile prevedere il comportamento della struttura, nonché gli effetti del degrado per corrosione sulla duttilità e sul calcestruzzo. Si è fatto quindi riferimento inizialmente a un telaio in cemento armato derivante da un precedente lavoro di tesi, dove questo è stato ottimizzato ai fini della robustezza strutturale attraverso un'analisi parametrica eseguita facendo variare le caratteristiche geometriche e meccaniche del telaio. Dopo aver individuato le principali caratteristiche geometriche e meccaniche che influenzano maggiormente il diagramma di capacità carico-spostamento del telaio, è stata effettuata un'analisi considerando l'evoluzione nel tempo degli effetti dovuti alla simulazione della corrosione indotta da

cloruri sulla robustezza, considerando una vita utile della struttura di 50 anni. A tale scopo il telaio esterno è stato estrapolato ed in essa è stata eseguita un'analisi parametrica in condizioni simulate di corrosione indotta da cloruri, considerando diversi istanti di tempo. Gli effetti della corrosione sono localizzati e applicati in prossimità del nodo trave-colonna del piano terra del telaio e in corrispondenza del piede delle colonne del medesimo piano. In una prima fase si è simulata la corrosione per pitting delle sole barre longitudinali dei pilastri e delle travi. In una successiva fase, la simulazione della corrosione per pitting è stata estesa anche per le staffe presenti in corrispondenza di pilastri e travi, e per il degrado del meccanismo di aderenza.

Le analisi effettuate hanno dimostrato che, la riduzione dell'area trasversale dell'armatura e la conseguente riduzione della duttilità dell'acciaio, sono i parametri che influenzano maggiormente il comportamento finale del telaio in cemento armato, considerando le analisi eseguite in direzione longitudinale. Di conseguenza, con l'evoluzione nel tempo degli effetti della corrosione, la riduzione della duttilità dell'acciaio conduce a un decremento del massimo carico sopportabile dal meccanismo a catenaria, arrivando al caso limite in cui la capacità della struttura in cemento armato di sviluppare percorsi di carico alternativi è completamente annullata.

Dalla prima analisi, condotta simulando la sola corrosione delle armature longitudinali è risultato evidente che l'effetto principale di tale fenomeno sul telaio in cemento armato riguarda gli spostamenti verticali di collasso e di conseguenza la capacità della struttura di sviluppare il meccanismo a catenaria. Infatti confrontando gli spostamenti verticali di collasso, dallo stato a t=0 anni allo stato con corrosione a 50 anni, si verifica una riduzione di questi di oltre il 60%. Nella seconda analisi, condotta simulando la corrosione delle armature longitudinali e trasversali di travi e pilastri, e il degrado del meccanismo di aderenza, si è osservato un ulteriore diminuzione di capacità della struttura di sviluppare il meccanismo a catenaria rispetto alla prima analisi eseguita. Infatti confrontando gli spostamenti verticali di collasso, dallo stato a t=0 anni allo stato a t=50 anni con corrosione delle barre d'armatura longitudinali, delle staffe e degrado del meccanismo di aderenza, si verifica una riduzione di circa il 65%. Quindi un incremento percentuale rispetto all'analisi precedente di circa il 5%, non trascurabile.

La prima fase di simulazione della corrosione condotta sulla struttura in studio, corrosione delle sole armature longitudinali, ha messo in luce alcuni limiti del modello, in quanto

non è stato possibile prevedere eventuali modalità di crisi per taglio e per perdita di aderenza. Pertanto per introdurre quest'ultime modalità di crisi nel modello in studio, è stata aggiunta la corrosione delle armature trasversali e il degrado del meccanismo di aderenza, consentendo così di considerare il degrado della resistenza a taglio e dell'aderenza indotti dalla corrosione. Dalle analisi condotte, si può inoltre dedurre che con una stima affidabile del livello di corrosione raggiunto delle barre di armatura, il modello proposto nel seguente lavoro è in grado di prevedere il modo abbastanza meticoloso la risposta della struttura danneggiata. Però uno dei problemi principali riguarda appunto definire con esattezza il livello di corrosione raggiunto in una struttura esistente. Negli anni sono stati sviluppati diversi modelli per lo studio della diffusione dei cloruri e della carbonatazione nel calcestruzzo, nonché modelli per la definizione della velocità di corrosione in funzione alle caratteristiche ambientali, che permettono di ottenere una buona stima del livello di corrosione raggiunto nel tempo.

L'analisi eseguita considerando separatamente il degrado delle diverse parti della struttura ha consentito di individuare gli elementi strutturali più sensibili al degrado da corrosione per pitting, cioè quali elementi, se soggetti a degrado, compromettono maggiormente la capacità della struttura di resistere ai carichi e agli eventi eccezionali. Le analisi incrementali fino a collasso, con tracciamento delle curve push-over, permettono di avere informazioni necessarie per valutare gli effetti del degrado sia sul comportamento in esercizio, sia sullo stato limite ultimo. Si può affermare che l'approccio utilizzato nel seguente lavoro di tesi per modellare la corrosione permette di prevedere in modo realistico il comportamento della struttura nel tempo, se affiancato a un modello che permette di studiare il processo diffusivo delle sostanze aggressive, di stimare in modo affidabile l'innesco della corrosione e la sua velocità di propagazione.

Per quanto riguarda le strutture esistenti in cemento armato in ambienti aggressivi, ne consegue che l'approccio proposto può essere impiegato per valutare la loro vita di servizio e stabilire il momento ottimale in cui sono necessarie modifiche strutturali e misure di manutenzione, basate su analisi economiche, al fine di prolungarne la loro durata. Per quanto riguarda le nuove strutture in cemento armato in ambienti aggressivi, l'approccio proposto può anche essere utilizzato al fine di progettare un sistema strutturale meno vulnerabile al processo di corrosione indotto da cloruri, purché esistano vantaggi economici.

BIBLIOGRAFIA

Adam, J. M., Parisi, F., Sagaseta, J., & Lu, X. (2018). *Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century. Engineering Structures, 173, 122-149.*

Addessi, D., Marfia, S. and Sacco, E. (2002). *A plastic nonlocal damage model. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 191:1291-1310.*

Alipour A, Shafei B, Shinozuka MS. (2013). *Capacity loss evaluation of reinforced concrete bridges located in extreme chloride-laden environments. Struct Infrastruct Eng;9(1):8–27.*

Almusallam A.A., Al-Gahtani A.S., Aziz A.R., Rasheeduzzafar. (1996). *Effect of reinforcement corrosion on bond strength. Construction and Buildings Materials; 10(2):123–129.*

Al-Sulaimani G.J., Kaleemullah M., Basanbul. I. A., Racheeduzzafar. (1990). *Influence of corrosion and cracking on bond behavior and strength of reinforced concrete members. ACI Structural Journal; 87(2):220-231.*

Amleh, L., Mirza, S. (1999). *Corrosion influence on bond between steel and concrete. ACI Struct. J. 96 (3), 415–423.*

Apostolopoulos CA, Papadakis VG. (2008). *Consequences of steel corrosion on the ductility properties of reinforcement bar. Constr Build Mater;22:2316–24.*

Auyeung, Y., Balaguru, P., Chung, L. (2000). *Bond behavior of corroded reinforcement bars. ACI Mater. J. 97 (2), 214–220.*

Bamonte, P., Gambarova, P. G. (2007). *"High-Bond Bars in NSC and HPC: Study on Size Effect and on the Local Bond-Stress Stress-Slip Law", ASCE - Journal of Structural Engineering, 133(2), pp. 225-234.*

Beck M, Burkert A, Harnisch J, et al. (2012). *Deterioration model and input parameters for reinforcement corrosion. Struct Concr;13(3):145–55.*

Bennett E. W., Snounou I. G. (1982). *Bond-slip Characteristics of plain reinforcing bars under varying stress. Bond in concrete, Edited by P. Bartos, Applied Science Publishers London: 140-150.*

Bertagnoli, G., Gino, D., Giordano, L., La Mazza, D., & Mancini, G. (2016). *Robustness of reinforced concrete framed buildings: a comparison between different numerical models. In Key Engineering Materials (Vol. 711, pp. 814-821). Trans Tech Publications.*

Bhargava, K., Ghosh, A. K., Mori, Y., Ramanujam, S. (2008). *Suggested Empirical Models for Corrosion-Induced Bond Degradation in Reinforced Concrete. J. of Structural Engineering; 134(2): 221-230.*

Bigaj A.J. (1995). *Bond behaviour of deformed bars in NSC and HSC: experimental study. Delft University of Technology, Dept. of Civil Engineering, N.25.5-95-II, September 1995.*

Brett, C., & Lu, Y. (2013). *Assessment of robustness of structures: Current state of research. Frontiers of Structural and Civil Engineering, 7(4), 356-368.*

Brunesi, E., Nascimbene, R., Parisi, F., & Augenti, N. (2015). *Progressive collapse fragility of reinforced concrete framed structures through incremental dynamic analysis. Engineering Structures, 104, 65-79.*

C. O. S. T. (2011). *Structural robustness design for practising engineers. COST Action TU0601 Robustness of Structures, 139.*

Cabrera, J., Ghoddoussi P. (1992). *The Effect of Reinforcement Corrosion on Strength of Steel/Concrete Bond. Bond in Concrete, Proceedings of the International Conference, Riga- Latvia; 10:11-24.*

Cabrera, J.G. (1996). *Deterioration of concrete due to reinforcement steel corrosion. Cem. Concr. Compos. 18 (1), 47–59.*

Cairns, J. (1992). *Design of concrete structures using fusion bonded epoxy coated reinforcement. Proc. Inst. Of Civil Engineers: Structures & Buildings; 94(1): 93-102.*

Cairns, J., Du, Y., Law, D. (2007). *Influence of corrosion on the friction characteristics of the steel/concrete interface. Construction and Building Materials; 21: 190-197.*

Castaldo P., Palazzo B., Marianiello A. (2017) *Effects of the axial force eccentricity on the time – variant structural reliability of aging r.c. cross–sections subjected to chloride–induced corrosion. In: Engineering Structures 130, pp. 261-274.*

Castaldo P., Mancini G., & Palazzo B. (2018). *Seismic reliability-based robustness assessment of three-dimensional reinforced concrete systems equipped with single-concave sliding devices. Engineering Structures, 163, 373-387.*

Castel, A., Vidal, T., Viriyametanont, K., François, R. (2006). *Effect of reinforcing bar orientation and location on bond with self-consolidating concrete. ACI Struct J; 103(4):559–67.*

CEB-FIP Model Code 1990 (1993). *Design Code. CEB Bulletin d'Information n. 213/214, Thomas Telford, London.*

Cervenka V. et al. (2015). *ATENA Documentation - Part 1: Theory. Part 2-1: User's Manual for ATENA 2D.*

Chung, L., Cho, S.H., Kim, J.H.J., Yi, S.T. (2004). *Correction factor suggestion for ACI development length provisions based on flexural testing of RC slabs with various levels of corroded reinforcing bars. Eng. Struct. 26 (8), 1013–1026.*

CNR-DT 214/2018*, Istruzioni per la valutazione della robustezza delle costruzioni, Roma, 2018.*

Collepardi M., Borsoi A., Collepardi S., Troli R. (2005). *Strength, shrinkage and creep of SCC and flowing concrete. In: Proc of SCC2005 conf center for advanced cement based materials, USA Northwestern University: 911–20.*

Consiglio Nazionale delle Ricerche (2018). *Istruzioni per la valutazione della robustezza delle costruzioni.*

Coronelli D, Gambarova P. (2004). *Structural assessment of corroded reinforced concrete beams: modeling guidelines. JStructEng;130:1214–24.http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733 9445130:8(1214).*

Dalmasso, M. (2018). *Influenza dei tamponamenti in muratura sulla robustezza di strutture intelaiate in calcestruzzo armato. Master's Thesis, Politecnico di Torino.*

Daoud A, Lorrain M, Elgonnounil M. (2002). *Resistance à l'arrachement d'armatures ancrées dans du béton autoplaçant. Matériaux et Constructions; 35:395–401.*

DARTS. (2004). *Durable and reliable tunnel structures: deterioration modelling, European Commission, growths 2000. Contract G1RD-CT-2000-00467. Project GrD1-25633.*

Den Uijl J. A., Bigaj A. J. (1996). *A bond model for ribbed bars based on concrete confinement. HERON; 41(3): 201-226.*

Droogné, D., Botte, W., & Caspeele, R. (2018). *A multilevel calculation scheme for risk-based robustness quantification of reinforced concrete frames. Engineering Structures, 160, 56-70.*

DuraCrete*. Modelling of degradation,* **EU-project** (1998). *(Brite EuRam III) no. BE95- 1347. Probabilistic performance based durability design of concrete structures. Report 4–5.*

Eligehausen R., Popov E.P, Bertero V.V. (1983). *Local bond stress–slip relationships of deformed bars under generalized excitations. Report UCB/EERC 83/23. Earthquake Engineering Research Centre. University of California, Berkeley, pp.169.*

European Committee for Standardization (1990). *Eurocode: Basis of structural design.*

European Committee for Standardization (1991). *Eurocode 1: Action on structures – Part 1-7: General actions – Accidental actions.*

European Committee for Standardization (1992). *Eurocode 2: Concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.*

European Committee for Standardization (1992). *UNI EN 2016-1: Concrete: Specification, performance, production and conformity.*

Fabio Biondini & Matteo Vergani (2012). *Damage modeling and nonlinear analysis of concrete bridges under corrosion. In Biondini F, Frangopol DM, editors. Proceedings of the sixth international conference on bridge maintenance, safety and management (IABMAS 2012), Stresa, Italy, 2012. Bridge maintenance, safety, management, resilience and sustainability. CRC Press, Taylor and Francis Group.*

Fabio Biondini & Matteo Vergani (2015). *Deterioratin beam finite element for nonlinear analysis of concrete structures under corrosion, Structures and Infrastructures Engineering, 11:4, 519-532, DOI: 10.1080/15732479.2014.951863.*

Fang, C., Lundgren, K., Chen, L., Zhu, C. (2004). *Corrosion influence on bond in reinforced concrete. Cem. Concr. Res. 34 (11), 2159–2167.*

Fascetti, A., Kunnath, S. K., & Nisticò, N. (2015). *Robustness evaluation of RC frame buildings to progressive collapse. Engineering Structures, 86, 242-249*.

Fib International Federation of Structural Concrete. (1999). *Structural Concrete: Textbook on Behaviour, Design and Performance: Updated Knowledge of the CEB/FIP Model Code 1990. Fib Bulletin No. 1.*

Fib International Federation of Structural Concrete. (2000). *Bond of reinforcement in concrete. Fib Bulletin No. 10.*

Fib International Federation of Structural Concrete. (2014). *Bond and anchorage of embedded reinforcement: Background to the fib Model Code for Concrete Structures 2010. Fib BullettinNo.72. Technical report, May 2014.*

Fib International Federation of Structural Concrete. Model Code 2010. (2012). *Final draft. Fib Bulletin No. 65 & 66. Lausanne. Vol.1, Vol.2.*

Finozzi I.B.N., Berto L., Saetta A. (2015). *Structural response of corroded RC beams: a comprehensive damage approach. Computers and Concrete; 15(3): 411-436.*

Gambarova P.G., Rosati G.P. (1996). *Bond and splitting in reinforced concrete: test results on bar pull-out. Materials and Structures; 29(5): 267-276.*

Gjørv, *O.E*. (2009). *Durability design of concrete structures in severe environments. Taylor and Francis.*

Hamad B.S. (1995). *Bond strength improvement of reinforcing bars with specially designed rib geometries. ACI Struct J; 92(1):3–13.*

Lee, H., Noguchi, T., Tomosawa, F. (2002). *Evaluation of the bond properties between concrete and reinforcement as a function of the degree of reinforcement corrosion. Cement and Concrete Research; 32:1313-1318.*

Lew, H. S., Bao, Y., Sadek, F., Main, J. A., Pujol, S., & Sozen, M. A. (2011). *An experimental and computational study of reinforced concrete assemblies under a column removal scenario. NIST Technical Note, 1720, 106*.

Liu Y, Weyers R. (1998). *Modeling the time-to-corrosion cracking in chloride contaminated reinforced concrete structures. ACI Mater J;95.*

Lundgren, K. (2007). *Effect of corrosion on the bond between steel and concrete: An overview. Magazine of Concrete Research; 59(6):447-461.*

Maeda M., Otani S., Aoyama H. (1995). *Effect of confinement on bond splitting behaviour in reinforced concrete beams. Structural Engineering International; 3: 166-171.*

Mahrenholtz C. (2013). *Seismic bond model for concrete reinforcement and the application to column-to-foundation connections. PhD thesis, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.*

Malvar J.L. (1992). *Confinement stress dependent bond behaviour. Proceeding of the International Conference on Bond in Concrete. Riga; 1: 79-88.*

Mancini G., Tondolo F. (2014). *Effect of bond degradation due to corrosion – a literature survey. Structural Concrete; 15: 408-418.*

Mangat P.S., Elgarf M.S. (1999). *Bond characteristics of corroding reinforcement in concrete beams", Materials and Structures; 32: 89-97.*

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (2018). *Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.*

Parisi, F., & Augenti, N. (2012). *Influence of seismic design criteria on blast resistance of RC framed buildings: A case study. Engineering Structures, 44, 78-93*.

Plizzari G.A and Schumm C. (1990). *Sul Collasso dell'Aderenza per Sfilamento della Barra e Spacco del Calcestruzzo. Studi e Ricerche, School for the Design of R.C. Structures, Milan University of Technology, 12:81-116.*

Rehm, G. (1961). *Über die Grundlagen des Verbudzwischen Stahl undBeton. Heft 138, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin; 59.*

Rehm, G. (1968). *"The Basic Principles of the Bond between Steel and Concrete", Translation No. 134, Cement and Concrete Association, London, pp. 66.*

RILEM. (1994). *Recommendations for the Testing and Use of Construction Materials.*

Rijkswaterstraat (2012). *Ministry of Infrastructure and the Environment, Guidelines for nonlinear finite element analysis of concrete structures.*

Rodriguez J., Ortega L.M., Casal J., Diez J.M. (1996). *Assessing structural conditions of concrete structures with corroded reinforcement. In: Dhir RK, Jones MR, editors. Concrete repair, rehabilitation and protection. E&FN Spon; p. 65-78.*

Saatcioglu, M., & Razvi, S. R. (1992). *Strength and ductility of confined concrete. Journal of Structural engineering, 118(6), 1590-1607.*

Salem, H. M., El-Fouly, A. K., & Tagel-Din, H. S. (2011). Toward an economic design of reinforced concrete structures against progressive collapse. *Engineering Structures*, *33*(12), 3341-3350.

Scalvenzi M., Parisi F (2019). *Il ruolo della robustezza strutturale nella riduzione del rischio verso eventi estremi, www.ingenio-web.it.*

Shima H. (2002). *Local bond stress-slip relationship of corroded steel bars embedded in concrete. Bond in Concrete: From Research to Standards. Proceedings of the 3rd International Symposium held at the Budapest University of Technology and Economics, Budapest, Hungary, 20-22 November 2002, pp. 153-158.*

Simioni P. (2009). *Seismic response of reinforced concrete structures affected by reinforcement corrosion PhD thesis. Faculty of Architecture, Civil Engineering and Environmental Sciences, University of Braunschweig-Institute of Technology and the Faculty of Engineering University of Florence.*

Starossek, U. (2009). Progressive collapse of structures.

Stewart MG. (2009). *Mechanical behaviour of pitting corrosion of flexural and shear reinforcement and its effect on structural reliability of corroding RC beams. Struct Saf;31:19–30.*

Tassios, T.P. (1979). *Properties of Bond Between Concrete and steel under Cycles Idealizing Seismic Actions. Proceedings of AICAP-CEB Symposium, Rome, Apr. 1979, CEB Bulletin No. 131, Paris, pp. 67-122.*

Tepfers, R. (1973). *"A theory of Bond Applied to Overlapped Tensile Reinforcement Splices for Deformed Bars", Division of Concrete Structures, Chalmers University of Technology, Goteborg, Sweden, Publication 73:2, pp. 328.*

Tepfers, R. (1979). *Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars. Mag. Concr. Res.; 31(106), 3–12.*

Val DV, Stewart MG, Melchers RE. (1998). *Effect of reinforcement corrosion on reliability of highway bridges. Eng Struct;20(11):1010–9.*

Vu Kat, Stewart MG. (2000). *Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models. Struct Saf;22(4):313–33.*

Wouter Botte, Robby Caspeele, Luc Taerwe (2016). *Membrane behaviour in RC slabs subjected to simulated reinforcement corrosion. In: Engineering Structures 123, pp.45-58.*

Wouter Botte, Robby Caspeele, Luc Taerwe (2016). *Membrane behaviour in RC slabs subjected to simulated reinforcement corrosion. In: Engineering Structures 123, pp.45-58.*

Yi, W. J., He, Q. F., Xiao, Y., & Kunnath, S. K. (2008). *Experimental study on progressive collapse resistant behavior of reinforced concrete frame structures. ACI Structural Journal, 105(4), 433.*

Sitografia

https://www.cervenka.cz/products/atena

http://www.csi-italia.eu

RINGRAZIAMENTI

Desidero ringraziare tutti coloro che mi hanno accompagnato durante il mio percorso universitario e durante il periodo di stesura della tesi.

Inizio col ringraziare il professore Paolo Castaldo, relatore di questa tesi, per l'argomento da lui proposto, per la grande disponibilità, per la competenza messa a disposizione e la cortesia dimostratemi. Un grosso ringraziamento va a Diego, correlatore di questa tesi, per la pazienza e per la disponibilità in ogni occasione. Grazie ad entrambi per il tempo dedicatomi nel loro ufficio e in "cantina", condito da parecchi momenti felici passati insieme.

Un immenso ringraziamento va ai miei genitori, i quali sono stati la mia spinta principale in questo percorso di studi, affiancandomi in ogni momento, sostenendomi in ogni mia decisione e con tanti sacrifici mi hanno permesso di raggiungere questo grande traguardo.

Un grande ringraziamento va alla mia fidanzata che è stata il mio punto di riferimento e la persona che mi ha sostenuto e incoraggiato in tutto questo lungo viaggio con tanta pazienza e soprattutto amore.

Ringrazio tanto i miei fratelli Michelangelo, Cataldo e Marcello e mia sorella Laura, le mie cognate Alida e Veronica e mio cognato Paolo che con i loro consigli e il loro esempio hanno contribuito a farmi raggiungere questo importante traguardo.

Un sentito ringraziamento va alla famiglia della mia ragazza, a mio suocero Giovanni e i miei cognati Giuseppe, Tanya e la mia cognatina Marta, per avermi confortato nelle situazioni più difficili e per avermi dato sostegno senza farmi mai perdere la speranza di andare avanti.

Ringrazio innanzitutto il mio collega e soprattutto grande amico Luciano, per aver condiviso tanti momenti felici insieme e soprattutto aver condiviso fin dal primo momento il percorso universitario.

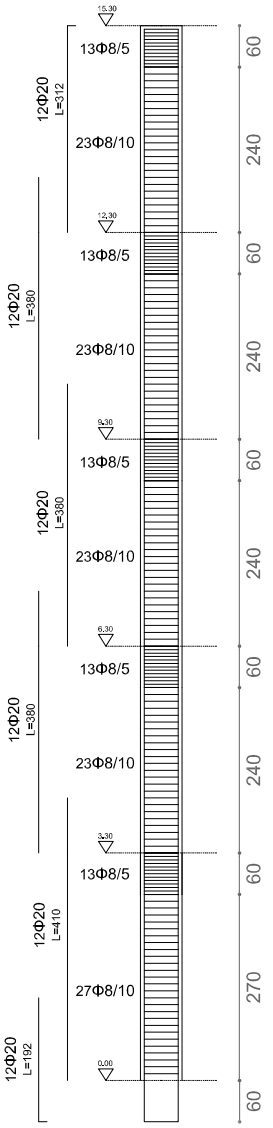
Un ringraziamento in particolare va a tutti miei colleghi universitari e amici, Davide, Ciccio, Diego, Luca, Marco, Tommaso, Nicolò, Rocco e Antonio, per aver contribuito a rendere questi anni universitari meno difficili e più divertenti.

Ringrazio con affetto i compagni di avventura della "cantina" nel percorso di stesura della tesi, Bartolomeo, Elena, Marco, Alberto e in particolare Mario, per aver reso questi mesi molto più allegri e piacevoli.

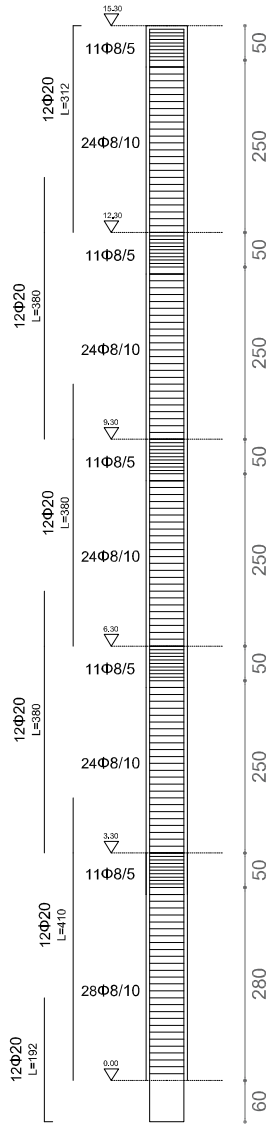
ALLEGATI

ALLEGATI

Distinta pilastri
Scala 1:100

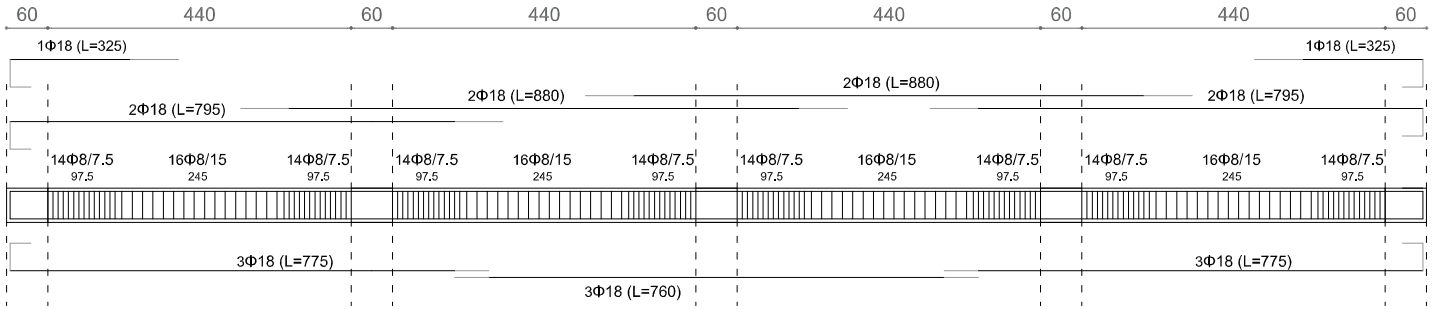


Pilastro
telaio H60

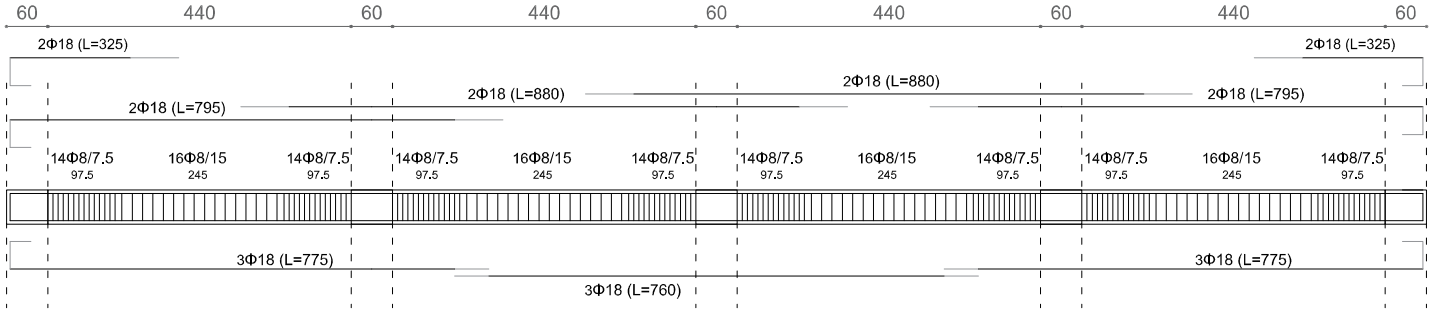


Pilastro
telaio H50

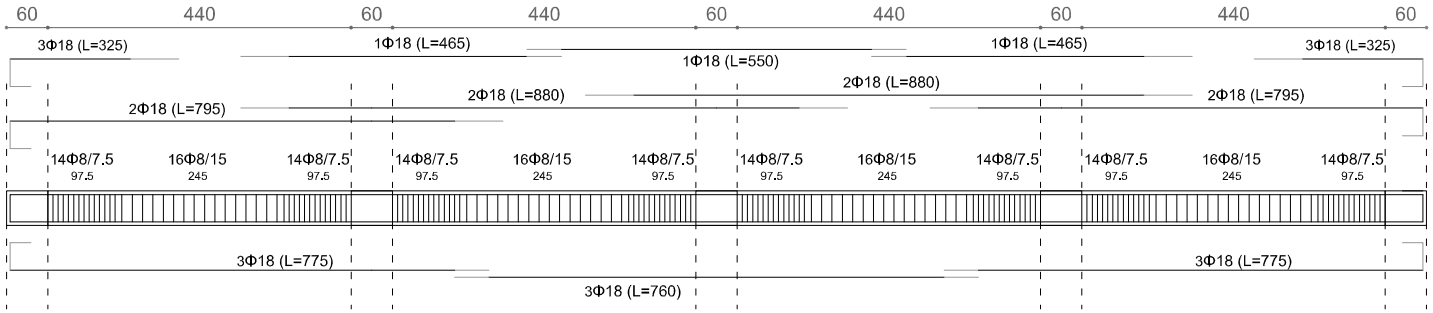
TELAIO H50
Scala 1:100



Trave
copertura

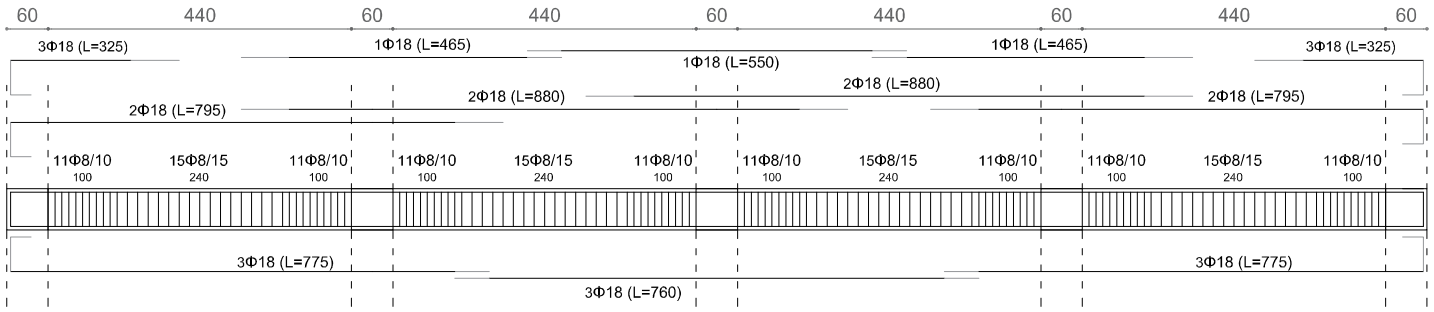


Trave
piano 4

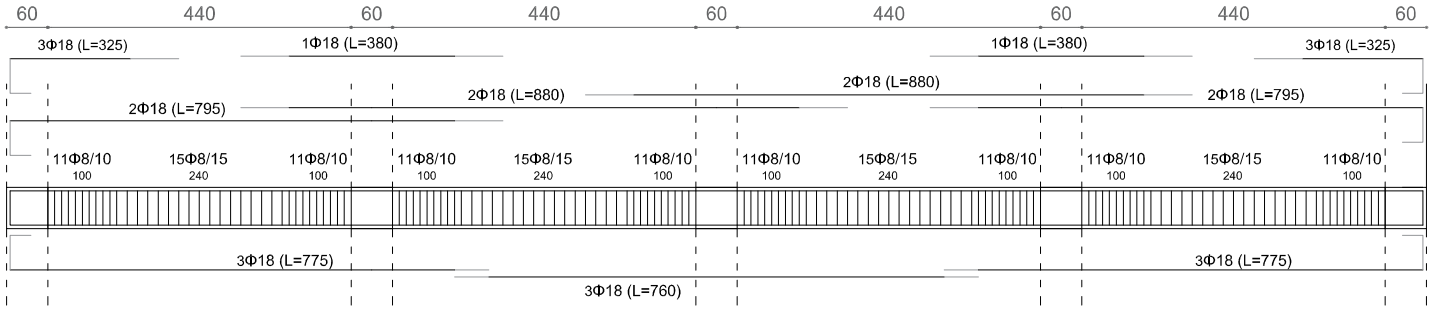


Trave
piano 1,2,3

TELAIO H60
Scala 1:100

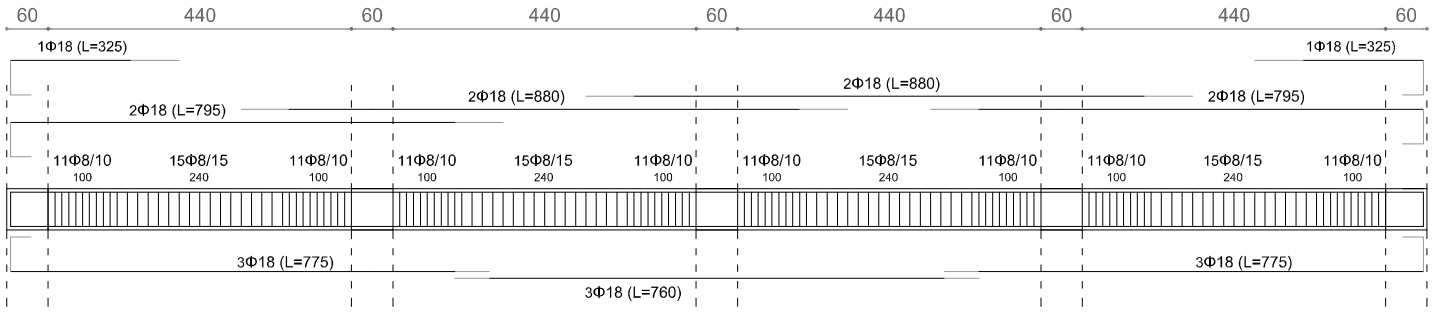


Trave
piano 2

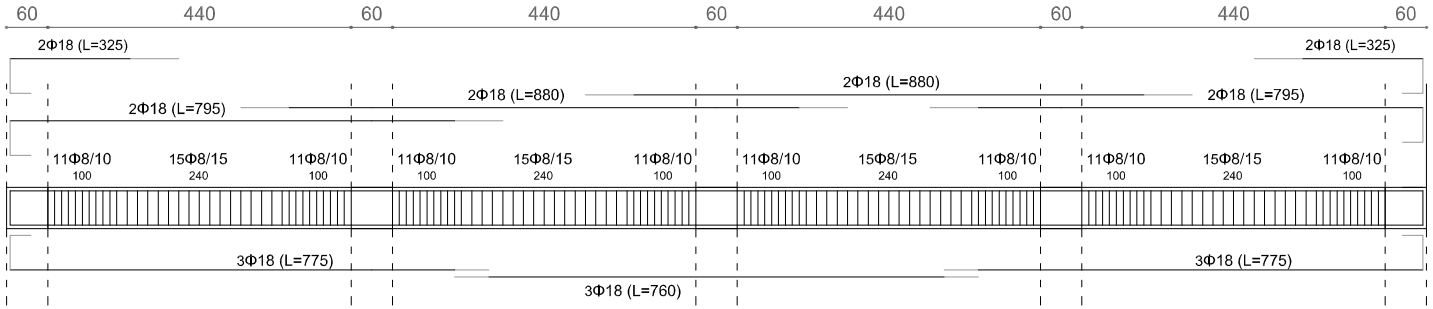


Trave
piano 1

TELAIO H60
Scala 1:100



Trave
copertura



Trave
piano 3,4