



UNIVERSITÀ
DI PAVIA

FACOLTÀ DI INGEGNERIA
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE E ARCHITETTURA
CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

TESI DI LAUREA

**IMPATTO DEL DANNEGGIAMENTO SISMICO SULL'ANALISI A CICLO DI
VITA DI UN EDIFICIO IN CEMENTO ARMATO CON TAMPONATURE IN
AAC**

Candidato: Letizia Sertori

Relatore: Prof. Ing. Andrea Penna
Correlatore: Dr. Ing. Stefano Bracchi
Correlatore: Dr. Ing. Christian Salvatori

A.A. 2025/2026

INDICE

ABSTRACT	I
SOMMARIO	III
INTRODUZIONE	1
CAPITOLO 1	3
1.1 Evoluzione della progettazione antisismica	3
1.1.1 Approccio tradizionale alla progettazione	3
1.1.2 Progettazione in capacità	3
1.1.3 Evoluzione verso approcci prestazionali	4
1.2 Sostenibilità nel settore delle costruzioni	5
1.2.1 Impatto ambientale del settore edilizio	5
1.2.2 Durabilità e ciclo di vita delle costruzioni	5
1.2.3 Relazione tra sostenibilità e sicurezza sismica	6
1.3 Ruolo delle tamponature nella risposta sismica	7
1.3.1 Influenza delle tamponature sul comportamento globale	7
1.3.2 Meccanismi di danno osservati nei terremoti	7
1.3.3 Tamponature innovative in calcestruzzo aerato autoclavato (AAC)	8
CAPITOLO 2	11
2.1 Inquadramento del progetto	11
2.1.1 Localizzazione e contesto territoriale	11
2.1.2 Obiettivo e caratteristiche generali del caso studio	11
2.1.3 Contesto normativo	11
2.2 Descrizione architettonica dell'edificio	12
2.2.1 Organizzazione degli spazi	12
2.2.2 Geometria e regolarità strutturale	13
2.2.3 Numero di piani e configurazione plano-altimetrica	14

2.2.4 Vincoli architettonici e progettuali	14
2.3 Sistema strutturale adottato	15
2.3.1 Tipologia strutturale.....	15
2.4 Materiali adottati.....	16
2.4.1 Calcestruzzo.....	16
2.4.2 Acciaio per armature.....	16
2.5 Azioni di progetto	17
2.5.1 Azioni permanenti	17
2.5.2 Sovraccarichi di esercizio	25
2.5.3 Azione della neve.....	27
2.5.4 Azione del vento	29
2.5.5 Azione sismica.....	32
2.5.6 Combinazioni delle azioni	40
2.6 Predimensionamento degli elementi strutturali	43
2.6.1 Predimensionamento dei solai	43
2.6.1.1 Predimensionamento solai interpiano e sottotetto	43
2.6.1.2 Predimensionamento solaio copertura.....	44
2.6.2 Predimensionamento elementi a sbalzo.....	45
2.6.3 Predimensionamento delle travi	46
2.6.3.1 Predimensionamento delle travi principali	46
2.6.3.2 Predimensionamento delle travi secondarie	47
2.6.4 Predimensionamento dei pilastri	47
2.6.5 Predimensionamento dei setti	48
2.7 Modellazione strutturale	49
2.7.1 Modellazione FEM	49
2.7.2 Ipotesi di modellazione.....	50
2.7.3 Implementazione delle azioni nel modello FEM.....	51

2.7.4 Combinazioni di carico.....	52
2.7.5 Analisi modale	53
2.8 Progettazione e verifica degli elementi strutturali.....	56
2.8.1 Progettazione dei solai.....	56
2.8.1.1 Geometria e schema statico	56
2.8.1.2 Analisi delle sollecitazioni.....	57
2.8.1.3 Verifiche agli stati limite.....	59
2.8.1.4 Dettagli costruttivi e armature	65
2.8.2 Progettazione degli elementi a sbalzo	70
2.8.2.1 Geometria e schema statico	70
2.8.2.2 Analisi delle sollecitazioni.....	70
2.8.2.3 Verifiche agli stati limite.....	72
2.8.2.4 Dettagli costruttivi e armature	74
2.8.3 Progettazione delle travi	76
2.8.3.1 Individuazione della trave significativa.....	76
2.8.3.2 Analisi delle sollecitazioni.....	77
2.8.3.3 Verifiche a flessione e taglio.....	78
2.8.3.4 Dettagli costruttivi e armature	82
2.8.4 Progettazione dei pilastri	86
2.8.4.1 Individuazione del pilastro significativo	86
2.8.4.2 Analisi delle sollecitazioni.....	87
2.8.4.3 Verifiche agli stati limite.....	87
2.8.4.4 Dettagli costruttivi e armature	92
2.8.5 Progettazione dei setti in c.a.	95
2.8.5.1 Individuazione del setto progettato e verifiche preliminari.....	95
2.8.5.2 Analisi delle sollecitazioni.....	97
2.8.5.3 Verifiche agli stati limite.....	99
2.8.5.4 Dettagli costruttivi e armature	103
CAPITOLO 3	109
3.1 Tamponature in calcestruzzo aerato autoclavato	109

3.1.1 Caratteristiche fisiche e meccaniche del materiale.....	109
3.1.2 Comportamento sismico delle tamponature in AAC.....	112
3.2 Modellazione numerica delle tamponature.....	115
3.2.1 Approcci di modellazione delle tamponature presenti in letteratura	115
3.2.2 Interazione telaio–tamponamento e modello a puntone equivalente	116
3.2.3 Definizione dei parametri meccanici del modello	118
3.2.3.1 Comportamento assiale delle bielle equivalenti	118
3.2.3.2 Comportamento a taglio del pannello.....	122
3.2.4 Implementazione del modello strutturale globale e gestione delle singolarità geometriche	123
3.2.4.1 Gestione delle aperture nei pannelli	124
3.2.4.2 Regolarizzazione delle tamponature su elementi a sbalzo	125
CAPITOLO 4	129
4.1 Introduzione e scelta della metodologia di analisi.....	129
4.1.1 Metodologia di analisi adottata	129
4.1.2 Selezione e scalatura degli accelerogrammi.....	130
4.2 Modellazione e calibrazione dei parametri.....	136
4.2.1 Modellazione del comportamento non lineare	136
4.2.2 Calibrazione dello smorzamento viscoso	138
4.3 Criteri di valutazione della risposta sismica.....	142
4.3.1 Definizione delle soglie di intervento per le tamponature.....	142
4.3.2 Definizione delle soglie di intervento per gli elementi strutturali in c.a.	148
4.4 Risultati delle analisi	153
4.4.1 Risultati relativi alle tamponature.....	153
4.4.2 Risultati relativi agli elementi strutturali in c.a.	156
CAPITOLO 5	161
5.1 Introduzione al Life Cycle Assessment	161

5.1.1 Principi generali della metodologia LCA.....	161
5.1.2 Applicazione del Life Cycle Assessment agli edifici	163
5.1.3 Framework normativo di riferimento	165
5.2 Obiettivi e campo di applicazione dello studio	168
5.2.1 Obiettivi dello studio	168
5.2.2 Unità funzionale, periodo di riferimento e confini del sistema	169
5.2.3 Indicatore ambientale considerato	170
5.2.4 Assunzioni e limitazioni adottate.....	171
5.3 Life Cycle Inventory dell'edificio	174
5.3.1 Quantificazione dei materiali strutturali	174
5.3.2 Quantificazione dei materiali non strutturali	176
5.3.3 Dati ambientali e Environmental Product Declarations	177
5.4 Modellazione delle fasi del ciclo di vita.....	180
5.4.1 Fase di produzione: moduli A1–A3.....	180
5.4.2 Trasporto al cantiere: modulo A4	182
5.4.3 Processo di costruzione: modulo A5	184
5.4.4 Fase d'uso: moduli B1–B7	185
5.4.4.1 Moduli B3–B5: riparazione, sostituzione e riqualificazione post-sisma	186
5.4.4.2 Modulo B6: consumo energetico operativo.....	188
5.4.5 Fine vita: moduli C1–C4	192
5.4.6 Benefici e carichi oltre i confini del sistema: modulo D	195
5.5 Integrazione del danneggiamento sismico nel modello LCA.....	197
5.5.1 Framework per l'integrazione tra risposta sismica e impatto ambientale....	197
5.5.2 Quantificazione degli interventi associati al danneggiamento sismico	198
5.5.2.1 Interventi sulle tamponature in AAC.....	199
5.5.2.2 Interventi sugli elementi strutturali in calcestruzzo armato.....	200

5.5.3 Quantificazione dell'impatto ambientale.....	205
5.5.4 Elaborazione probabilistica dell'impatto ambientale post-sisma	207
5.6 Risultati della valutazione ambientale	210
5.6.1 Bilancio ambientale del ciclo di vita dell'edificio in assenza del contributo sismico	210
5.6.2 Impatto ambientale associato al danneggiamento sismico	212
5.6.2.1 Contributo ambientale delle tamponature e degli elementi strutturali .	217
5.6.3 Whole Life Carbon e incidenza del rischio sismico	221
5.6.4 Confrontabilità con i dati di letteratura.....	224
CONCLUSIONI	227
RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	233
EPD.....	239
APPENDICE A	241
A.1 Solai.....	242
A.1.1 Solaio interpiano e di sottotetto	242
A.1.1.1 Identificazione e caratteristiche geometriche	242
A.1.1.2 Armature adottate.....	243
A.1.1.3 Verifiche SLU	243
A.1.1.4 Verifiche SLE.....	245
A.1.2 Solaio di copertura	249
A.1.2.1 Identificazione e caratteristiche geometriche	249
A.1.2.2 Armature adottate.....	249
A.1.2.3 Verifiche SLU	250
A.1.2.4 Verifiche SLE.....	251
A.2 Elementi a sbalzo	253
A.2.1 Balconi.....	253
A.2.1.1 Identificazione e caratteristiche geometriche	253
A.2.1.2 Armature adottate.....	253

A.2.1.3 Verifiche SLU	254
A.2.1.4 Verifiche SLE.....	255
A.2.2 Gronde	257
A.2.2.1 Armature adottate.....	257
A.2.2.2 Verifiche SLU	257
A.2.2.3 Verifiche SLE.....	258
A.2.2.4 Dettaglio delle armature nelle zone d'angolo	259
A.3 Travi.....	261
A.3.1 Identificazione e caratteristiche geometriche	261
A.3.2 Armature adottate.....	263
A.3.3 Verifiche SLU	267
A.3.4 Verifiche SLE.....	276
A.4 Pilastri.....	295
A.4.1 Identificazione e caratteristiche geometriche	295
A.4.2 Armature adottate.....	296
A.4.3 Verifiche SLU	297
A.5 Pareti strutturali in c.a.....	304
A.5.1 Identificazione e caratteristiche geometriche	304
A.5.2 Armature adottate.....	305
A.5.3 Verifiche SLU	305
APPENDICE B	315
B.1 Distribuzione del danno negli elementi non strutturali in AAC	315
B.2 Distribuzione del danno negli elementi strutturali in CA	320
APPENDICE C	325
C.1 Dati di dettaglio relativi ai moduli B3–B5.....	325
C.2 Impatto ambientale associato al danneggiamento sismico	344

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 - Pianta architettonica piano tipo.....	12
Figura 2 - Pianta strutturale piano tipo	13
Figura 3 - Stratigrafia pacchetto solaio interpiano	18
Figura 4 - Stratigrafia pacchetto solaio sottotetto.....	19
Figura 5 - Stratigrafia pacchetto solaio copertura	19
Figura 6 - Stratigrafia balcone	20
Figura 7 - Stratigrafia pacchetto sbalzo laterale	21
Figura 8 - Stratigrafia scala	21
Figura 9 - Stratigrafia gronda	22
Figura 10 - Stratigrafia tamponature esterne	23
Figura 11 - Stratigrafia tramezza	24
Figura 12 - Zone di carico della neve	27
Figura 13 - Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano	30
Figura 14 - (Figura 3.3.2. NTC2018) Definizione delle categorie di esposizione	31
Figura 15 - Spettri di risposta SLV e SLD.....	38
Figura 16 - Spettri di risposta utilizzati per la progettazione SLV	39
Figura 17 - Spettro di risposta SLD.....	39
Figura 18 - Pianta orditura copertura.....	45
Figura 19 - Modello tridimensionale della struttura.....	49
Figura 20 - Schematizzazione dei vincoli alla base.....	50
Figura 21 - Modellazione dei diaframmi di piano rigidi	51
Figura 22 - Prima forma modale: comportamento torsionale della struttura ($T \approx 0,28$ s)	55
Figura 23 - Seconda forma modale: traslazione prevalente in direzione Y ($T \approx 0,15$ s)	55
Figura 24 - Terza forma modale: traslazione prevalente in direzione X ($T \approx 0,11$ s).....	55
Figura 25 - Schema della sezione resistente del solaio a travetti	56
Figura 26 - Schema statico trave continua su più appoggi	56
Figura 27 - Schema statico campate perfettamente incastrate.....	57
Figura 28 - Schema statico campate semplicemente appoggiate e carichi dimezzati	57
Figura 29 - Diagramma del momento flettente schema campate incastrate.....	58
Figura 30 - Diagramma del momento flettente schema trave continua.....	58

Figura 31 - Diagramma del momento flettente schema campate appoggiate.....	58
Figura 32 - Involuppo diagramma del momento flettente.....	59
Figura 33 - Schema rappresentativo della disposizione delle armature in un travetto del solaio.....	69
Figura 34 - Schema statico di riferimento per gli elementi a sbalzo	70
Figura 35 - Diagramma del momento flettente sbalzo laterale	71
Figura 36 - Schema di disposizione delle armature negli elementi a sbalzo	75
Figura 37 - Individuazione della trave principale interna T3 nella pianta strutturale	77
Figura 38 - Diagramma involuppo del momento flettente della trave T3	77
Figura 39 - Diagramma involuppo del taglio della trave T3	78
Figura 40 - Schema di disposizione delle armature longitudinali della trave T3 piano 1	83
Figura 41 - Sezione trasversale trave T3 piano 1	85
Figura 42 - Schema di disposizione dell'armatura trasversale nella trave T3 piano 1 ...	85
Figura 43 - Individuazione del pilastro di bordo P10 nella maglia strutturale dell'impalcato	86
Figura 44 - Diagramma di interazione momento–sforzo normale troncato per i pilastri	89
Figura 45 - Diagramma di interazione taglio–sforzo normale per i pilastri	91
Figura 46 - Sezione del pilastro P10 con disposizione delle armature longitudinali	92
Figura 47 - Schema esecutivo del pilastro P10.....	94
Figura 48 - Individuazione del setto W1 nella pianta strutturale dell'edificio	95
Figura 49 - Individuazione delle pseudo-colonne nel setto W1	96
Figura 50 - (Fig.7.4.4 NTC18) Traslazione del diagramma dei momenti flettenti per strutture a parete e strutture miste.....	98
Figura 51 - Involuppo dei momenti flettenti del setto W1	99
Figura 52 - Schema disposizione armature longitudinali e trasversali setto W1.....	107
Figura 53 - Schema delle principali fasi del processo produttivo dei blocchi in AAC (Elaborazione adattata da documentazione tecnica Xella-Ytong).....	110
Figura 54 - Blocco in calcestruzzo aerato autoclavato Ytong Climagold 300 (documentazione tecnica Xella-Ytong)	111
Figura 55 - Quadro fessurativo sperimentale di una tamponatura in AAC non armata: (A) al termine della prova; (B) a un drift interpiano pari a 0,40% (Penna et al., 2007)	113

Figura 56 - Evoluzione del quadro fessurativo e della risposta isteretica di una tamponatura in AAC sottoposta ad azioni cicliche nel piano per livelli crescenti di drift interpiano (Binici et al., 2019).....	113
Figura 57 - Modelli a puntone equivalente per pannelli di tamponatura: (a) modello a singolo puntone; (b) modello a doppio puntone; (c) modello a triplo puntone (Crisafulli & Carr, 2007).....	116
Figura 58 - Schematizzazione del meccanismo resistente delle tamponature mediante puntone diagonale equivalente (adattata da Paulay & Priestley, 1992).....	117
Figura 59 - Schematizzazione del modello macroscopico a puntoni equivalenti multipli e molle di taglio (adattata da Crisafulli, 1997).....	118
Figura 60 - Legge isteretica $\inf_strut$ per la modellazione del comportamento assiale non lineare lungo la biella diagonale compressa (Rielaborazione adattata da manuale SeismoStruct)	119
Figura 61 - Riduzione progressiva dell'area efficace della biella equivalente in funzione della deformazione assiale (SeismoStruct).....	121
Figura 62 - Legge costitutiva $\inf_shear$ per la modellazione dello scorrimento a taglio della tamponatura (Rielaborazione adattata da manuale SeismoStruct)	122
Figura 63 - Vista tridimensionale del modello strutturale globale implementato nel software SeismoStruct	124
Figura 64 - Curve di hazard ottenute per i siti di Milano, Napoli e L'Aquila per differenti categorie di sottosuolo (adattata da Iervolino et al., 2018).....	132
Figura 65 - Disaggregazione della pericolosità sismica per il sito dell'Aquila relativa a periodi di ritorno pari a 475 e 100000 anni (adattata da Iervolino et al., 2018).....	133
Figura 66 - Traslazione orizzontale delle curve di hazard al variare della categoria di sottosuolo (adattata da Iervolino, 2016)	134
Figura 67 - Spettri dei 20 accelerogrammi selezionati per la striscia corrispondente a $T_R = 500$ anni	135
Figura 68 - Discretizzazione a fibre della sezione trasversale di un pilastro in c.a.	136
Figura 69 - Legame costitutivo ciclico del calcestruzzo secondo il modello di Mander et al. (1988).....	137
Figura 70 - Legame costitutivo ciclico dell'acciaio secondo il modello di Menegotto e Pinto (1973).....	137

Figura 71 - Confronto tra le curve di smorzamento di Rayleigh ottenute mediante la calibrazione adottata e una calibrazione alternativa basata sul periodo fondamentale del modello tamponato	141
Figura 72 - Schema geometrico del puntone diagonale equivalente	145
Figura 73 - Distribuzione percentuale dell'area complessiva delle tamponature in AAC nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM08	154
Figura 74 - Percentuale media dell'area complessiva delle tamponature in AAC nei diversi stati di danno in funzione della probabilità annua di superamento dell'azione sismica	155
Figura 75 - Distribuzione percentuale del volume complessivo degli elementi strutturali in c.a. nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM08	157
Figura 76 - Percentuale media del volume complessivo degli elementi strutturali in c.a. nei diversi stati di danno in funzione della probabilità annua di superamento dell'azione sismica	158
Figura 77 - Articolazione delle fasi e dei moduli del ciclo di vita di un edificio secondo la UNI EN 15978 (2012)	166
Figura 78 - Evoluzione temporale della carbon intensity della rete elettrica italiana ..	191
Figura 79 - Bilancio ambientale del ciclo di vita dell'edificio nel caso di riferimento: (a) contributo delle diverse fasi al GWP normalizzato; (b) relativa incidenza percentuale sul GWP complessivo	211
Figura 80 - Emissioni di carbonio associate agli interventi post-sisma (B3-B5) per i 20 accelerogrammi relativi al livello di intensità IM08	213
Figura 81 - Emissioni di carbonio associate agli interventi post-sisma (B3-B5) in funzione della probabilità annua di superamento	214
Figura 82 - Building Expected Loss (BEL) associato al danneggiamento sismico nel periodo di riferimento di 50 anni per il caso studio	216
Figura 83 - Confronto tra le emissioni di carbonio associate ai moduli B3–B5 per le tamponature e per gli elementi strutturali in c.a. al variare della probabilità annua di superamento	218
Figura 84 - Confronto tra tamponature ed elementi strutturali in c.a.: (a) probabilità di attivazione del contributo B3–B5; (b) severità ambientale mediana condizionata all'attivazione	220

Figura 85 - Composizione del Whole Life Carbon dell'edificio comprensivo del contributo B3-B5: (a) contributi normalizzati delle diverse fasi del ciclo di vita; (b) relativa incidenza percentuale sul WLC complessivo	222
Figura 86 - Pianta di carpenteria solaio interpiano.....	242
Figura 87 - Pianta di carpenteria solaio di sottotetto	242
Figura 88 - Pianta di carpenteria solaio di copertura.....	249
Figura 89 - Disposizione delle armature delle gronde del solaio di copertura, con dettaglio delle armature a raggiera nelle zone d'angolo	260
Figura 90 - Dettaglio delle armature a raggiera nella zona d'angolo della gronda e abaco delle barre sagomate	260
Figura 91 - Pianta nomenclatura travi piano tipo	261
Figura 92 - Pianta nomenclatura travi di copertura	262
Figura 93 - Pianta nomenclatura pilastri	295
Figura 94 - Pianta nomenclatura pareti	304
Figura 95 - Distribuzione percentuale dell'area complessiva delle tamponature in AAC nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM01	315
Figura 96 - Distribuzione percentuale dell'area complessiva delle tamponature in AAC nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM02	316
Figura 97 - Distribuzione percentuale dell'area complessiva delle tamponature in AAC nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM03	316
Figura 98 - Distribuzione percentuale dell'area complessiva delle tamponature in AAC nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM04	317
Figura 99 - Distribuzione percentuale dell'area complessiva delle tamponature in AAC nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM05	317
Figura 100 - Distribuzione percentuale dell'area complessiva delle tamponature in AAC nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM06	318
Figura 101 - Distribuzione percentuale dell'area complessiva delle tamponature in AAC nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM07	318
Figura 102 - Distribuzione percentuale dell'area complessiva delle tamponature in AAC nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM09	319
Figura 103 - Distribuzione percentuale dell'area complessiva delle tamponature in AAC nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM10	319

Figura 104 - Distribuzione percentuale del volume complessivo degli elementi strutturali in c.a. nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM01	320
Figura 105 - Distribuzione percentuale del volume complessivo degli elementi strutturali in c.a. nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM02	320
Figura 106 - Distribuzione percentuale del volume complessivo degli elementi strutturali in c.a. nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM03	321
Figura 107 - Distribuzione percentuale del volume complessivo degli elementi strutturali in c.a. nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM04	321
Figura 108 - Distribuzione percentuale del volume complessivo degli elementi strutturali in c.a. nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM05	322
Figura 109 - Distribuzione percentuale del volume complessivo degli elementi strutturali in c.a. nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM06	322
Figura 110 - Distribuzione percentuale del volume complessivo degli elementi strutturali in c.a. nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM07	323
Figura 111 - Distribuzione percentuale del volume complessivo degli elementi strutturali in c.a. nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM09	323
Figura 112 - Distribuzione percentuale del volume complessivo degli elementi strutturali in c.a. nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM10	324
Figura 113 - Emissioni di carbonio associate agli interventi post-sisma (B3-B5) per i 20 accelerogrammi relativi al livello di intensità IM01	344
Figura 114 - Emissioni di carbonio associate agli interventi post-sisma (B3-B5) per i 20 accelerogrammi relativi al livello di intensità IM02	345
Figura 115 - Emissioni di carbonio associate agli interventi post-sisma (B3-B5) per i 20 accelerogrammi relativi al livello di intensità IM03	345
Figura 116 - Emissioni di carbonio associate agli interventi post-sisma (B3-B5) per i 20 accelerogrammi relativi al livello di intensità IM04	346
Figura 117 - Emissioni di carbonio associate agli interventi post-sisma (B3-B5) per i 20 accelerogrammi relativi al livello di intensità IM05	346
Figura 118 - Emissioni di carbonio associate agli interventi post-sisma (B3-B5) per i 20 accelerogrammi relativi al livello di intensità IM06	347
Figura 119 - Emissioni di carbonio associate agli interventi post-sisma (B3-B5) per i 20 accelerogrammi relativi al livello di intensità IM07	347

Figura 120 - Emissioni di carbonio associate agli interventi post-sisma (B3-B5) per i 20 accelerogrammi relativi al livello di intensità IM09	348
Figura 121 - Emissioni di carbonio associate agli interventi post-sisma (B3-B5) per i 20 accelerogrammi relativi al livello di intensità IM10	348

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 - Stratigrafia pacchetto del solaio interpiano	17
Tabella 2 - Stratigrafia pacchetto strutturale del solaio interpiano	18
Tabella 3 - Stratigrafia pacchetto solaio sottotetto	18
Tabella 4 - Stratigrafia pacchetto solaio copertura	19
Tabella 5 - Stratigrafia pacchetto balcone	20
Tabella 6 - Stratigrafia pacchetto sbalzo laterale tamponato	20
Tabella 7 - Stratigrafia scala	21
Tabella 8 - Stratigrafia gronda	22
Tabella 9 - Stratigrafia tamponature	22
Tabella 10 - Stratigrafia tramezza.....	24
Tabella 11 - (Tabella 3.1.II. NTC18) Categorie d'uso.....	25
Tabella 12 - (Tabella 3.4.II. NTC18) Valori del coefficiente di forma	28
Tabella 13 - (Tabella 3.4.I. NTC18) Valori di CE per diverse classi di esposizione	28
Tabella 14 - (Tabella 3.3.I. NTC18) Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s	29
Tabella 15 - (Tabella 3.3.II. NTC18) Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione	30
Tabella 16 - (Tabella 3.3.III. NTC18) Classe di rugosità del terreno	31
Tabella 17 - (Tabella 2.4.I. NTC18) Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per diversi tipi di costruzioni	33
Tabella 18 - (Tabella 2.4.II. NTC18) Valori del coefficiente d'uso C_U	33
Tabella 19 - (Tabella 3.2.II. NTC18) Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato	34
Tabella 20 - (Tabella 3.2.IV. NTC18) Espressioni di S_s e C_C	35
Tabella 21 - (Tabella 3.2.III. NTC18) Categorie topografiche	35
Tabella 22 - (Tabella 3.2.V. NTC18) Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T	36
Tabella 23 - (Tabella 7.3.II. NTC18) Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD.....	37
Tabella 24 - (Tabella 2.6.I. NTC18) Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU	41

Tabella 25 - (Tabella 2.5.I. NTC18) Valori dei coefficienti di combinazione	42
Tabella 26 - Caratteristiche modali principali della struttura	54
Tabella 27 - (Tabella 4.1.IV. NTC18) Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione	65
Tabella 28 - (Tabella C4.1.II Circ. 7/2019) Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione	65
Tabella 29 - (Tabella C4.1.III Circ. 7/2019) Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione	65
Tabella 30 - (Tabella C4.1.IV. Circ. 7/2019) Copriferri minimi in mm	67
Tabella 31 - Parametri meccanici ed isteretici inseriti per la definizione della curva assiale inf_strut.....	122
Tabella 32 - Parametri meccanici ed isteretici inseriti per la definizione della curva di risposta a taglio inf_shear	123
Tabella 33 - Livelli di intensità adottati nella Multi-Stripe Analysis per il sito dell'Aquila	131
Tabella 34 - Stati di danno, soglie di drift interpiano e corrispondenti strategie di intervento adottate per le tamponature in AAC	143
Tabella 35 - Stati di danno, intervalli del DDI e corrispondenti interventi adottati per gli elementi strutturali in c.a.	149
Tabella 36 - Quantitativi di calcestruzzo e acciaio d'armatura relativi agli elementi strutturali in c.a. considerati nell'inventario	175
Tabella 37 - Quantitativi dei componenti non strutturali e di completamento considerati nell'inventario LCA.....	177
Tabella 38 - Sintesi delle fonti ambientali adottate per la caratterizzazione dei materiali considerati nell'analisi LCA.....	179
Tabella 39 - Quantitativi dei materiali, fattori di caratterizzazione e contributi al Global Warming Potential della fase di produzione A1–A3	181
Tabella 40 - Quantità di materiali trasportati e relativo contributo al Global Warming Potential (GWP) per il modulo A4, considerando una distanza di trasporto pari a 300 km	183
Tabella 41 - Fattori di caratterizzazione e contributi al Global Warming Potential associati al processo di costruzione (modulo A5)	185

Tabella 42 - Parametri climatici adottati per la valutazione del fabbisogno energetico operativo dell'edificio.....	190
Tabella 43 - Fattori di caratterizzazione del Global Warming Potential adottati per i moduli di fine vita C1–C4	193
Tabella 44 - Contributo delle diverse fasi del ciclo di vita al GWP dell'edificio nel caso di riferimento, esclusi gli interventi conseguenti al danneggiamento sismico	210
Tabella 45 - Armature longitudinali adottate per i travetti del solaio di interpiano e di sottotetto	243
Tabella 46 - Verifica a flessione allo SLU solaio interpiano e sottotetto.....	243
Tabella 47 - Verifica a taglio allo SLU solaio interpiano e sottotetto.....	244
Tabella 48 - Verifica delle tensioni di esercizio per la combinazione rara solaio interpiano e sottotetto	245
Tabella 49 - Verifica delle tensioni di esercizio per la combinazione quasi permanente solaio interpiano e sottotetto.....	246
Tabella 50 - Verifica a fessurazione per la combinazione frequente solaio interpiano e sottotetto	247
Tabella 51 - Verifica a fessurazione per la combinazione quasi permanente solaio interpiano e sottotetto	248
Tabella 52 - Armature longitudinali adottate per i travetti del solaio di copertura.....	249
Tabella 53 - Verifica a flessione allo SLU del solaio di copertura	250
Tabella 54 - Verifica a taglio allo SLU del solaio di copertura	250
Tabella 55 - Verifica delle tensioni di esercizio per la combinazione rara solaio di copertura	251
Tabella 56 - Verifica delle tensioni di esercizio per la combinazione quasi permanente solaio di copertura	251
Tabella 57 - Verifica di fessurazione per la combinazione frequente solaio di copertura	252
Tabella 58 - Verifica di fessurazione per la combinazione quasi permanente solaio di copertura	252
Tabella 59 - Caratteristiche geometriche delle sezioni dello sbalzo rastremato.....	253
Tabella 60 - Dimensionamento dell'armatura longitudinale dello sbalzo rastremato ..	253
Tabella 61 - Armature adottate nello sbalzo	254

Tabella 62 - Dettagli di ancoraggio delle armature dello sbalzo	254
Tabella 63 - Verifica a flessione allo SLU dello sbalzo rastremato	254
Tabella 64 - Verifica a taglio allo SLU dello sbalzo rastremato	255
Tabella 65 - Verifica delle tensioni di esercizio per la combinazione rara	255
Tabella 66 - Verifica delle tensioni di esercizio per la combinazione quasi permanente	255
Tabella 67 - Verifica di fessurazione per la combinazione frequente	256
Tabella 68 - Verifica di fessurazione per la combinazione quasi permanente	256
Tabella 69 - Armature adottate per le gronde della copertura	257
Tabella 70 - Verifica a flessione allo SLU della gronda da 120 cm	257
Tabella 71 - Verifica a taglio allo SLU della gronda da 120 cm	257
Tabella 72 - Verifica a flessione allo SLU della gronda da 165 cm	257
Tabella 73 - Verifica a taglio allo SLU della gronda da 165 cm	257
Tabella 74 - Verifica delle tensioni di esercizio della gronda da 120 cm – combinazione rara	258
Tabella 75 - Verifica delle tensioni di esercizio della gronda da 120 cm – combinazione quasi permanente	258
Tabella 76 - Verifica di fessurazione della gronda da 120 cm – combinazione frequente	258
Tabella 77 - Verifica di fessurazione della gronda da 120 cm – combinazione quasi permanente	258
Tabella 78 - Verifica delle tensioni di esercizio della gronda da 165 cm – combinazione rara	258
Tabella 79 - Verifica delle tensioni di esercizio della gronda da 165 cm – combinazione quasi permanente	258
Tabella 80 - Verifica di fessurazione della gronda da 165 cm – combinazione frequente	259
Tabella 81 - Verifica di fessurazione della gronda da 165 cm – combinazione quasi permanente	259
Tabella 82 - Caratteristiche geometriche e meccaniche delle travi considerate nel dimensionamento	262

Tabella 83 - Armature longitudinali adottate per la trave principale interna T3 ai diversi livelli dell'edificio	263
Tabella 84 - Armature longitudinali adottate per la trave principale T2 ai diversi livelli dell'edificio.....	263
Tabella 85 - Armature longitudinali adottate per la trave di bordo T1 ai diversi livelli dell'edificio.....	264
Tabella 86 - Armature longitudinali adottate per la trave secondaria interna T8 ai diversi livelli dell'edificio	265
Tabella 87 - Armature longitudinali adottate per la trave secondaria di bordo T7 ai diversi livelli dell'edificio	266
Tabella 88 - Armature longitudinali adottate per la trave secondaria di bordo T9 ai diversi livelli dell'edificio	266
Tabella 89 - Armatura trasversale adottata nelle travi e relativi passi di staffatura	267
Tabella 90 - Verifiche a flessione allo SLU della trave principale interna T3 ai diversi livelli dell'edificio	267
Tabella 91 - Verifiche a taglio allo SLU della trave principale interna T3 ai diversi livelli dell'edificio	268
Tabella 92 - Verifiche a flessione allo SLU della trave T2 ai diversi livelli dell'edificio	269
Tabella 93 - Verifiche a taglio allo SLU della trave T2 ai diversi livelli dell'edificio..	269
Tabella 94 - Verifiche a flessione allo SLU della trave di bordo T1 ai diversi livelli dell'edificio	270
Tabella 95 - Verifiche a taglio allo SLU della trave di bordo T1 ai diversi livelli dell'edificio	271
Tabella 96 - Verifiche a flessione allo SLU della trave secondaria interna T8 ai diversi livelli dell'edificio.....	271
Tabella 97- Verifiche a taglio allo SLU della trave secondaria interna T8 ai diversi livelli dell'edificio	272
Tabella 98 - Verifiche a flessione allo SLU della trave secondaria di bordo T7 ai diversi livelli dell'edificio.....	273
Tabella 99 - Verifiche a taglio allo SLU della trave secondaria di bordo T7 ai diversi livelli dell'edificio	274

Tabella 100 - Verifiche a flessione allo SLU della trave secondaria di bordo T9 ai diversi livelli dell'edificio.....	274
Tabella 101 - Verifiche a taglio allo SLU della trave secondaria di bordo T9 ai diversi livelli dell'edificio.....	275
Tabella 102 - Verifica delle tensioni in esercizio in combinazione rara della trave principale interna T3 ai diversi livelli dell'edificio.....	276
Tabella 103 - Verifica delle tensioni nel calcestruzzo in combinazione quasi permanente della trave principale interna T3 ai diversi livelli dell'edificio.....	276
Tabella 104 - Verifica indiretta della fessurazione in combinazione frequente della trave principale interna T3 ai diversi livelli dell'edificio.....	277
Tabella 105 - Verifica indiretta della fessurazione in combinazione quasi permanente della trave principale interna T3 ai diversi livelli dell'edificio.....	278
Tabella 106 - Verifica delle tensioni in esercizio in combinazione rara della trave principale T2 ai diversi livelli dell'edificio.....	278
Tabella 107 - Verifica delle tensioni nel calcestruzzo in combinazione quasi permanente della trave principale T2 ai diversi livelli dell'edificio.....	279
Tabella 108 - Verifica indiretta della fessurazione in combinazione frequente della trave principale T2 ai diversi livelli dell'edificio.....	280
Tabella 109 - Verifica indiretta della fessurazione in combinazione quasi permanente della trave principale T2 ai diversi livelli dell'edificio.....	280
Tabella 110 - Verifica delle tensioni in esercizio in combinazione rara della trave di bordo T1 ai diversi livelli dell'edificio.....	281
Tabella 111 - Verifica delle tensioni nel calcestruzzo in combinazione quasi permanente della trave di bordo T1 ai diversi livelli dell'edificio.....	282
Tabella 112 - Verifica indiretta della fessurazione in combinazione frequente della trave di bordo T1 ai diversi livelli dell'edificio.....	282
Tabella 113 - Verifica indiretta della fessurazione in combinazione quasi permanente della trave di bordo T1 ai diversi livelli dell'edificio.....	283
Tabella 114 - Verifica delle tensioni in esercizio in combinazione rara della trave secondaria interna T8 ai diversi livelli dell'edificio.....	284
Tabella 115 - Verifica delle tensioni nel calcestruzzo in combinazione quasi permanente della trave secondaria interna T8 ai diversi livelli dell'edificio.....	285

Tabella 116 - Verifica indiretta della fessurazione in combinazione frequente della trave secondaria interna T8 ai diversi livelli dell'edificio.....	286
Tabella 117 - Verifica indiretta della fessurazione in combinazione quasi permanente della trave secondaria interna T8 ai diversi livelli dell'edificio.....	287
Tabella 118 - Verifica delle tensioni in esercizio in combinazione rara della trave secondaria di bordo T7 ai diversi livelli dell'edificio	288
Tabella 119 - Verifica delle tensioni nel calcestruzzo in combinazione quasi permanente della trave secondaria di bordo T7 ai diversi livelli dell'edificio	289
Tabella 120 - Verifica indiretta della fessurazione in combinazione frequente della trave secondaria di bordo T7 ai diversi livelli dell'edificio	290
Tabella 121 - Verifica indiretta della fessurazione in combinazione quasi permanente della trave secondaria di bordo T7 ai diversi livelli dell'edificio	291
Tabella 122 - Verifica delle tensioni in esercizio in combinazione rara della trave secondaria di bordo T9 ai diversi livelli dell'edificio	292
Tabella 123 - Verifica delle tensioni nel calcestruzzo in combinazione quasi permanente della trave secondaria di bordo T9 ai diversi livelli dell'edificio	292
Tabella 124 - Verifica indiretta della fessurazione in combinazione frequente della trave secondaria di bordo T9 ai diversi livelli dell'edificio	293
Tabella 125 - Verifica indiretta della fessurazione in combinazione quasi permanente della trave secondaria di bordo T9 ai diversi livelli dell'edificio	294
Tabella 126 - Caratteristiche geometriche e meccaniche dei pilastri considerati nel dimensionamento.....	295
Tabella 127 - Armature longitudinali adottate per i pilastri.....	296
Tabella 128 - Armature trasversali e caratteristiche delle zone dissipative dei pilastri	296
Tabella 129 - Combinazioni maggiormente significative per la verifica a pressoflessione del pilastro P1	297
Tabella 130 - Combinazioni maggiormente significative per la verifica a pressoflessione del pilastro P2	297
Tabella 131 - Combinazioni maggiormente significative per la verifica a pressoflessione del pilastro P5	298
Tabella 132 - Combinazioni maggiormente significative per la verifica a pressoflessione del pilastro P6	298

Tabella 133 - Combinazioni maggiormente significative per la verifica a pressoflessione del pilastro P9	299
Tabella 134 - Combinazioni maggiormente significative per la verifica a pressoflessione del pilastro P10	299
Tabella 135 - Combinazioni maggiormente significative per la verifica a taglio del pilastro P1	300
Tabella 136 - Combinazioni maggiormente significative per la verifica a taglio del pilastro P2	301
Tabella 137 - Combinazioni maggiormente significative per la verifica a taglio del pilastro P5	301
Tabella 138 - Combinazioni maggiormente significative per la verifica a taglio del pilastro P6	302
Tabella 139 - Combinazioni maggiormente significative per la verifica a taglio del pilastro P9	302
Tabella 140 - Combinazioni maggiormente significative per la verifica a taglio del pilastro P10	303
Tabella 141 - Caratteristiche geometriche delle pareti strutturali	304
Tabella 142 - Armatura longitudinale delle pseudo-colonne	305
Tabella 143 - Armatura verticale e orizzontale dell'anima delle pareti	305
Tabella 144 - Combinazioni maggiormente significative per la verifica a pressoflessione delle pareti W1–W2	306
Tabella 145 - Combinazioni maggiormente significative per la verifica a pressoflessione delle pareti W3–W4	306
Tabella 146 - Combinazioni maggiormente significative per la verifica a pressoflessione della parete W5	307
Tabella 147 - Combinazioni maggiormente significative per la verifica a pressoflessione della parete W6	307
Tabella 148 - Verifica a taglio-compressione allo SLU delle pareti W1–W2 per le sezioni maggiormente significative lungo l'altezza	309
Tabella 149 - Risultati della verifica a taglio-trazione allo SLU delle pareti W1–W2	309
Tabella 150 - Verifica a scorrimento allo SLU delle pareti W1–W2 nelle sezioni maggiormente significative	309

Tabella 151 - Verifica a taglio-compressione allo SLU delle pareti W3–W4 per le sezioni maggiormente significative lungo l'altezza.....	310
Tabella 152 - Risultati della verifica a taglio-trazione allo SLU delle pareti W3–W4.	310
Tabella 153 - Verifica a scorrimento allo SLU delle pareti W3–W4 nelle sezioni maggiormente significative	310
Tabella 154 - Verifica a taglio-compressione allo SLU della parete W5 per le sezioni maggiormente significative lungo l'altezza.....	311
Tabella 155 - Risultati della verifica a taglio-trazione allo SLU della parete W5.....	311
Tabella 156 - Verifica a scorrimento allo SLU della parete W5 nelle sezioni maggiormente significative	311
Tabella 157 - Verifica a taglio-compressione allo SLU della parete W6 per le sezioni maggiormente significative lungo l'altezza.....	312
Tabella 158 - Risultati della verifica a taglio-trazione allo SLU della parete W6.....	312
Tabella 159 - Verifica a scorrimento allo SLU della parete W6 nelle sezioni maggiormente significative	312
Tabella 160 - Dati di dettaglio della quantificazione degli impatti ambientali associati al danneggiamento sismico	325

ABSTRACT

The construction sector is responsible for a significant share of resource consumption and greenhouse gas emissions, making it increasingly necessary to combine traditional structural safety requirements with an assessment of the environmental performance of buildings throughout their entire life cycle. In areas characterized by significant seismic hazard, this assessment should also consider the environmental consequences associated with earthquake-induced damage, since repair, replacement, and reconstruction activities require additional materials and resources and generate emissions that may not be explicitly considered in conventional assessments.

In this context, this thesis analyzes the influence of seismic damage on the environmental performance of a reinforced concrete residential frame building with autoclaved aerated concrete (AAC) infills, designed according to current building codes and located in L'Aquila, Italy. The main objective is to integrate the assessment of the seismic response of the building with Life Cycle Assessment (LCA), establishing a quantitative relationship between damage, intervention strategies, and the resulting carbon emissions.

For this purpose, a nonlinear numerical model of the building was developed, explicitly considering the contribution of the AAC infills. The seismic response was evaluated through nonlinear dynamic analyses using a multi-stripe approach, considering ten intensity levels and twenty ground-motion records for each level, for a total of 200 analyses. The damage states of the structural elements and infills were associated with specific repair, replacement, or reconstruction strategies, which were then converted into material quantities and related environmental impacts.

The results highlight the different contributions of the two subsystems: the AAC infills are affected by interventions at lower intensity levels and with greater frequency, whereas the structural elements, when involved, result in higher environmental impacts. The integration of the consequences associated with seismic damage into the overall assessment further shows that the contribution of post-earthquake interventions accounts for approximately 1.4% of the case study's *Whole Life Carbon*, representing a quantitatively limited contribution compared with the main life-cycle components.

The work therefore highlights how seismic performance can also influence the environmental performance of the building. The ability to limit damage can indeed reduce the need for subsequent interventions and, consequently, the consumption of new materials and the associated emissions, highlighting the value of integrating seismic resilience and environmental sustainability into the assessment of buildings throughout their service life.

SOMMARIO

Il settore delle costruzioni è responsabile di una quota significativa del consumo di risorse e delle emissioni di gas climalteranti, rendendo sempre più necessario affiancare ai tradizionali requisiti di sicurezza strutturale una valutazione delle prestazioni ambientali degli edifici lungo il loro intero ciclo di vita. Nelle aree caratterizzate da significativa pericolosità sismica, tale valutazione dovrebbe considerare anche le conseguenze ambientali associate al danneggiamento prodotto dai terremoti, poiché gli interventi di riparazione, sostituzione e ricostruzione comportano un ulteriore consumo di materiali e risorse e generano emissioni che le valutazioni convenzionali possono non rappresentare esplicitamente.

In questo contesto, il presente lavoro di tesi analizza l'influenza del danneggiamento sismico sulla prestazione ambientale di un edificio residenziale intelaiato in calcestruzzo armato con tamponature in calcestruzzo aerato autoclavato (AAC), progettato secondo le attuali normative e localizzato a L'Aquila. L'obiettivo è integrare la valutazione della risposta sismica dell'edificio con il *Life Cycle Assessment* (LCA), stabilendo una relazione quantitativa tra danneggiamento, strategie di intervento e conseguenti emissioni di carbonio.

A tale scopo, è stato sviluppato un modello numerico non lineare dell'edificio, considerando esplicitamente il contributo delle tamponature in AAC. La risposta sismica è stata valutata mediante analisi dinamiche non lineari secondo un approccio *multi-stripe*, considerando dieci livelli di intensità e venti accelerogrammi per ciascun livello, per un totale di 200 analisi. Gli stati di danno degli elementi strutturali e delle tamponature sono stati associati a specifici interventi di riparazione, sostituzione o ricostruzione, successivamente tradotti in quantità di materiali e relativi impatti ambientali.

I risultati evidenziano un differente contributo dei due sottosistemi: le tamponature in AAC risultano interessate dagli interventi a intensità inferiori e con maggiore frequenza, mentre gli elementi strutturali, quando coinvolti, determinano conseguenze ambientali più elevate. L'integrazione delle conseguenze associate al danneggiamento sismico nel bilancio complessivo mostra inoltre che il contributo degli interventi post-sisma rappresenta circa l'1,4% del *Whole Life Carbon* del caso studio, risultando quantitativamente contenuto rispetto alle principali componenti del ciclo di vita.

Il lavoro evidenzia pertanto come la prestazione sismica possa influenzare anche la prestazione ambientale dell'edificio. La capacità di limitare il danneggiamento può infatti ridurre la necessità di successivi interventi e, conseguentemente, il consumo di nuovi materiali e le emissioni associate, evidenziando l'utilità di integrare resilienza sismica e sostenibilità ambientale nella valutazione degli edifici lungo la loro vita utile.

INTRODUZIONE

Negli ultimi decenni, la crescente attenzione verso la sostenibilità ambientale e la riduzione degli impatti associati al settore delle costruzioni ha portato allo sviluppo di metodologie di progettazione orientate non soltanto alla sicurezza strutturale, ma anche alla valutazione delle prestazioni ambientali degli edifici lungo il loro intero ciclo di vita. In tale contesto, il settore edilizio rappresenta uno dei principali responsabili del consumo di risorse naturali, energia ed emissioni climalteranti, rendendo sempre più necessario l'impiego di soluzioni costruttive sostenibili e approcci integrati alla progettazione.

Parallelamente, i recenti eventi sismici hanno evidenziato come il danno agli edifici non comporti esclusivamente problematiche legate alla salvaguardia della vita umana, ma determini anche significative conseguenze economiche ed ambientali associate agli interventi di riparazione, demolizione e ricostruzione. In particolare, il danneggiamento degli elementi non strutturali, quali le tamponature, rappresenta una delle principali cause delle perdite economiche post-sisma e contribuisce in maniera significativa agli impatti ambientali complessivi dell'edificio durante il suo ciclo di vita.

In tale scenario, il presente lavoro di tesi si inserisce nell'ambito delle attività di ricerca sviluppate all'interno del progetto WP13 promosso dal Consorzio ReLUIs, in collaborazione con ASSOBETON, il Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura dell'Università di Pavia, la Fondazione EUCENTRE e la York School of Architecture.

Il lavoro rappresenta il proseguimento di una più ampia attività di ricerca dedicata allo studio del comportamento sismico e delle prestazioni ambientali di edifici realizzati con elementi in calcestruzzo aerato autoclavato (*Autoclaved Aerated Concrete*, AAC). In particolare, studi precedenti hanno analizzato edifici in muratura portante realizzati con blocchi AAC, valutandone il comportamento strutturale e gli impatti ambientali associati (Bracchi et al., 2026).

A partire da tali attività preliminari, il presente elaborato si concentra sull'analisi di un edificio intelaiato in calcestruzzo armato tamponato con pannelli in AAC, con l'obiettivo di integrare la valutazione del danno sismico all'interno dell'analisi del ciclo di vita dell'edificio. L'obiettivo principale della ricerca consiste infatti nello studio della

INTRODUZIONE

relazione tra comportamento sismico, danno strutturale e non strutturale e impatti ambientali associati agli interventi di riparazione e sostituzione post-sisma.

A tal fine, il lavoro prevede:

- la progettazione dell'edificio secondo le attuali normative antisismiche;
- la modellazione numerica degli elementi in cemento armato e tamponature in AAC;
- l'esecuzione di analisi dinamiche non lineari al passo mediante approccio multi-stripe;
- la valutazione dei livelli di danno strutturale e non strutturale;
- l'integrazione degli effetti del danno sismico nell'analisi LCA dell'edificio.

L'approccio proposto consente di sviluppare una valutazione integrata delle prestazioni sismiche ed ambientali dell'opera, evidenziando il ruolo che gli elementi non strutturali possono assumere non soltanto nella risposta sismica globale dell'edificio, ma anche nella sostenibilità complessiva del costruito lungo il suo ciclo di vita.

Infine, il presente elaborato è organizzato come segue. Il Capitolo 1 introduce i principali concetti relativi alla progettazione sismica, alla sostenibilità nel settore delle costruzioni e al ruolo delle tamponature nella risposta sismica degli edifici in calcestruzzo armato. Il Capitolo 2 descrive l'edificio oggetto di studio e le scelte progettuali adottate. Il Capitolo 3 è dedicato alla caratterizzazione e modellazione delle tamponature in AAC. Il Capitolo 4 presenta le analisi dinamiche non lineari e la discussione dei risultati ottenuti in termini di risposta e danno sismico. Il Capitolo 5 sviluppa la valutazione del ciclo di vita dell'edificio integrando gli effetti del danno sismico nell'analisi ambientale. Infine, vengono riportate le principali conclusioni e i possibili sviluppi futuri della ricerca.

CAPITOLO 1

PROGETTAZIONE SISMICA E SOSTENIBILITÀ NEL SETTORE DELLE COSTRUZIONI

1.1 Evoluzione della progettazione antisismica

1.1.1 Approccio tradizionale alla progettazione

La progettazione sismica ha subito una profonda evoluzione nel corso del tempo, guidata dall'osservazione dei danni provocati dai terremoti e dal progressivo sviluppo delle conoscenze nel campo dell'ingegneria strutturale. I primi approcci consideravano l'azione sismica come un insieme di forze orizzontali equivalenti applicate alla struttura, con l'obiettivo di garantire la resistenza degli elementi portanti senza una reale rappresentazione del comportamento dinamico dell'edificio.

Le normative più datate si basavano prevalentemente su analisi lineari elastiche e non consideravano in modo esplicito né il comportamento non lineare delle strutture né la capacità dissipativa dei materiali. Le prestazioni osservate durante numerosi eventi sismici hanno tuttavia evidenziato i limiti di tali approcci, mostrando come la sicurezza non dipenda esclusivamente dalla resistenza, ma anche dalla capacità della struttura di sviluppare deformazioni inelastiche senza perdita significativa di capacità portante.

Queste evidenze hanno portato all'introduzione di criteri progettuali orientati alla duttilità e alla dissipazione energetica, segnando il passaggio dalla tradizionale progettazione alle forze ai moderni approcci di progettazione sismica (Fardis, 2018).

1.1.2 Progettazione in capacità

A partire dagli anni Sessanta, l'ingegneria sismica ha progressivamente adottato approcci basati sul controllo del comportamento inelastico delle strutture. Le osservazioni dei danni prodotti dai terremoti hanno infatti mostrato che i collassi più gravi erano spesso associati all'attivazione di meccanismi fragili, caratterizzati da limitata capacità deformativa e improvvisa perdita di resistenza.

In questo contesto si è sviluppato il concetto di progettazione in capacità (*capacity design*), successivamente formalizzato nelle principali normative (Fardis, 2018). Tale

approccio prevede che, durante un evento sismico severo, la dissipazione di energia avvenga in specifiche zone duttili della struttura, mentre gli altri elementi mantengano un comportamento sostanzialmente elastico.

Il principio fondamentale è quello della gerarchia delle resistenze, ottenuta attraverso un'adeguata progettazione degli elementi strutturali e dei dettagli costruttivi, al fine di prevenire l'attivazione di meccanismi fragili e garantire una risposta globale controllata. Tali criteri costituiscono oggi la base delle principali normative antisismiche, tra cui Eurocodice 8 e NTC2018.

1.1.3 Evoluzione verso approcci prestazionali

L'evoluzione dell'ingegneria sismica ha progressivamente spostato l'attenzione dalla sola prevenzione del collasso alla valutazione delle prestazioni attese della struttura in relazione a differenti livelli di intensità sismica. In tale contesto, le analisi non lineari hanno assunto un ruolo centrale, consentendo di rappresentare il comportamento inelastico degli edifici e di stimare la distribuzione del danno, le richieste di spostamento e la capacità deformativa della struttura.

Lo sviluppo degli approcci prestazionali ha inoltre evidenziato l'importanza degli elementi non strutturali, che possono subire danni significativi anche in presenza di limitati danneggiamenti della struttura portante. Le moderne metodologie di analisi consentono pertanto di correlare la risposta sismica ai livelli di danno attesi e alle relative conseguenze economiche e ambientali, fornendo una base per valutazioni integrate lungo il ciclo di vita dell'edificio (Furtado et al., 2021).

1.2 Sostenibilità nel settore delle costruzioni

1.2.1 Impatto ambientale del settore edilizio

Il settore delle costruzioni rappresenta una delle principali fonti di consumo energetico, utilizzo di risorse naturali ed emissioni di gas climalteranti a livello globale. Gli impatti ambientali associati agli edifici non riguardano soltanto la fase operativa, ma interessano l'intero ciclo di vita dell'opera, dalla produzione dei materiali alla costruzione, manutenzione e dismissione finale (Cabeza et al., 2014; Chamasemani et al., 2023).

Particolarmente rilevante risulta il contributo dei materiali da costruzione, soprattutto cemento e acciaio, la cui produzione richiede elevati consumi energetici ed è responsabile di significative emissioni di anidride carbonica. In questo contesto, il calcestruzzo armato, pur essendo uno dei materiali più diffusi nel settore edilizio, presenta un impatto ambientale considerevole legato principalmente alla produzione del cemento Portland (Hájek et al., 2011).

La crescente attenzione verso la sostenibilità ha progressivamente esteso la valutazione ambientale degli edifici oltre i consumi energetici in esercizio, includendo le emissioni incorporate nei materiali (*embodied carbon*) e gli impatti associati agli interventi di manutenzione e sostituzione nel corso della vita utile dell'opera (Pomponi & Moncaster, 2016).

1.2.2 Durabilità e ciclo di vita delle costruzioni

La durabilità costituisce un elemento fondamentale della sostenibilità delle costruzioni, poiché influisce direttamente sulla vita utile dell'edificio e sulla necessità di interventi manutentivi o sostituzioni dei componenti. Una maggiore durabilità consente infatti di limitare il consumo di risorse e gli impatti ambientali associati alle attività di riparazione e manutenzione.

Per valutare tali aspetti è necessario adottare una prospettiva estesa all'intero ciclo di vita dell'opera, considerando tutte le fasi che vanno dalla produzione dei materiali fino alla gestione del fine vita. In questo ambito, la metodologia *Life Cycle Assessment* (LCA) rappresenta uno degli strumenti più diffusi per quantificare consumi energetici, emissioni di gas serra, utilizzo di risorse naturali e altri impatti ambientali associati agli edifici.

Le applicazioni dell’LCA hanno evidenziato come la valutazione ambientale di una costruzione dipenda non solo dagli impatti associati ai materiali impiegati, ma anche dalla loro vita utile e dalla conseguente necessità di interventi di manutenzione, riparazione e sostituzione nel corso del ciclo di vita dell’edificio (Cabeza et al., 2014).

1.2.3 Relazione tra sostenibilità e sicurezza sismica

La relazione tra sostenibilità e sicurezza sismica ha assunto crescente rilevanza nell’ambito dell’ingegneria delle costruzioni. I terremoti generano infatti conseguenze che vanno oltre il rischio per la vita umana, comportando costi economici e impatti ambientali associati alle attività di riparazione, demolizione e ricostruzione.

Sebbene progettazione sismica e sostenibilità siano state tradizionalmente affrontate attraverso approcci distinti, studi recenti hanno evidenziato come il danneggiamento strutturale e non strutturale possa influenzare le prestazioni ambientali dell'edificio lungo il suo ciclo di vita. Gli interventi post-sisma comportano infatti ulteriori consumi di materiali ed energia associati alle attività di riparazione e ricostruzione, oltre alla produzione e gestione dei rifiuti derivanti dalle demolizioni, determinando un contributo aggiuntivo alle emissioni incorporate dell'edificio (Belleri & Marini, 2016).

In questo contesto, gli elementi non strutturali assumono un ruolo particolarmente significativo. Le campagne di rilievo post-terremoto hanno mostrato come il danneggiamento delle tamponature possa incidere in modo rilevante sia sui costi di ripristino sia sugli impatti ambientali complessivi dell’edificio (De Risi et al., 2019; Furtado et al., 2021).

L’integrazione tra comportamento sismico e valutazione ambientale consente pertanto di analizzare congiuntamente sicurezza strutturale, danno atteso, costi di riparazione e impatti ambientali lungo l’intero ciclo di vita della costruzione.

1.3 Ruolo delle tamponature nella risposta sismica

1.3.1 Influenza delle tamponature sul comportamento globale

Le tamponature in muratura rappresentano uno degli elementi non strutturali maggiormente diffusi negli edifici intelaiati in calcestruzzo armato. Sebbene siano generalmente progettate per svolgere funzioni di separazione e chiusura dell'involucro edilizio, numerosi studi hanno evidenziato come esse interagiscano significativamente con la struttura portante durante l'azione sismica (Brodsky, 2021; Furtado et al., 2021).

La presenza delle tamponature modifica infatti la rigidezza laterale, la resistenza e le caratteristiche dinamiche dell'edificio, influenzando la distribuzione delle sollecitazioni e la risposta globale della struttura. In presenza di bassi livelli di domanda sismica, tali elementi possono contribuire ad incrementare la rigidezza e la capacità resistente del sistema. Tuttavia, distribuzioni irregolari delle tamponature in elevazione o in pianta possono favorire effetti indesiderati, quali concentrazioni di domanda, irregolarità di rigidezza e formazione di meccanismi locali.

Particolare attenzione è stata inoltre rivolta all'interazione tra pannelli di tamponamento e telaio strutturale, che può determinare incrementi locali delle sollecitazioni e favorire fenomeni quali l'effetto di colonna corta o la concentrazione delle azioni di taglio nei pilastri (Asteris et al., 2017). Per tali ragioni, le tamponature non dovrebbero essere considerate completamente indipendenti dal comportamento sismico dell'edificio, nonostante siano generalmente classificate come elementi non strutturali.

1.3.2 Meccanismi di danno osservati nei terremoti

Le osservazioni effettuate a seguito dei principali terremoti hanno evidenziato come le tamponature costituiscano uno degli elementi maggiormente vulnerabili degli edifici intelaiati. In numerosi casi, danni estesi ai pannelli di tamponamento sono stati riscontrati anche in presenza di limitati danneggiamenti della struttura portante, determinando rilevanti costi di riparazione e significative perdite di funzionalità (De Risi et al., 2019).

Tra i meccanismi di danno più frequenti rientrano le fessurazioni diagonali dovute alle azioni nel piano, generate dall'interazione tra telaio e pannello durante la deformazione laterale della struttura. Sono inoltre comuni fenomeni di schiacciamento degli angoli

compressi, scorrimento lungo i giunti di malta, distacco dal telaio e danneggiamenti localizzati in corrispondenza delle aperture.

Particolare criticità è associata ai meccanismi di collasso fuori piano, spesso correlati all'assenza di adeguati collegamenti con il telaio strutturale e alla riduzione della capacità resistente conseguente al danneggiamento nel piano. Studi sperimentali e campagne post-sisma hanno infatti mostrato come il danno nel piano possa compromettere significativamente la stabilità fuori piano delle tamponature, incrementando il rischio di collasso durante l'evento (Furtado et al., 2021).

1.3.3 Tamponature innovative in calcestruzzo aerato autoclavato (AAC)

La crescente attenzione verso l'efficienza energetica e la riduzione degli impatti ambientali ha favorito la diffusione di soluzioni innovative per le tamponature esterne. Tra queste, il calcestruzzo aerato autoclavato (Autoclaved Aerated Concrete, AAC) rappresenta una delle tecnologie più diffuse grazie alla combinazione di leggerezza, capacità isolante e ridotto impatto ambientale.

L'AAC è caratterizzato da una struttura cellulare ottenuta mediante l'introduzione di microbolle d'aria all'interno dell'impasto e dal successivo trattamento in autoclave. Tale processo consente di ottenere elementi a bassa densità e ridotta conducibilità termica, mantenendo proprietà meccaniche adeguate per applicazioni edilizie e sistemi di tamponamento.

Dal punto di vista sismico, il ridotto peso proprio dell'AAC contribuisce a limitare le forze inerziali associate all'azione sismica (Penna et al., 2016). Studi sperimentali hanno inoltre evidenziato come le tamponature in AAC interagiscano significativamente con il telaio strutturale, influenzandone rigidità, resistenza e capacità deformativa; tale risposta risulta inoltre sensibile alle specifiche caratteristiche meccaniche e costruttive del sistema di tamponamento (Binici et al., 2019)..

Le prestazioni sismiche di tali sistemi dipendono tuttavia da molteplici fattori, tra cui le caratteristiche del materiale, la geometria dei pannelli, i dettagli costruttivi e le modalità di interazione con il telaio strutturale. Diverse campagne sperimentali hanno pertanto approfondito il comportamento nel piano delle tamponature in AAC e la loro influenza sulla risposta dei telai in calcestruzzo armato (Penna et al., 2015; Schwarz et al., 2015),

CAPITOLO 1

mentre studi successivi hanno investigato anche la risposta fuori piano e l'interazione tra le due componenti di sollecitazione (Binici et al., 2019).

CAPITOLO 2

DESCRIZIONE E PROGETTAZIONE DELL'EDIFICIO

2.1 Inquadramento del progetto

2.1.1 Localizzazione e contesto territoriale

L'edificio oggetto di studio è ipoteticamente localizzato nel Comune di L'Aquila, in Italia Centrale. La scelta di tale sito non è casuale: essa risponde all'esigenza di analizzare un caso studio rappresentativo delle criticità tipiche del territorio italiano, con particolare riferimento alla progettazione strutturale in zone ad elevata pericolosità sismica. L'Aquila, caratterizzata da un'intensa attività tettonica, impone l'adozione di criteri di progettazione rigorosi, in piena conformità con la normativa vigente. Tale contesto permette lo sviluppo di un progetto strutturale realistico, particolarmente significativo ai fini della valutazione delle prestazioni attese dell'edificio lungo il suo intero ciclo di vita.

2.1.2 Obiettivo e caratteristiche generali del caso studio

L'edificio oggetto di studio è una costruzione residenziale caratterizzata da una struttura portante a telaio in calcestruzzo armato e sviluppata su tre piani fuori terra. Il caso studio è stato selezionato in quanto rappresentativo dell'edilizia residenziale contemporanea realizzata in aree a significativa pericolosità sismica. La configurazione architettonica e strutturale dell'edificio sarà descritta nel dettaglio nei paragrafi successivi.

2.1.3 Contesto normativo

La progettazione dell'edificio oggetto di studio è stata sviluppata in conformità al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 (*Norme Tecniche per le Costruzioni*, NTC 2018) e alla relativa Circolare Applicativa n. 7 del 21 gennaio 2019. Per gli aspetti non esplicitamente disciplinati dalla normativa nazionale, si è fatto riferimento alle indicazioni contenute negli Eurocodici strutturali e nei relativi documenti applicativi.

Le verifiche e le analisi riportate nei capitoli successivi sono state pertanto condotte secondo i criteri e le prescrizioni previste dalla normativa vigente, con particolare riferimento alla progettazione in zona sismica e alla valutazione della sicurezza delle strutture in calcestruzzo armato.

2.2 Descrizione architettonica dell'edificio

2.2.1 Organizzazione degli spazi

L'edificio oggetto di studio presenta una configurazione planimetrica regolare, tipica della tipologia residenziale plurifamiliare in linea. La distribuzione interna è organizzata attorno a un vano scala centrale, che costituisce il principale elemento di collegamento verticale e serve le due unità abitative disposte ai lati dell'asse mediano dell'edificio, come mostrato in Figura 1.

La configurazione distributiva evidenzia una chiara separazione tra zona giorno e zona notte. La zona giorno comprende soggiorno, pranzo e cucina, organizzati in modo da garantire continuità spaziale, buona fruibilità e adeguata illuminazione naturale. La zona notte include camere da letto e servizi igienici, distribuiti mediante un disimpegno centrale che assicura un'efficiente organizzazione dei percorsi interni.

Dal punto di vista compositivo, la pianta presenta una disposizione pressoché speculare degli ambienti rispetto al vano scala centrale, mentre la presenza di balconi lungo il prospetto principale contribuisce al miglioramento della qualità abitativa e dei rapporti aero-illuminanti degli ambienti interni.

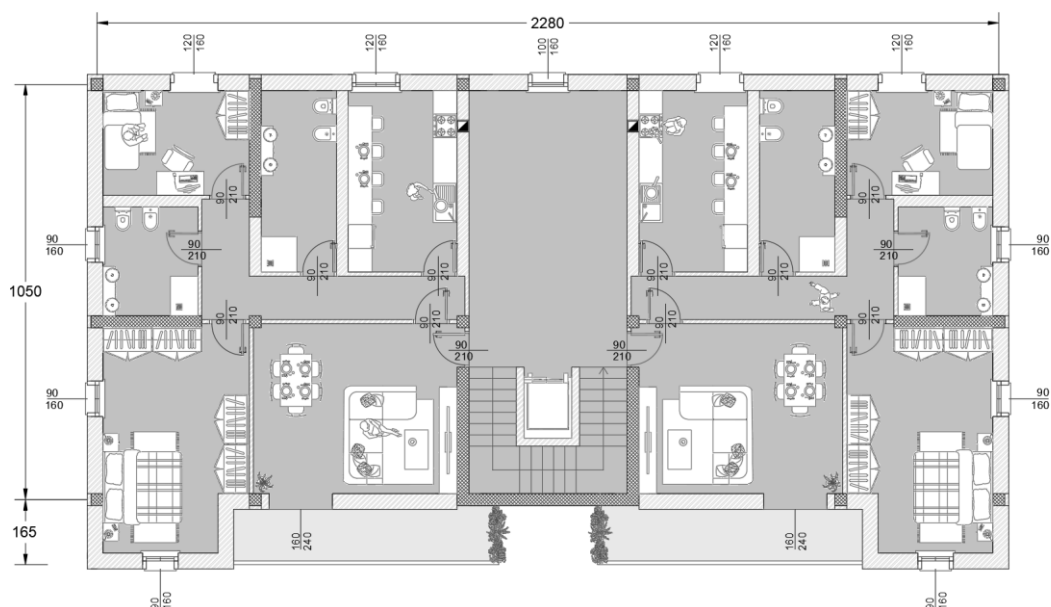


Figura 1 - Pianta architettonica piano tipo

2.2.2 Geometria e regolarità strutturale

L'edificio presenta una configurazione strutturale sostanzialmente regolare sia in pianta che in elevazione, caratterizzata da una maglia ordinata di travi e pilastri in calcestruzzo armato. Come evidenziato nella Figura 2, gli elementi verticali risultano distribuiti secondo allineamenti pressoché regolari nelle due direzioni principali, garantendo continuità agli elementi resistenti lungo l'altezza dell'edificio.

La struttura si sviluppa secondo una pianta prevalentemente rettangolare, con un vano scala centrale che costituisce un elemento significativo nella distribuzione degli spazi e della rigidezza strutturale. La disposizione dei pilastri e delle travi consente una trasmissione efficace dei carichi verticali e delle azioni orizzontali verso le fondazioni, favorendo un comportamento globale sufficientemente regolare.

Dal punto di vista plano-altimetrico, le principali discontinuità geometriche sono associate alla presenza dei balconi aggettanti lungo il prospetto principale e alla relativa distribuzione non uniforme delle tamponature.

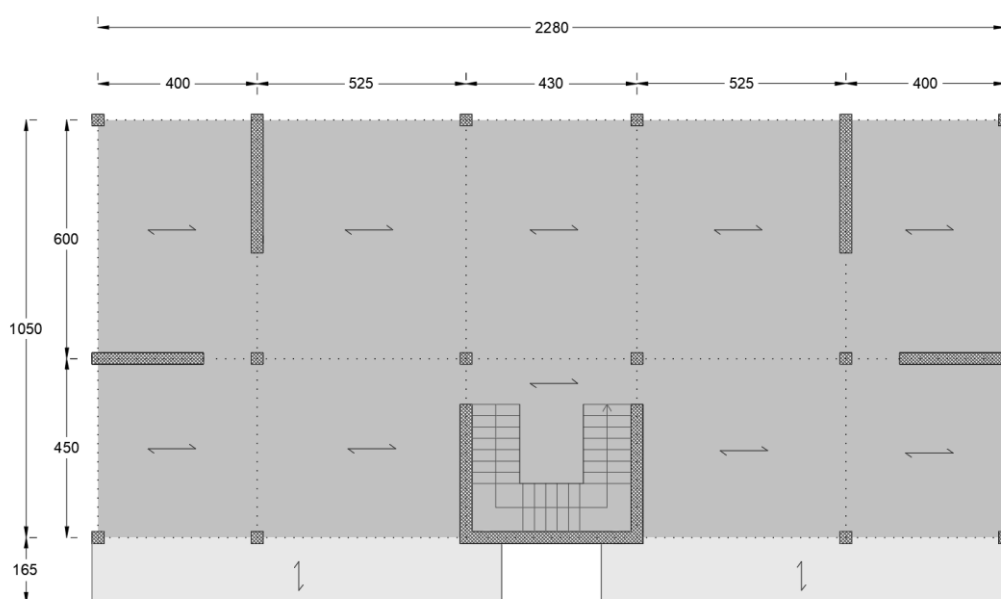


Figura 2 - Pianta strutturale piano tipo

2.2.3 Numero di piani e configurazione plano-altimetrica

L'edificio si sviluppa su tre piani fuori terra, configurandosi come una tipologia residenziale di media altezza ampiamente diffusa nel contesto edilizio italiano. Ciascun livello presenta un'altezza interpiano pari a 3,09 m, valore coerente con gli standard abitativi e compatibile con le esigenze strutturali e impiantistiche.

La configurazione plano-altimetrica è stata definita privilegiando semplicità geometrica, regolarità strutturale ed efficienza distributiva. Gli ambienti interni sono organizzati secondo uno schema funzionale regolare, caratterizzato dalla presenza di un vano scala centrale.

Per quanto riguarda gli orizzontamenti, i solai sono realizzati in laterocemento con comportamento monodirezionale e unica orditura, soluzione costruttiva largamente utilizzata nell'edilizia residenziale grazie alla semplicità esecutiva e alle buone prestazioni in termini di rigidità e resistenza.

2.2.4 Vincoli architettonici e progettuali

Le scelte progettuali adottate sono state guidate principalmente da criteri di semplicità costruttiva ed efficienza funzionale, al fine di definire un edificio rappresentativo e idoneo alle successive analisi numeriche e ambientali.

I setti in calcestruzzo armato sono stati collocati prevalentemente nella zona interna dell'edificio, lasciando libere le facciate esterne destinate all'inserimento delle tamponature in calcestruzzo aerato autoclavato (AAC). Seppur tale scelta possa essere considerata incompatibile con l'obiettivo di regolarità strutturale, risponde all'esigenza di analizzare l'influenza delle tamponature sulla risposta sismica globale della struttura, tema centrale del presente studio.

2.3 Sistema strutturale adottato

2.3.1 Tipologia strutturale

Il sistema strutturale dell'edificio è costituito da una struttura in calcestruzzo armato composta da telai di travi e pilastri integrati da setti in calcestruzzo armato. Come evidenziato nella Figura 2, i setti risultano distribuiti nelle zone interne dell'edificio secondo una configurazione pressoché simmetrica rispetto all'asse centrale della pianta, contribuendo in maniera significativa alla rigidezza laterale della struttura.

I telai sono prevalentemente deputati alla trasmissione dei carichi gravitazionali, mentre i setti assumono un ruolo rilevante nella resistenza alle azioni orizzontali, influenzando il comportamento globale dell'edificio nei confronti delle sollecitazioni sismiche. Tale configurazione rende il sistema resistente assimilabile, dal punto di vista del comportamento strutturale, a una struttura a pareti.

Gli impalcati orizzontali sono realizzati mediante solai moderni in laterocemento, a comportamento prevalentemente monodirezionale, e svolgono la funzione di diaframma rigido nel proprio piano, garantendo la ripartizione delle azioni orizzontali tra i diversi elementi resistenti verticali.

2.4 Materiali adottati

2.4.1 Calcestruzzo

Per la realizzazione degli elementi strutturali, quali travi, pilastri e pareti, è stato adottato un calcestruzzo di classe C28/35, caratterizzato da buone prestazioni meccaniche e ampiamente utilizzato nell'edilizia residenziale.

Di seguito si riportano le principali proprietà del materiale adottato:

- Resistenza caratteristica a compressione cilindrica: $f_{ck} = 28 \text{ MPa}$
- Densità: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- Coefficiente parziale di sicurezza: $\gamma_c = 1,5$
- Resistenza media a trazione: $f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,3 \cdot 28^{\frac{2}{3}} \approx 2,8 \text{ MPa}$
- Modulo elastico del calcestruzzo: $E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3} \approx 32\,000 \text{ MPa}$
con $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 36 \text{ MPa}$
- Coefficiente di dilatazione termica: $\alpha_t = 1 \cdot 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$

Il calcestruzzo è stato scelto per la sua capacità di resistere efficacemente agli sforzi di compressione, per la durabilità e per la compatibilità con le tecniche costruttive correnti.

2.4.2 Acciaio per armature

Per le armature è stato impiegato acciaio di tipo B450C, caratterizzato da elevata duttilità e adeguate prestazioni meccaniche, particolarmente idoneo per strutture in zona sismica.

Si riportano di seguito le principali proprietà meccaniche:

- Resistenza caratteristica a snervamento: $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
- Modulo elastico: $E_s = 210\,000 \text{ MPa}$
- Coefficiente parziale di sicurezza: $\gamma_s = 1,15$

Le barre utilizzate sono ad aderenza migliorata, garantendo un efficace trasferimento degli sforzi tra acciaio e calcestruzzo e contribuendo al comportamento composito della struttura.

2.5 Azioni di progetto

2.5.1 Azioni permanenti

Le azioni permanenti comprendono sia il peso proprio degli elementi strutturali sia i carichi derivanti dagli elementi non strutturali presenti nell'opera durante il normale esercizio.

Il peso proprio degli elementi strutturali è stato determinato sulla base delle caratteristiche geometriche e dei pesi specifici dei materiali impiegati, risultando implicitamente incluso nel modello di calcolo.

I carichi permanenti non strutturali sono stati valutati a partire dalla definizione delle stratigrafie dei diversi elementi costruttivi, considerando il contributo dei vari strati funzionali, quali massetti, pavimentazioni, intonaci, isolanti e componenti impiantistici. Per ciascun elemento è stato quindi determinato il corrispondente carico permanente distribuito, espresso in kN/m^2 .

Nel seguito si riportano le principali tipologie di elementi considerate, per le quali sono state definite le relative stratigrafie, unitamente alle rappresentazioni schematiche e ai valori dei carichi permanenti:

- solaio interpiano (Tabella 1, Tabella 2 – Figura 3);

Tabella 1 - Stratigrafia pacchetto del solaio interpiano

<i>Materiale</i>	<i>h</i> [m]	<i>b</i> [m]	<i>d</i> [m]	<i>γ</i> [kN/m ³]	<i>g</i> [kN/m ²]
Intonaco di gesso	0,02	-	-	13	0,20
Solaio laterocemento 20+5	0,25	1	1	-	3,29
Massetto	0,10	-	-	16	1,60
Pavimentazione	0,02	-	-	20	0,40
Incidenza tramezzi	-	1	1	-	1,20
<i>g_{1k}</i>					3,29
<i>g_{2k}</i>					3,40

CAPITOLO 2

Tabella 2 - Stratigrafia pacchetto strutturale del solaio interpiano

Materiale	<i>h</i> [m]	<i>b</i> [m]	<i>d</i> [m]	γ [kN/m³]	<i>g</i> [kN/m²]
Travetti x2	0,20	0,12x2	1	25	1,20
Soletta collaborante	0,05	1	1	25	1,25
Pignatte in laterizio x2	0,20	0,38x2	1	5,5	0,84
TOTALE					3,29

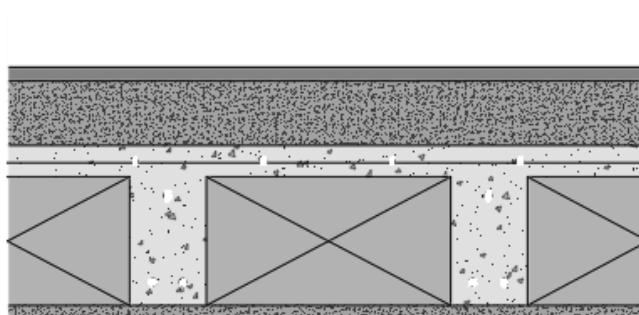


Figura 3 - Stratigrafia pacchetto solaio interpiano

- solaio di sottotetto (Tabella 3 – Figura 4);

Tabella 3 - Stratigrafia pacchetto solaio sottotetto

Materiale	<i>h</i> [m]	<i>b</i> [m]	<i>d</i> [m]	γ [kN/m³]	<i>g</i> [kN/m²]
Intonaco di gesso	0,02	-	-	13	0,26
Solaio laterocemento 20+5	0,25	1	1	-	3,29
Isolante termo-acustico	0,10	-	-	0,50	0,05
Pavimentazione	0,02	-	-	20	0,40
g_{1k}					3,29
g_{2k}					0,71

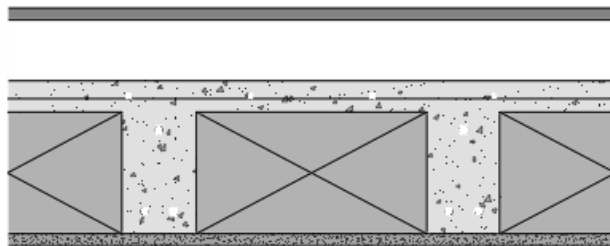


Figura 4 - Stratigrafia pacchetto solaio sottotetto

- solaio di copertura (Tabella 4 – Figura 5);

Tabella 4 - Stratigrafia pacchetto solaio copertura

Materiale	h [m]	b [m]	d [m]	γ [kN/m³]	g [kN/m²]
Solaio laterocemento 20+5	0,25	1	1	-	3,29
Guaina impermeabile	0,004	-	-	0,04	0,00016
Pacchetto tegole	0,02	-	-	-	0,60
g_{1k}					3,48
g_{2k}					0,63

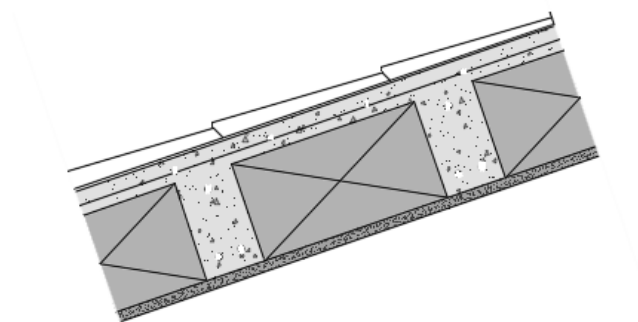


Figura 5 - Stratigrafia pacchetto solaio copertura

CAPITOLO 2

- balcone (Tabella 5 – Figura 6);

Tabella 5 - Stratigrafia pacchetto balcone

<i>Materiale</i>	<i>h</i> [m]	<i>b</i> [m]	<i>d</i> [m]	<i>Y</i> [kN/m ³]	<i>g</i> [kN/m ²]
Pavimentazione	0,02	1	1	-	0,40
Allettamento	0,02	1	1	21	0,42
Impermeabilizzazione	0,01	1	1	-	0,30
Massetto pendenze	0,05	1	1	16	0,80
Soletta	0,22	1	1	25	5,50
Intonaco calce	0,02	1	1	20	0,40
<i>g_{1k}</i>					5,50
<i>g_{2k}</i>					2,32

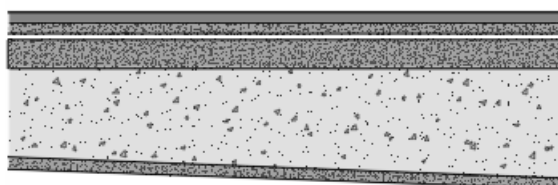


Figura 6 - Stratigrafia balcone

- sbalzo laterale tamponato (Tabella 6 – Figura 7);

Tabella 6 - Stratigrafia pacchetto sbalzo laterale tamponato

<i>Materiale</i>	<i>h</i> [m]	<i>b</i> [m]	<i>d</i> [m]	<i>Y</i> [kN/m ³]	<i>g</i> [kN/m ²]
Intonaco calce	0,02	-	-	20	0,40
Soletta	0,22	1	1	25	5,50
Massetto	0,08	-	-	16	1,28
Pavimentazione	0,02	-	-	20	0,40
<i>g_{1k}</i>					5,50
<i>g_{2k}</i>					2,08

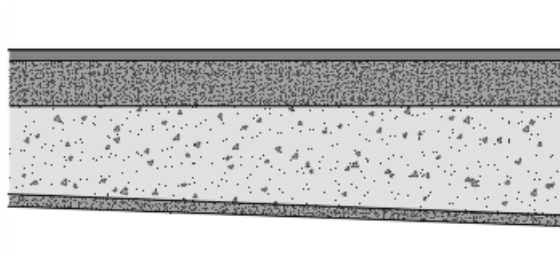


Figura 7 - Stratigrafia pacchetto sbalzo laterale

- scala (Tabella 7 – Figura 8);

Tabella 7 - Stratigrafia scala

<i>Materiale</i>	<i>h</i> [m]	<i>b</i> [m]	<i>d</i> [m]	<i>Y</i> [kN/m ³]	<i>g</i> [kN/m ²]
Gradini	-	-	-	-	2,00
Soletta	0,12	1	1	25	3,00
Intonaco	0,01	-	-	20	0,20
Pavimentazione	-	-	-	-	0,80
<i>g_{1k}</i>					5,00
<i>g_{2k}</i>					1,00

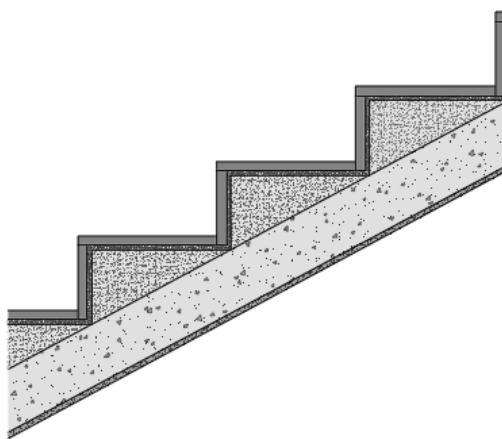


Figura 8 - Stratigrafia scala

CAPITOLO 2

- gronda (Tabella 8 – Figura 9);

Tabella 8 - Stratigrafia gronda

Materiale	h [m]	b [m]	d [m]	γ [kN/m³]	g [kN/m²]
Soletta	0,22	-	-	25	5,50
Tegole e guaina	-	-	-	-	1,00
g_{1k}					5,82
g_{2k}					1,06

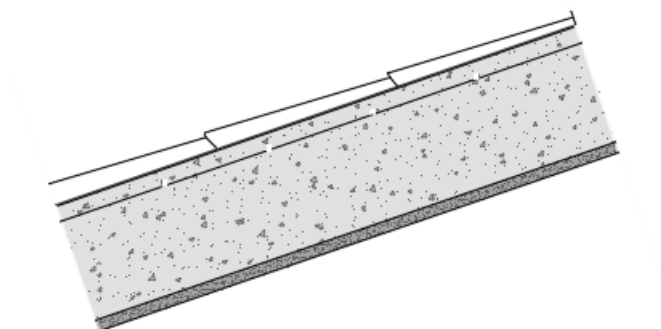


Figura 9 - Stratigrafia gronda

- tamponature esterne (Tabella 9 – Figura 10).

Tabella 9 - Stratigrafia tamponature

Materiale	h [m]	s [m]	γ [kN/m³]	g [kN/m²]	G [kN/m]
Rasatura interna	2,70	0,005	13	-	0,35
Rete in fibra di vetro	2,70	-	-	0,0016	0,004
Blocco in AAC (Climagold300)	2,70	0,40	4	-	4,32
Rete in fibra di vetro	2,70	-	-	0,0016	0,004
Rasatura esterna	2,70	0,007	10	-	0,81
TOTALE					4,69

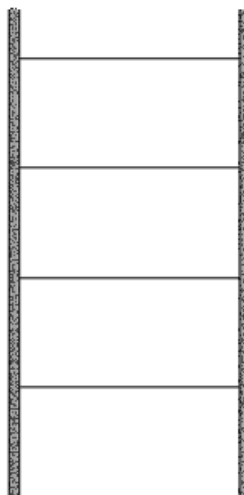


*Figura 10 - Stratigrafia
tamponature esterne*

Per ciascuna tipologia, le tabelle riportano nel dettaglio la successione degli strati costituenti, con i relativi spessori, pesi specifici e contributi al carico totale, mentre le figure associate forniscono una rappresentazione schematica della stratigrafia adottata.

Per quanto riguarda i tramezzi interni (Figura 11), il loro contributo è stato considerato in modo equivalente mediante un carico distribuito sui solai, in accordo con le indicazioni normative. In presenza di orizzontamenti dotati di adeguata capacità di ripartizione trasversale, il peso proprio degli elementi divisorii può infatti essere assimilato a un carico uniformemente distribuito, evitando la modellazione esplicita della loro posizione all'interno del modello strutturale.

Secondo quanto previsto dalla Normativa, il carico dei tramezzi può essere valutato in funzione del loro peso lineare G_2 e convertito in carico distribuito equivalente g_2 [kN/m²], assumendo valori convenzionali. In via generale:

- per elementi divisorii con $G_2 \leq 1,00$ kN/m: $g_2 = 0,40$ kN/m²;
- per $1,00 < G_2 \leq 2,00$ kN/m: $g_2 = 0,80$ kN/m²;
- per $2,00 < G_2 \leq 3,00$ kN/m: $g_2 = 1,20$ kN/m²;
- per $3,00 < G_2 \leq 4,00$ kN/m: $g_2 = 1,60$ kN/m²;
- per $4,00 < G_2 \leq 5,00$ kN/m: $g_2 = 2,00$ kN/m².

CAPITOLO 2

Nel caso in esame, i tramezzi sono realizzati mediante blocchi in calcestruzzo aerato autoclavato (AAC) tipo Y-PRO, con finitura superficiale in intonaco di gesso su entrambe le facce. La stratigrafia adottata e il relativo calcolo del peso lineare sono riportati in Tabella 10.

Tabella 10 - Stratigrafia tramezza

<i>Materiale</i>	<i>h</i> [m]	<i>s</i> [m]	<i>γ</i> [kN/m ³]	<i>g</i> [kN/m ²]	<i>G</i> [kN/m]
Intonaco di gesso	2,70	0,01	13	-	0,35
Blocco Y-PRO	2,70	0,08	6	-	1,30
Intonaco di gesso	2,70	0,01	13	-	0,35
TOTALE					2,00

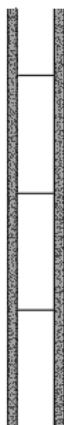


Figura 11 - Stratigrafia tramezza

Sulla base dei valori di densità e degli spessori degli strati considerati, il peso lineare del divisorio risulta pari a $G_2 = 2,00$ kN/m.

Tale valore si colloca al limite inferiore dell'intervallo $2,00 < G_2 \leq 3,00$ kN/m; in maniera cautelativa, è stato pertanto assunto il valore di carico distribuito equivalente corrispondente a tale classe, pari a $g_2 = 1,20$ kN/m².

Il carico così determinato è stato quindi applicato ai solai sotto forma di carico permanente uniformemente distribuito, consentendo di tenere conto in maniera semplificata ma cautelativa dell'effetto dei divisori interni sul comportamento globale della struttura.

2.5.2 Sovraccarichi di esercizio

I sovraccarichi di esercizio sono stati definiti in conformità alle prescrizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, con particolare riferimento alla Tabella 11, in funzione della destinazione d'uso dei diversi ambienti dell'edificio.

I valori di riferimento previsti dalla normativa sono riportati in Tabella 11, nella quale sono evidenziate le categorie d'uso adottate nel presente studio.

In particolare, per i solai interpiano ad uso residenziale (categoria A) è stato assunto un sovraccarico pari a $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$. Per il solaio di sottotetto e per la copertura, accessibili esclusivamente per operazioni di manutenzione (categoria H), è stato adottato un valore pari a $q_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$. Per scale e balconi, caratterizzati da condizioni di carico più gravose e variabili, è stato assunto un sovraccarico pari a $q_k = 4,0 \text{ kN/m}^2$.

I valori adottati risultano coerenti con la destinazione funzionale degli spazi e sono stati impiegati nella definizione delle combinazioni di carico agli stati limite.

Tabella 11 - (Tabella 3.1.II. NTC18) Categorie d'uso

<i>Cat.</i>	<i>Ambienti</i>	<i>q_k [kN/m²]</i>	<i>Q_k [kN]</i>	<i>H_k [kN/m]</i>
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Cat.C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat.C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00

CAPITOLO 2

	Cat.C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat.C4 Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat.C5 Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥4,00	≥4,00	≥2,00
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥6,00	7,00	1,00
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2x10,00	1,00
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	2x50,00	1,00
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00

	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso

2.5.3 Azione della neve

L'azione della neve sulla copertura è stata determinata in conformità alle prescrizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, con riferimento al § 3.4. In accordo con la normativa, il carico neve agente sulla copertura è stato valutato mediante la relazione:

$$q_s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot q_{sk}$$

dove q_{sk} rappresenta il carico neve al suolo, μ_i il coefficiente di forma della copertura, C_e il coefficiente di esposizione e C_t il coefficiente termico.

L'edificio è situato nel Comune dell'Aquila, ad un'altitudine pari a circa 714 m s.l.m., ricadente in Zona II secondo la classificazione normativa, riportata in Figura 12.

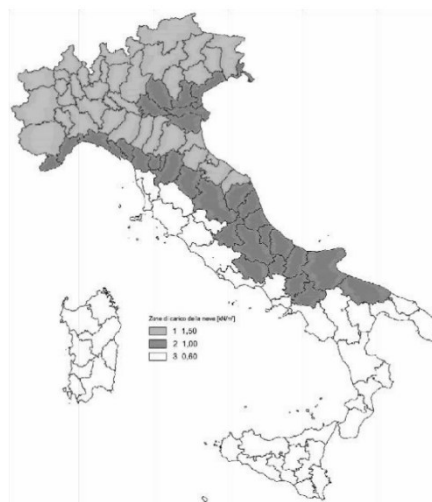


Figura 12 - Zone di carico della neve

CAPITOLO 2

Per altitudini superiori a 200 m, il carico neve al suolo è stato determinato mediante le espressioni previste dalla normativa, ottenendo un valore pari a:

$$q_{sk} = 0,85 \left[1 + \left(\frac{a_s}{481} \right)^2 \right] = 2,72 \text{ kN/m}^2$$

Per quanto riguarda i coefficienti, il coefficiente di forma μ_i è stato assunto pari a 0,8 , in accordo con i valori riportati nella Tabella 12, relativa a coperture piane o debolmente inclinate. Il coefficiente di esposizione C_e è stato assunto pari a 1, corrispondente a condizioni di esposizione normale, come indicato nella Tabella 13, mentre il coefficiente termico C_t , in assenza di specifiche valutazioni, è stato assunto pari a 1.

Tabella 12 - (Tabella 3.4.II. NTC18) Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_l	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Tabella 13 - (Tabella 3.4.I. NTC18) Valori di C_E per diverse classi di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Sostituendo i valori sopra definiti nella relazione di calcolo, si ottiene un carico neve sulla copertura pari a: $q_s = 2,18 \text{ kN/m}^2$.

Tale valore, riferito alla proiezione orizzontale della copertura, rappresenta il carico neve di progetto ed è stato utilizzato nella definizione delle combinazioni di carico agli stati limite.

2.5.4 Azione del vento

L'azione del vento è stata valutata in conformità alle prescrizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (§ 3.3), tenendo conto della localizzazione geografica del sito, della rugosità del terreno e delle caratteristiche geometriche dell'edificio.

La velocità base di riferimento v_b è stata determinata a partire dal valore al livello del mare $v_{b,0}$, fornito dalla Normativa in funzione della zona geografica (Tabella 14), mediante la relazione $v_b = v_{b,0} \cdot c_a$, dove c_a è il coefficiente di altitudine, funzione della quota del sito. Nel caso in esame, essendo il sito ubicato nel Comune dell'Aquila (Zona 3 – vedi Figura 13), si assumono i parametri $v_{b,0} = 27$ m/s, $a_0 = 500$ m e $k_s = 0,37$, come riportato in Tabella 14. Per un'altitudine del sito pari a circa 714 m s.l.m., si è dunque ottenuto un valore pari a $v_b = 31,28$ m/s.

Tabella 14 - (Tabella 3.3.1. NTC18) Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

<i>Zona</i>	<i>Descrizione</i>	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino-Alto Adige, Veneto, Friuli-Venezia Giulia (con eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,4
2	Emilia-Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola della Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola della Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32



Figura 13 - Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Assumendo un periodo di ritorno pari a 50 anni, la velocità di riferimento coincide con la velocità base. La pressione cinetica del vento è stata quindi determinata mediante la relazione $q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2$ assumendo una densità dell'aria pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$ si è ottenuto un valore pari a $611,36 \text{ N/m}^2$.

La pressione del vento agente sulle superfici è stata quindi valutata secondo la relazione normativa $p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$. Il coefficiente di esposizione c_e è funzione dell'altezza dal suolo, della categoria di esposizione e della rugosità del terreno. In particolare, esso è stato determinato sulla base dei parametri k_r , z_0 e z_{min} , assegnati dalla Tabella 15, in funzione della categoria di esposizione del sito, individuata tramite la Figura 14 e la Tabella 16 relativa alle classi di rugosità del terreno.

Tabella 15 - (Tabella 3.3.II. NTC18) Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

CAPITOLO 2

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa mare	2 km	10 km	30 km	500m	750m
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

Figura 14 - (Figura 3.3.2. NTC2018) Definizione delle categorie di esposizione

Tabella 16 - (Tabella 3.3.III. NTC18) Classe di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case muri, recinzioni, ...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

Nel caso in esame, il sito è stato assimilato alla categoria di esposizione IV, corrispondente a contesti urbani o suburbani, con classe di rugosità B. Il valore del coefficiente di esposizione adottato nel modello risulta pari a:

$$C_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] = 1,91 \text{ per } z \geq z_{min}$$

CAPITOLO 2

Il coefficiente aerodinamico c_p , dipendente dalla forma dell'edificio e dalla direzione del vento, è stato assunto pari a 1,20, mentre il coefficiente dinamico c_d , per edifici di tipologia ordinaria, è stato assunto pari a 1,00.

Sostituendo i valori sopra indicati si ottiene una pressione del vento pari a 1,40 kN/m². Ai fini dell'analisi strutturale, l'azione del vento è stata implementata nel modello numerico sviluppato in Midas Gen (MIDAS IT, 2024) mediante la definizione di specifici load cases nelle due direzioni principali (vento X e vento Y). Il carico è stato generato automaticamente dal software a partire dai parametri normativi e applicato come pressione distribuita sulle superfici esposte, che viene successivamente trasformata in forze equivalenti sugli elementi strutturali.

Tale approccio consente di rappresentare in modo realistico l'azione del vento, tenendo conto sia della distribuzione spaziale delle pressioni sia degli effetti globali sulla struttura. I carichi così definiti sono stati infine utilizzati nelle combinazioni agli stati limite per la verifica della sicurezza dell'edificio.

2.5.5 Azione sismica

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 17 gennaio 2018 “Norme tecniche per le Costruzioni” seguendo un approccio di tipo prestazionale. Questo ha richiesto la definizione di opportuni Stati Limite, per ciascuno dei quali sono state considerate specifiche quantità, quali:

- il periodo di riferimento dell'opera V_R ;
- il periodo di ritorno associato allo Stato Limite considerato T_R ;
- la pericolosità sismica di base del sito;
- le condizioni locali del terreno.

Per il caso in esame, sono stati presi in considerazione i seguenti Stati Limite:

- Stato Limite di esercizio: rappresentato dallo Stato Limite di Danno (SLD).
- Stato Limite ultimo: rappresentato dallo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV).

Ad ogni Stato Limite è associata una probabilità di superamento P_{VR} che rappresenta la probabilità che nel periodo di riferimento V_R si verifichi un evento sismico di prefissato

CAPITOLO 2

periodo di ritorno T_R . In, particolare, la probabilità di superamento a cui è stato fatto riferimento per il calcolo dell'azione sismica considerato lo Stato Limite di salvaguardia della Vita è stata presa pari al 10%.

Il periodo di riferimento V_R è stato calcolato come:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Dove la vita nominale di progetto dell'opera V_N è stata desunta dalla Tabella 17 mentre il coefficiente d'uso C_U è stato determinato in funzione della classe d'uso dell'opera come indicato nella Tabella 18.

Nel caso specifico è stata scelta una vita nominale V_N pari a 50 anni, in quanto l'opera rientra nella categoria delle costruzioni con livello prestazionale ordinario.

Tabella 17 - (Tabella 2.4.I. NTC18) Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per diversi tipi di costruzioni

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

È stato adottato un coefficiente d'uso C_U pari a 1 corrispondente alla Classe d'Uso II, adeguata per edifici residenziali.

Tabella 18 - (Tabella 2.4.II. NTC18) Valori del coefficiente d'uso C_U

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

Pertanto, il periodo di riferimento è risultato pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1 = 50 \text{ anni.}$$

CAPITOLO 2

Il periodo di ritorno T_R è stato calcolato mediante la seguente espressione:

$$T_R = \frac{-V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Dove P_{VR} è la probabilità di superamento associata allo Stato Limite considerato.

L'azione sismica di progetto è stata inoltre definita a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione, espressa in termini di:

- a_g : accelerazione orizzontale massima su suolo rigido;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro elastico in accelerazione orizzontale;
- T_C^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro elastico in accelerazione orizzontale

In assenza di specifiche indagini geologiche e geotecniche, la caratterizzazione del sito è stata effettuata mediante approccio semplificato, in conformità alle prescrizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018. In particolare, il sottosuolo è stato classificato come categoria B, rappresentativa di rocce tenere o depositi di terreni a grana grossa molto addensati o a grana fine molto consistenti, caratterizzati da un progressivo miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori della velocità equivalente delle onde di taglio compresi tra 360 m/s e 800 m/s, come riportato in Tabella 19.

Tabella 19 - (Tabella 3.2.II. NTC18) Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

CAPITOLO 2

D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Sulla base di tale classificazione, sono stati determinati i coefficienti di amplificazione stratigrafica S_S e C_C , mediante le relazioni fornite dalla Tabella 20, che esprimono l'incremento dell'azione sismica in funzione delle condizioni locali del terreno e dei parametri di pericolosità sismica di base del sito.

Tabella 20 - (Tabella 3.2.IV. NTC18) Espressioni di S_S e C_C

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Per quanto riguarda le condizioni morfologiche, il sito è stato classificato come categoria topografica T1, corrispondente a superfici pianeggianti o con pendenze limitate (inclinazione media $i \leq 15^\circ$), come indicato in Tabella 21.

Tabella 21 - (Tabella 3.2.III. NTC18) Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° i 30°
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

CAPITOLO 2

In base a tale classificazione, il coefficiente di amplificazione topografica è stato assunto pari a $S_T = 1,0$, come riportato in Tabella 22, non comportando quindi effetti di amplificazione legati alla morfologia del sito.

Tabella 22 - (Tabella 3.2.V. NTC18) Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

<i>Categoria topografica</i>	<i>Ubicazione dell'opera o dell'intervento</i>	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

I parametri sopra descritti hanno consentito la definizione dello spettro di risposta elastico in accelerazione orizzontale, che costituisce la base per la progettazione sismica dell'opera. In accordo con le prescrizioni normative, la progettazione è stata condotta agli Stati Limite Ultimi, con riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), tenendo conto del comportamento dissipativo della struttura. A tal fine, lo spettro elastico è stato ridotto mediante il fattore:

$$\eta = \frac{1}{q}$$

dove q rappresenta il fattore di comportamento, che tiene conto della capacità della struttura di dissipare energia attraverso meccanismi plastici. Il valore del fattore di comportamento è stato determinato come:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove q_0 è il valore base dipendente dalla tipologia strutturale, dalla classe di duttilità e dal materiale, ricavato dalla Tabella 23, mentre K_R è il fattore riduttivo legato alla regolarità in altezza della struttura, assunto pari a 1,0 nel caso di struttura regolare e pari a 0,8 nel caso di struttura non regolare.

CAPITOLO 2

Tabella 23 - (Tabella 7.3.II. NTC18) Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	q_0	
	CD"A"	CD"B"
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	$4,5\alpha_u/\alpha_1$	$3,0\alpha_u/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4,0\alpha_u/\alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5

Per la determinazione della tipologia strutturale, è stata analizzata la ripartizione delle azioni orizzontali tra i diversi sistemi resistenti, in conformità a quanto previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (§ 7.4.3.1). A tal fine, è stata valutata la distribuzione del taglio sismico ai vari livelli della struttura, distinguendo il contributo fornito dai telai e quello fornito dalle pareti.

Dall'analisi dei risultati del modello numerico, è emerso che la quota largamente prevalente dell'azione sismica è assorbita dalle pareti, con valori superiori al 90% del taglio totale in entrambe le direzioni principali, mentre il contributo dei telai risulta marginale. Tale comportamento evidenzia come la resistenza alle azioni orizzontali sia affidata principalmente agli elementi a parete.

Pertanto, in accordo con i criteri di classificazione previsti dalla normativa, la struttura può essere identificata come struttura a pareti, essendo la resistenza a taglio alla base fornita in misura nettamente prevalente da tali elementi.

Successivamente, è stata effettuata la verifica della regolarità in pianta, con particolare riferimento alla rigidezza torsionale, mediante il confronto tra il raggio torsionale r ed il parametro l_s , secondo il criterio normativo:

$$\frac{r^2}{l_s^2} \geq 1$$

Dall'analisi dei risultati ai diversi livelli della struttura è emerso che tale condizione non risulta soddisfatta, evidenziando una significativa deformabilità torsionale. Pertanto, in accordo con le indicazioni normative, la struttura è stata classificata come deformabile torsionalmente. Ne è conseguita la scelta di utilizzare un fattore di comportamento complessivo pari a 2,0.

Lo spettro di risposta utilizzato nelle analisi è pertanto uno spettro elastico ridotto, ottenuto mediante l'applicazione del fattore η in modo da tenere conto della capacità dissipativa della struttura.

Gli spettri di risposta sono stati determinati a partire dallo spettro elastico di progetto, riportato in Figura 15, definito sulla base dei parametri di pericolosità sismica del sito e delle caratteristiche stratigrafiche e topografiche precedentemente descritte.

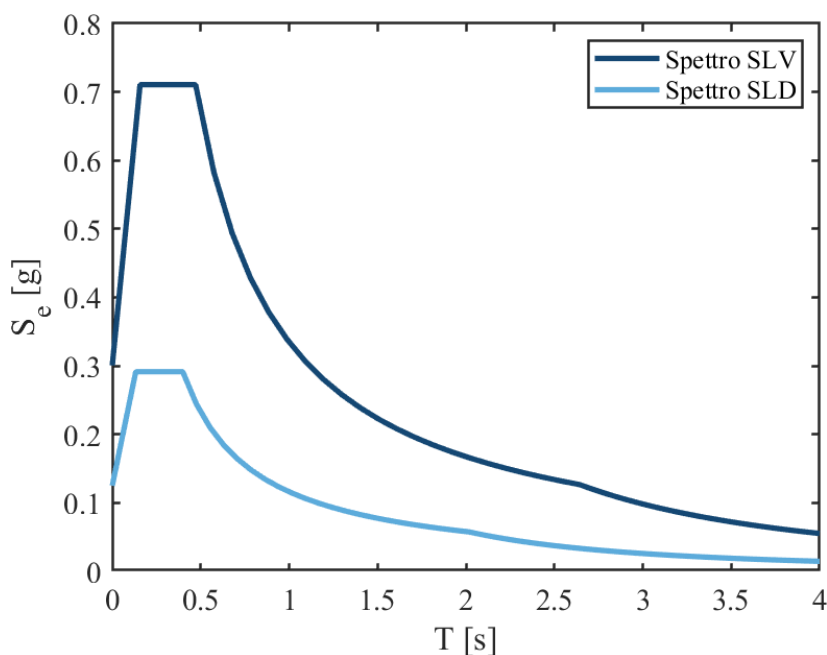


Figura 15 - Spettri di risposta SLV e SLD

Per quanto riguarda lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), lo spettro elastico è stato opportunamente ridotto mediante il fattore di comportamento q , al fine di tenere conto della capacità dissipativa della struttura. Lo spettro così ottenuto, utilizzato nelle verifiche agli stati limite ultimi, è riportato in Figura 16.

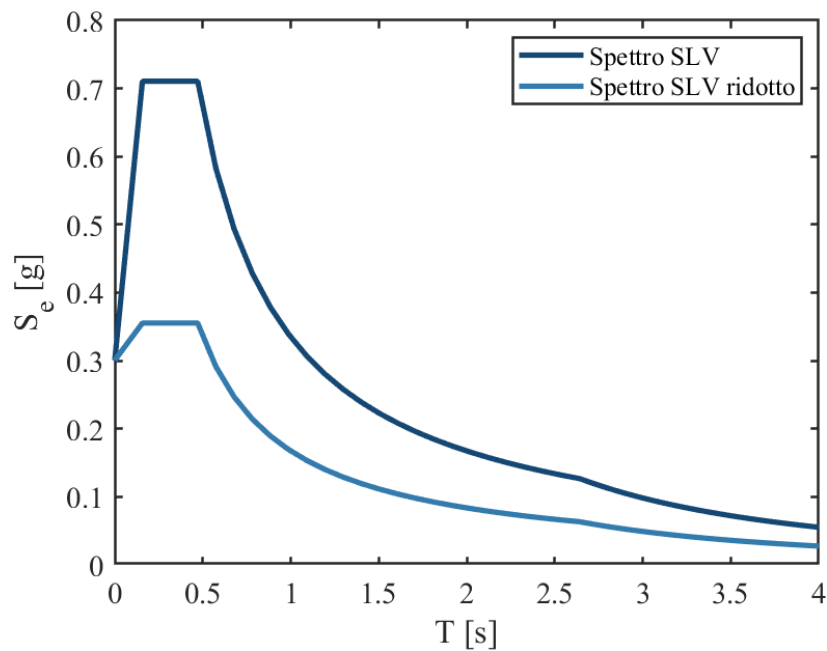


Figura 16 - Spettri di risposta utilizzati per la progettazione SLV

Per lo Stato Limite di Danno (SLD), invece, non è stata applicata alcuna riduzione dello spettro elastico, in quanto le verifiche in campo elastico richiedono di considerare la risposta strutturale senza tener conto dei fenomeni dissipativi. Lo spettro di riferimento per tale stato limite, mostrato in Figura 17 coincide pertanto con quello elastico ed è utilizzato per la valutazione delle prestazioni in esercizio.

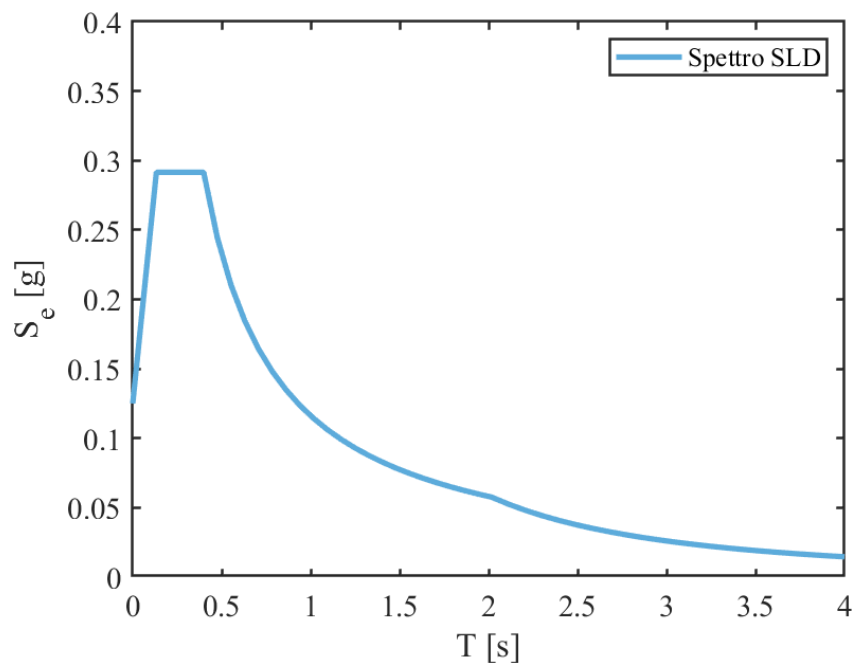


Figura 17 - Spettro di risposta SLD

2.5.6 Combinazioni delle azioni

Nella progettazione delle strutture, i carichi agenti devono essere combinati secondo quanto stabilito dalle normative vigenti, in particolare dal Capitolo 2.5.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018. Queste combinazioni tengono conto della possibilità che i carichi siano contemporaneamente presenti sulla struttura, ma non tutti al massimo della loro intensità. È infatti improbabile che i carichi variabili raggiungano simultaneamente i loro valori caratteristici, ovvero i valori che rappresentano il livello massimo con una probabilità di superamento del 5% durante il periodo di riferimento.

Per tenere conto di tale aspetto, le NTC 2018 definiscono diverse combinazioni di carico, ciascuna utilizzata in base al tipo di verifica strutturale richiesta:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli Stati Limite ultimi (SLU)

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, impiegata per gli Stati Limite di esercizio irreversibili

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, impiegata per gli Stati Limite di esercizio reversibili

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente, impiegata per gli effetti a lungo termine

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli Stati Limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

Gli effetti dell'azione sismica sono stati determinati mediante analisi modale con spettro di risposta, combinando i contributi dei singoli modi di vibrare attraverso il metodo della combinazione quadratica completa (CQC), come previsto dalla normativa:

$$E = \sqrt{\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

CAPITOLO 2

dove E_i ed E_j rappresentano gli effetti associati ai modi i e j , mentre ρ_{ij} è il coefficiente di correlazione modale.

Inoltre, in accordo con il § 7.3.10 delle NTC 2018, gli effetti delle componenti orizzontali dell'azione sismica sono stati combinati considerando le seguenti espressioni:

$$E_x + 0,3E_y; 0,3E_x + E_y$$

dove E_x ed E_y rappresentano gli effetti dell'azione sismica applicata rispettivamente lungo le due direzioni principali della struttura. Tale procedura consente di tener conto, in maniera cautelativa, della possibile contemporaneità delle azioni sismiche nelle due direzioni ortogonali.

A ciascuna di queste combinazioni sono stati applicati specifici coefficienti di combinazione, riportati nella Tabella 24, che riducono i valori delle azioni variabili per considerare la minore probabilità che queste agiscano contemporaneamente ai loro massimi valori.

Tabella 24 - (Tabella 2.6.I. NTC18) Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

<i>Categoria / Azione variabile</i>	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 dei veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,70	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	0,3	0,0

CAPITOLO 2

Neve (a quota >1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Inoltre, ai fini delle verifiche agli stati limite ultimi (SLU), sono introdotti dei coefficienti parziali di sicurezza che amplificano le azioni caratteristiche per considerare i casi sfavorevoli esclusi dalla definizione del valore caratteristico. Questi coefficienti variano dal 30% al 50%, come indicato sempre nella Tabella 25.

Tabella 25 - (Tabella 2.5.I. NTC18) Valori dei coefficienti di combinazione

		Coefficiente γ_F	<i>EQU</i>	<i>A1</i>	<i>A2</i>
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali G_2	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Un aspetto rilevante nella determinazione delle sollecitazioni è rappresentato dall'alternanza dei carichi variabili, adottata al fine di individuare le configurazioni più gravose per gli elementi strutturali. In particolare, per la valutazione dei momenti negativi sono state considerate configurazioni con carichi uniformemente distribuiti su tutte le campate, mentre per i momenti positivi sono state adottate configurazioni con carichi alternati, sia lungo la lunghezza delle travi sia tra i diversi livelli della struttura.

Infine, ai fini della progettazione, sono stati considerati i valori estremi delle sollecitazioni derivanti dalle diverse combinazioni di carico, mediante la costruzione degli involucri delle azioni interne. Tale approccio ha consentito di garantire la sicurezza e l'adeguatezza strutturale dell'opera in tutte le possibili condizioni di esercizio e di carico.

2.6 Predimensionamento degli elementi strutturali

2.6.1 Predimensionamento dei solai

Il predimensionamento degli elementi orizzontali è stato condotto al fine di definire una prima geometria strutturale coerente con le esigenze statiche, funzionali e normative. In particolare, sono stati analizzati i solai interpiano, il solaio di sottotetto e il solaio di copertura inclinata e gli elementi a sbalzo, facendo riferimento alle indicazioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17/01/2018) e della Circolare Applicativa n. 7/2019 (§ C4.1.9).

2.6.1.1 Predimensionamento solai interpiano e sottotetto

Il sistema di orizzontamento dell'edificio è costituito da solai in laterocemento a orditura monodirezionale, impiegati sia ai livelli interpiano sia in corrispondenza del sottotetto. La definizione preliminare della loro geometria è stata condotta facendo riferimento alla massima luce strutturale presente nell'organismo edilizio, pari a circa 5,25 m, assumendo che il corretto dimensionamento dei solai rivesta un ruolo fondamentale non solo ai fini della verifica resistente locale, ma anche per garantire un adeguato comportamento globale della struttura in termini di rigidezza, distribuzione delle masse e funzionamento dei diaframmi di piano.

In fase di predimensionamento è stato adottato il criterio empirico comunemente utilizzato nella pratica progettuale, che correla l'altezza del solaio alla luce libera mediante il rapporto $h \geq \frac{L}{26}$. Tale espressione conduce ad un'altezza minima pari a circa 20 cm, valore che rappresenta una prima stima della sezione necessaria per contenere le deformazioni in esercizio e assicurare adeguati livelli di rigidezza flessionale.

La configurazione definitiva è stata successivamente definita nel rispetto delle prescrizioni geometriche previste dalla normativa tecnica per i solai in laterocemento. In particolare, sono stati adottati elementi di alleggerimento con altezza $H_0 = 20$ cm e una soletta collaborante in calcestruzzo armato di spessore $s = 5$ cm, ottenendo un'altezza complessiva della sezione pari a $h = 25$ cm. Tale valore risulta superiore a quello minimo derivante dal predimensionamento preliminare e consente di incrementare la rigidezza dell'impalcato, migliorandone il comportamento deformativo sotto i carichi gravitazionali

e contribuendo alla formazione di un diaframma di piano sufficientemente rigido per la corretta ripartizione delle azioni orizzontali tra gli elementi verticali resistenti.

Per entrambe le tipologie di solaio è stata mantenuta la medesima configurazione geometrica, al fine di garantire uniformità costruttiva, semplificazione esecutiva e omogeneità delle caratteristiche meccaniche degli impalcati lungo lo sviluppo verticale dell'edificio.

L'interasse dei travetti è stato fissato pari a 50 cm, valore ampiamente consolidato nella pratica costruttiva e tale da assicurare un efficace compromesso tra capacità portante, economicità e facilità di realizzazione. La larghezza dei travetti è stata assunta pari a 12 cm, soddisfacendo sia i requisiti minimi normativi sia le esigenze di carattere resistente e costruttivo. Gli elementi di alleggerimento adottati presentano invece una larghezza di 38 cm, compatibile con l'interasse prescelto e idonea a garantire una corretta configurazione geometrica della sezione resistente.

La soluzione individuata risulta pertanto coerente con le esigenze prestazionali dell'edificio, assicurando adeguati livelli di resistenza e rigidezza, una corretta trasmissione dei carichi verticali e orizzontali e una configurazione costruttiva razionale, largamente consolidata nella progettazione di edifici residenziali in cemento armato.

2.6.1.2 Predimensionamento solaio copertura

Per il solaio di copertura inclinata è stato adottato un approccio di predimensionamento coerente con quello impiegato per i solai interpiano e di sottotetto, tenendo conto sia delle luci strutturali sia delle specifiche condizioni di carico agenti, quali peso proprio, sovraccarichi accidentali e variabili. In particolare, sulla base della luce di calcolo, è stata verificata la necessità di garantire un'altezza minima del solaio non inferiore a circa 24 cm, in accordo con i criteri empirici di proporzionamento e con le esigenze di rigidezza e resistenza.

Di conseguenza, è stata adottata una sezione con altezza complessiva pari a 25 cm, in continuità con quanto previsto per i solai interpiano, al fine di garantire uniformità costruttiva, semplificazione delle fasi esecutive e ottimizzazione dei dettagli tecnologici.

Uno schema rappresentativo della configurazione geometrica della copertura inclinata e dell'orditura resistente è riportato in Figura 18.

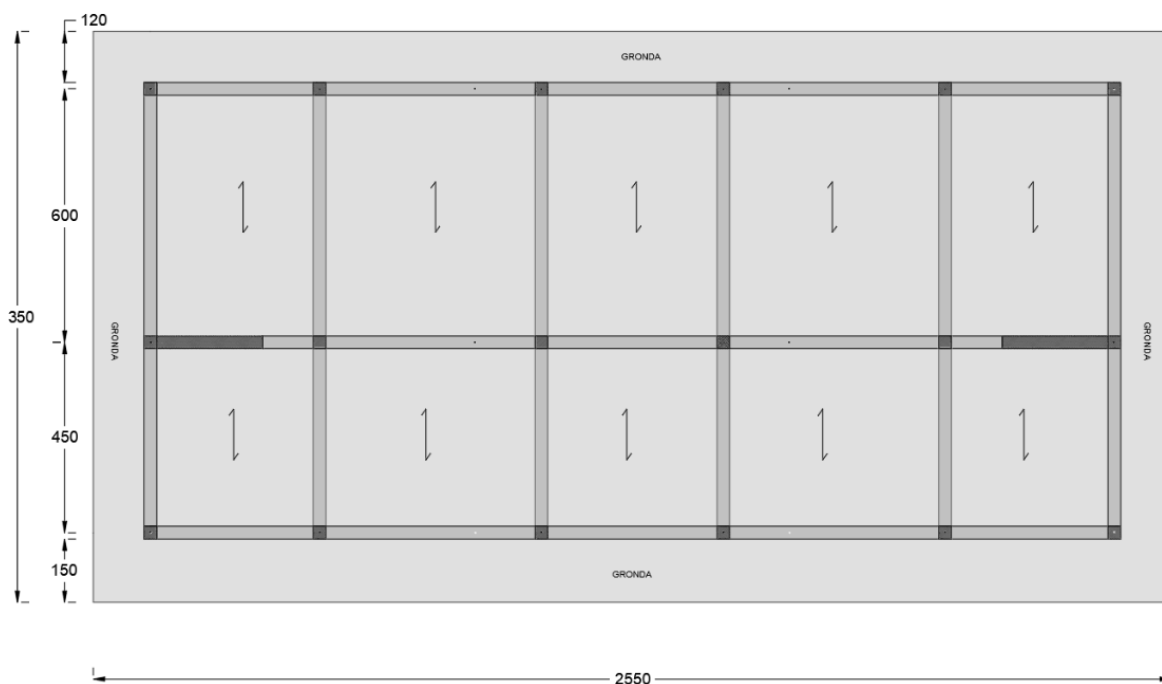


Figura 18 - Pianta orditura copertura

2.6.2 Predimensionamento elementi a sbalzo

Per gli elementi a sbalzo, quali balconi e gronde, realizzati mediante soletta piena in calcestruzzo armato, il predimensionamento è stato condotto facendo riferimento a criteri consolidati, in grado di garantire adeguati livelli di rigidità e resistenza. In particolare, l'altezza della sezione è stata valutata in funzione della luce dello sbalzo, adottando la relazione $h \geq \frac{L}{8}$.

Nel caso in esame, considerando una luce pari a $L = 1,65$ m, si ricava un'altezza minima richiesta di circa 21 cm. Sulla base di tale valore, è stata quindi adottata una sezione con altezza complessiva pari a 22 cm in grado di assicurare un comportamento strutturale adeguato nei confronti delle sollecitazioni flettenti e delle deformazioni. Inoltre, è stata prevista una sezione rastremata, scelta progettuale che consente di ridurre il peso proprio dell'elemento senza compromettere le prestazioni meccaniche, migliorando al contempo l'efficienza strutturale e l'inserimento architettonico complessivo.

2.6.3 Predimensionamento delle travi

2.6.3.1 Predimensionamento delle travi principali

Il predimensionamento delle travi principali è stato effettuato con l'obiettivo di definire una configurazione strutturale iniziale idonea alla valutazione delle rigidezze e alla successiva analisi globale della struttura. A tal fine, è stata adottata una soluzione con travi in altezza, scelta che consente di incrementare la rigidezza flessionale, facilitare il superamento di luci significative e ridurre il fabbisogno di armatura. Sebbene tale impostazione comporti un incremento dell'altezza strutturale e dei costi di cassetteria, essa risulta vantaggiosa in termini di comportamento globale e controllo delle deformazioni.

Il dimensionamento preliminare è stato condotto in funzione della luce massima delle travi, assunta pari a circa $L \approx 6,00$ m, adottando il criterio empirico:

$$h \approx \frac{L}{10} \div \frac{L}{12}$$

Da tale relazione si ricava un intervallo di altezza compreso tra circa 50 cm e 60 cm. Al fine di garantire un'adeguata rigidezza e contenere le deformazioni, è stata adottata un'altezza pari a 50 cm, che rappresenta un compromesso equilibrato tra esigenze strutturali e vincoli architettonici, in particolare per quanto riguarda l'altezza interpiano disponibile.

La base della trave è stata definita in funzione dell'altezza, assumendo un valore compreso tra $\frac{1}{2}$ e $\frac{3}{4}$ della stessa, e in coerenza con le dimensioni degli altri elementi strutturali. In particolare, è stata adottata una larghezza pari a 30 cm, uniformandola a quella dei pilastri e dei setti, al fine di semplificare le fasi esecutive e ottimizzare la disposizione delle armature.

Le travi di bordo sono state assimilate alle travi principali, in quanto soggette a condizioni di carico più gravose dovute alla presenza delle tamponature esterne e degli eventuali elementi a sbalzo. Per tale motivo, esse risultano generalmente più sollecitate rispetto alle travi interne e sono state quindi dimensionate con criteri analoghi, mantenendo la stessa sezione per garantire uniformità e regolarità strutturale.

2.6.3.2 Predimensionamento delle travi secondarie

Le travi secondarie sono state progettate con funzione prevalentemente di ripartizione dei carichi e di supporto ai solai, senza costituire gli elementi principali del sistema resistente. Per tali elementi è stata pertanto adottata una soluzione in spessore di solaio, scelta che consente di ridurre l'ingombro strutturale, semplificare le fasi esecutive e garantire la continuità con il sistema di orditura dei solai.

In coerenza con lo spessore strutturale complessivo del solaio interpiano, è stata quindi assunta una sezione pari a 30×25 cm. La scelta adottata consente di mantenere una buona efficienza costruttiva, limitando l'impatto sull'altezza utile degli ambienti e favorendo una maggiore regolarità geometrica dell'impalcato strutturale.

2.6.4 Predimensionamento dei pilastri

Il predimensionamento dei pilastri è stato effettuato in via preliminare al fine di definire le caratteristiche geometriche degli elementi verticali necessari alla successiva modellazione strutturale e alla valutazione delle rigidezze del sistema resistente. La procedura adottata è stata condotta sulla base dei criteri indicati dalle NTC 2018 per strutture in calcestruzzo armato soggette ad azione sismica.

Per il piano inferiore, maggiormente sollecitato dai carichi gravitazionali, l'azione assiale di progetto è stata stimata considerando i contributi permanenti e variabili gravanti sull'area di influenza di ciascun pilastro. In particolare, il valore dello sforzo normale agente è stato valutato mediante la relazione:

$$N_{Ed} = \sum_{p=j}^N (1,3 \cdot G_{1,p} + 1,5 \cdot G_{2,p} + 1,5 \cdot Q_{k,p}) \cdot A_{ip}$$

dove:

- $G_{1,p}$ rappresenta il peso proprio degli elementi strutturali;
- $G_{2,p}$ i carichi permanenti non strutturali;
- $Q_{k,p}$ i carichi variabili;
- A_{ip} l'area di influenza del pilastro al piano p .

Il dimensionamento preliminare della sezione è stato quindi eseguito limitando lo sforzo normale di compressione nel calcestruzzo, al fine di evitare meccanismi fragili dovuti a crisi del calcestruzzo compresso. A tal fine si è assunto il seguente criterio $A_c \geq \frac{N_{Ed}}{0,31 f_{ck}}$

equivalente alla limitazione $\nu_d = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} \leq 0,55$, in accordo con le indicazioni normative relative agli elementi in classe di duttilità bassa (CDB).

Dal punto di vista geometrico, le NTC 2018 prescrivono inoltre dimensioni minime non inferiori a 25 cm; tuttavia, al fine di garantire adeguato spazio per l'alloggiamento delle armature longitudinali e trasversali e migliorare le condizioni esecutive, è stata adottata una sezione quadrata pari a 30×30 cm.

Tale sezione è stata mantenuta costante per tutti i pilastri e per tutti i livelli dell'edificio. La scelta di utilizzare una medesima sezione lungo l'intera altezza della struttura consente di garantire continuità geometrica e regolarità nella distribuzione delle rigidezze verticali, evitando variazioni brusche di sezione che potrebbero introdurre discontinuità nel comportamento strutturale. Inoltre, l'adozione di una geometria uniforme semplifica sia le fasi esecutive sia la modellazione numerica della struttura.

2.6.5 Predimensionamento dei setti

Per quanto riguarda le pareti strutturali in c.a., non è stato eseguito un vero e proprio predimensionamento basato sulle sollecitazioni agenti, ma sono state adottate considerazioni progettuali finalizzate alla definizione preliminare della geometria degli elementi resistenti verticali.

In particolare, la scelta dello spessore dei setti è stata effettuata nel rispetto delle prescrizioni riportate al § 7.4.6.1.4 delle NTC 2018, secondo cui lo spessore delle pareti deve essere non inferiore al valore massimo tra 15 cm e $\frac{h_{int}}{20}$, dove h_{int} rappresenta l'altezza libera di interpiano. Sulla base di tali indicazioni normative e in coerenza con la configurazione geometrica adottata per gli altri elementi strutturali, è stato assunto uno spessore dei setti pari a 30 cm.

Tale valore risulta inoltre coerente con le dimensioni adottate per travi e pilastri, garantendo uniformità geometrica e continuità costruttiva tra i diversi elementi del sistema resistente.

2.7 Modellazione strutturale

2.7.1 Modellazione FEM

La modellazione strutturale dell'edificio al fine della determinazione delle azioni necessarie per il progetto degli elementi strutturali è stata sviluppata mediante il software agli elementi finiti Midas Gen (MIDAS IT, 2024), ampiamente utilizzato nell'ambito dell'analisi e della progettazione di strutture civili in calcestruzzo armato. Il modello numerico è stato realizzato adottando una schematizzazione tridimensionale, al fine di rappresentare il comportamento globale della struttura sotto l'azione dei carichi gravitazionali e delle azioni orizzontali.

La discretizzazione agli elementi finiti è stata effettuata mediante la modellazione dei principali elementi strutturali dell'edificio, costituiti da travi, pilastri e setti in calcestruzzo armato. In particolare, travi e pilastri sono stati rappresentati mediante elementi monodimensionali di tipo *beam*, caratterizzati da proprietà di rigidezza assiale, flessionale e torsionale, idonei alla rappresentazione del comportamento dei telai resistenti. I setti in calcestruzzo armato sono stati invece modellati mediante elementi bidimensionali di tipo *wall*, in grado di descrivere il comportamento delle pareti strutturali e il loro contributo alla rigidezza e alla resistenza globale dell'edificio, in particolare nei confronti delle azioni orizzontali.

L'impiego combinato di elementi *beam* ed elementi *wall* ha consentito di ottenere un modello FEM, mostrato in Figura 19, rappresentativo del sistema resistente reale, caratterizzato dalla presenza congiunta di telai e pareti in calcestruzzo armato.

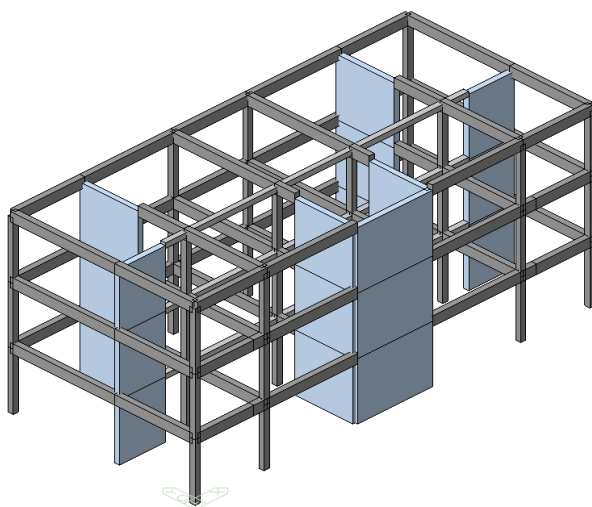


Figura 19 - Modello tridimensionale della struttura

2.7.2 Ipotesi di modellazione

Il modello numerico è stato definito adottando una serie di ipotesi di modellazione volte a rappresentare in modo semplificato ma significativo il comportamento reale della struttura. Tali ipotesi riguardano in particolare le condizioni al contorno, la schematizzazione degli impalcati e la distribuzione delle masse.

Per quanto riguarda i vincoli alla base, la struttura è stata schematizzata assumendo un incastro perfetto, ipotizzando che le fondazioni siano infinitamente rigide rispetto alla sovrastruttura. Tale scelta consente di trascurare le deformazioni del terreno e di concentrarsi esclusivamente sulla risposta della struttura in elevazione. La configurazione dei vincoli adottata nel modello è illustrata in Figura 20.

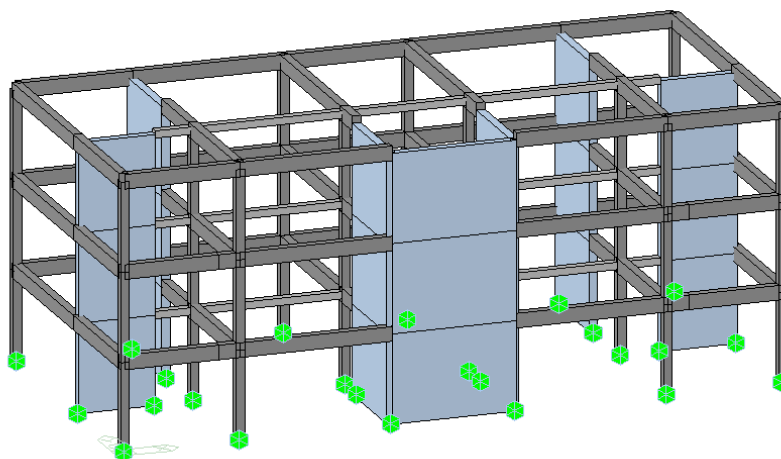


Figura 20 - Schematizzazione dei vincoli alla base

Gli impalcati sono stati modellati assumendo un comportamento rigido nel proprio piano, mediante l'introduzione di vincoli di diaframma rigido. Questa ipotesi implica che tutti i nodi appartenenti allo stesso livello presentino gli stessi spostamenti nel piano orizzontale, consentendo una corretta distribuzione delle azioni sismiche tra gli elementi resistenti verticali. La schematizzazione dei diaframmi di piano è rappresentata in Figura 21.

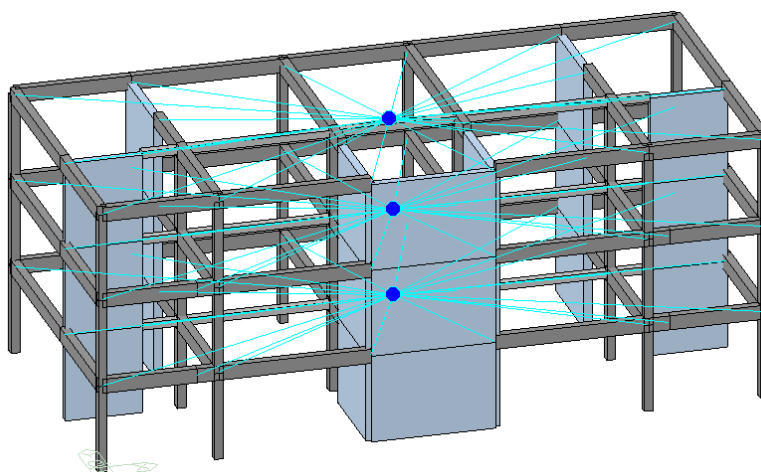


Figura 21 - Modellazione dei diaframmi di piano rigidi

Dal punto di vista dinamico, le masse sono state concentrate a livello degli impalcati (*lumped masses*), attribuendo ai nodi di piano le proprietà inerziali associate ai carichi gravitazionali.

Le ipotesi adottate risultano in linea con le comuni pratiche di modellazione per edifici in calcestruzzo armato e permettono di ottenere un modello numerico affidabile, in grado di descrivere in modo efficace il comportamento globale della struttura sotto azioni statiche e dinamiche.

2.7.3 Implementazione delle azioni nel modello FEM

Le azioni agenti sulla struttura, definite nel Paragrafo 2.5 in accordo con le prescrizioni normative vigenti, sono state implementate nel modello agli elementi finiti mediante specifiche modalità di applicazione, coerenti con la schematizzazione adottata. In questa fase, l'attenzione è stata posta non tanto sulla quantificazione dei carichi, quanto sulla loro corretta distribuzione all'interno del modello strutturale.

I carichi verticali, comprendenti il peso proprio degli elementi strutturali, i carichi permanenti non strutturali e i sovraccarichi di esercizio, sono stati applicati principalmente agli impalcati mediante il comando di assegnazione dei carichi superficiali (*floor load*). Tali carichi sono stati distribuiti automaticamente sugli elementi portanti in funzione delle aree di influenza, garantendo una ripartizione coerente con il comportamento reale della struttura. Il peso proprio è stato invece considerato

automaticamente dal software sulla base delle proprietà dei materiali e delle sezioni assegnate.

I carichi dovuti alle tamponature sono stati modellati come carichi lineari applicati alle travi perimetrali. Questa schematizzazione consente di rappresentare in modo semplificato ma efficace l'azione gravitazionale delle chiusure verticali, trasferendo il loro peso agli elementi strutturali effettivamente responsabili del loro sostegno.

L'azione del vento è stata modellata come insieme di forze equivalenti applicate ai vari livelli della struttura, derivanti dalla trasformazione delle pressioni agenti sulle superfici esterne. Le forze sono state distribuite nei nodi di piano lungo le direzioni principali, in modo da riprodurre l'effetto globale del vento sull'edificio e la conseguente trasmissione delle azioni agli elementi resistenti.

Per quanto riguarda l'azione sismica, la modellazione è stata condotta in coerenza con l'approccio dinamico adottato. Le masse sismiche sono state definite a partire dai carichi gravitazionali, considerando i coefficienti di combinazione previsti dalla normativa, e sono state concentrate a livello degli impalcati in accordo con l'ipotesi di diaframma rigido.

Le forze sismiche sono state quindi applicate ai centri di massa dei diversi livelli, nelle direzioni principali della struttura, sia nell'ambito dell'analisi statica equivalente sia nell'analisi dinamica modale mediante spettro di risposta. Tale procedura consente di rappresentare in modo corretto la distribuzione delle azioni inerziali lungo l'altezza dell'edificio e la loro interazione con il sistema resistente.

Nel complesso, le modalità di implementazione adottate permettono di garantire una rappresentazione coerente delle azioni nel modello numerico, assicurando l'affidabilità delle successive analisi strutturali.

2.7.4 Combinazioni di carico

Le combinazioni delle azioni adottate per le verifiche strutturali sono state definite nel Paragrafo 2.5.6 in accordo con le prescrizioni normative vigenti. In questa sede si richiama sinteticamente il loro utilizzo all'interno del modello numerico, con particolare riferimento alle modalità di implementazione nel software di calcolo.

Nel modello agli elementi finiti, le diverse condizioni di carico sono state organizzate in specifici load case, corrispondenti alle singole azioni agenti sulla struttura (carichi permanenti, variabili, vento e sisma). A partire da tali casi elementari, sono state successivamente definite le combinazioni di carico, costruite mediante opportune combinazioni lineari dei contributi delle singole azioni, secondo i coefficienti già individuati in fase di progetto.

Le combinazioni sono state implementate direttamente all'interno del software, consentendo di ottenere automaticamente gli effetti più gravosi in termini di sollecitazioni e deformazioni per ciascun elemento strutturale. In particolare, sono state considerate combinazioni allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio, nonché le combinazioni sismiche, definite separatamente per le diverse direzioni principali.

Per quanto riguarda l'azione sismica, le combinazioni sono state costruite tenendo conto delle due direzioni ortogonali e degli effetti associati, in modo da valutare le condizioni più sfavorevoli per la struttura. Le combinazioni così definite sono state utilizzate nelle successive analisi per la determinazione della risposta globale e per la valutazione delle grandezze di interesse.

2.7.5 Analisi modale

La risposta dinamica della struttura è stata valutata mediante analisi modale agli autovalori, eseguita sul modello tridimensionale agli elementi finiti sviluppato mediante il software Midas Gen (MIDAS IT, 2024). Tale analisi consente di determinare le principali caratteristiche dinamiche della struttura, quali frequenze proprie, periodi di vibrazione e corrispondenti forme modali, parametri fondamentali per la successiva valutazione della risposta sismica.

L'analisi è stata condotta in campo elastico lineare, assumendo comportamento non dissipativo della struttura, secondo le ipotesi proprie dell'analisi modale agli autovalori. Il problema agli autovalori è stato risolto mediante il metodo di Lanczos, particolarmente efficiente per modelli caratterizzati da un elevato numero di gradi di libertà. Sono stati considerati i primi nove modi di vibrare, numero ritenuto sufficiente a mobilitare una quota significativa della massa partecipante nelle direzioni principali della struttura.

I principali risultati dell'analisi modale sono riportati in Tabella 26.

CAPITOLO 2

Tabella 26 - Caratteristiche modali principali della struttura

<i>Modo</i>	<i>T [s]</i>	<i>Frequenza [Hz]</i>	<i>Massa partecipante X [%]</i>	<i>Massa partecipante Y [%]</i>	<i>Massa rotazionale Z [%]</i>
1	0,2827	3,5377	29,90	0,00	45,38
2	0,1450	6,8954	0,00	76,09	0,00
3	0,1134	8,8166	48,21	0,00	32,19

L'analisi evidenzia che il primo modo di vibrare, caratterizzato da un periodo pari a circa 0,28 s, presenta una significativa componente torsionale attorno all'asse verticale, come confermato dall'elevata massa partecipante rotazionale pari al 45,38%. Tale modo risulta inoltre associato a una partecipazione traslazionale in direzione X pari al 29,90%, evidenziando un accoppiamento tra comportamento torsionale e traslazionale.

Il secondo modo di vibrare, con periodo pari a circa 0,15 s, è invece caratterizzato da una risposta prevalentemente traslazionale in direzione Y, mobilitando circa il 76% della massa partecipante lungo tale direzione. Il terzo modo, con periodo pari a circa 0,11 s, risulta dominato da una traslazione prevalente in direzione X, con una massa partecipante pari al 48,21%, associata tuttavia a una non trascurabile componente torsionale.

Le principali forme modali corrispondenti ai primi tre modi di vibrare sono riportate nelle Figura 22, Figura 23 e Figura 24. In particolare, la Figura 22 evidenzia chiaramente il comportamento torsionale del primo modo, con rotazione attorno all'asse verticale e distribuzione non uniforme degli spostamenti in pianta. La Figura 23 e la Figura 24 mostrano invece deformate prevalentemente traslazionali nelle due direzioni principali della struttura.

L'analisi delle masse partecipanti mostra che una quota significativa della massa totale viene mobilitata già nei primi modi di vibrare, garantendo una rappresentazione adeguata della risposta dinamica globale della struttura. La significativa partecipazione torsionale associata ai primi modi evidenzia inoltre una non perfetta distribuzione delle rigidezze in pianta e una possibile eccentricità tra centro di massa e centro di rigidezza. Tale aspetto rappresenta un elemento di particolare interesse ai fini della valutazione del comportamento sismico globale dell'edificio e sarà approfondito nei paragrafi successivi.

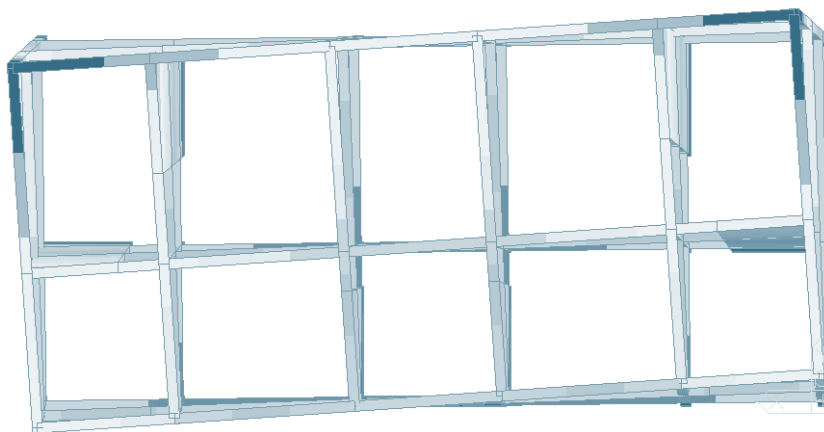


Figura 22 - Prima forma modale: comportamento torsionale della struttura ($T \approx 0,28$ s)

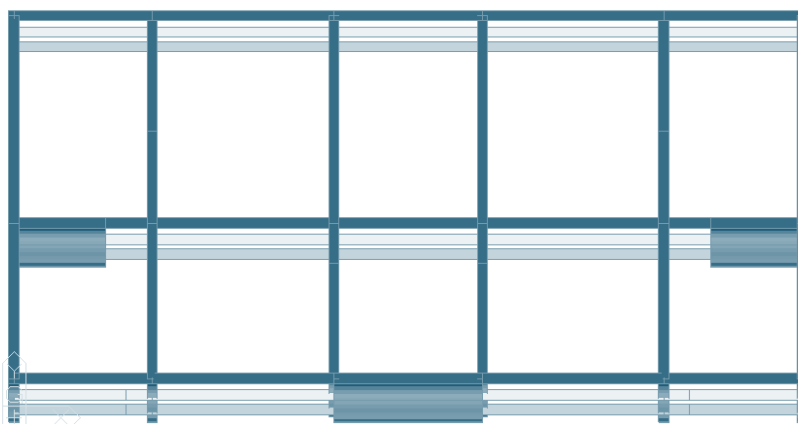


Figura 23 - Seconda forma modale: traslazione prevalente in direzione Y ($T \approx 0,15$ s)

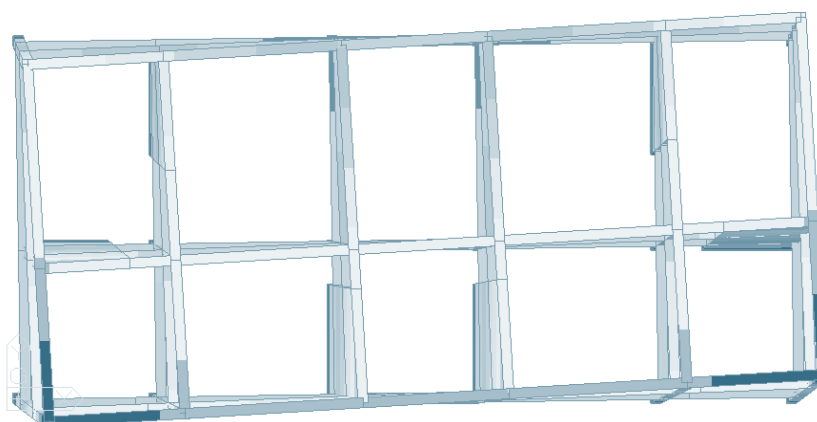


Figura 24 - Terza forma modale: traslazione prevalente in direzione X ($T \approx 0,11$ s)

2.8 Progettazione e verifica degli elementi strutturali

2.8.1 Progettazione dei solai

2.8.1.1 Geometria e schema statico

Il solaio interpiano e quello di sottotetto sono realizzati mediante un sistema a travetti in c.a. con elementi di alleggerimento e soletta collaborante. Tale configurazione, ampiamente consolidata nelle strutture intelaiate per la sua efficienza strutturale e costruttiva, viene schematizzata, ai fini del calcolo, come una sezione a T, in cui la soletta superiore funge da ala compressa e il travetto da anima resistente (Figura 25).

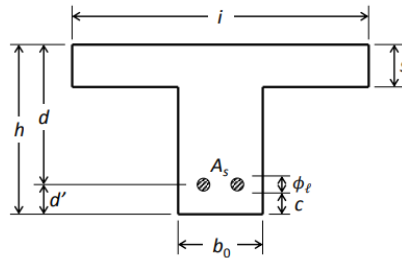


Figura 25 - Schema della sezione resistente del solaio a travetti

La modellazione strutturale è stata condotta mediante il metodo della striscia unitaria, isolando una fascia di larghezza pari a 1 m ortogonale all'orditura dei travetti. Per quanto concerne lo schema statico, al fine di garantire un approccio cautelativo nei confronti delle incertezze relative all'effettivo grado di vincolo, l'analisi è stata condotta adottando tre differenti configurazioni di calcolo:

- trave continua su più appoggi (Figura 26);
- campate perfettamente incastrate agli estremi (Figura 27);
- campate semplicemente appoggiate con carichi dimezzati, utilizzate come schema di sicurezza (Figura 28).

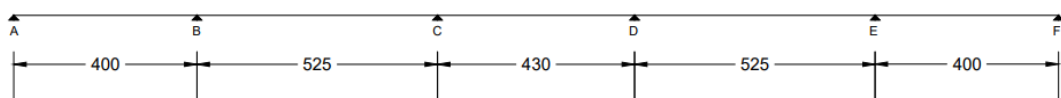


Figura 26 - Schema statico trave continua su più appoggi

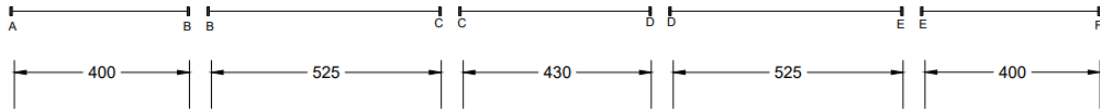


Figura 27 - Schema statico campate perfettamente incastrate

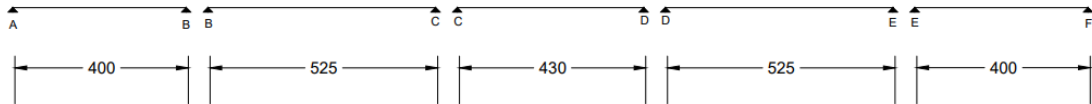


Figura 28 - Schema statico campate semplicemente appoggiate e carichi dimezzati

Per ciascuno schema sono stati determinati i diagrammi delle sollecitazioni (momento flettente e taglio). La verifica finale è stata condotta mediante la costruzione dell'involuppo, assumendo in ogni sezione il valore più gravoso tra quelli ottenuti dalle tre modellazioni. Tale procedura garantisce che le verifiche risultino soddisfatte indipendentemente dalle reali condizioni di vincolo locale e dalle possibili variazioni di comportamento della struttura.

Si precisa infine che, per il solaio di copertura, pur presentando un'orditura ortogonale, differenti luci di calcolo e un quadro dei carichi specifico (includente l'azione della neve), è stata adottata la medesima metodologia analitica sopra descritta.

2.8.1.2 Analisi delle sollecitazioni

Le azioni agenti sul solaio, suddivise in carichi permanenti (G_1 , G_2) e variabili (Q_k), sono state ricondotte a una striscia di larghezza unitaria. Ai fini del dimensionamento agli Stati Limite Ultimi (SLU), le combinazioni di carico sono state formulate in accordo con le NTC 2018, adottando l'espressione fondamentale:

$$\gamma_{G_1} G_1 + \gamma_{G_2} G_2 + \gamma_{Q_1} Q_1 + \sum \gamma_{Q_i} \psi_{0i} Q_{ki}$$

Nello specifico, nel caso in cui il sovraccarico di esercizio costituisca l'azione principale, la combinazione adottata è:

$$1,3 G_1 + 1,5 G_2 + 1,5 Q_{kl} + 1,5 \psi_{0s} Q_{ks}$$

Per il solaio di copertura, in presenza di carico neve, è stata considerata la combinazione con quest'ultimo come azione principale:

$$1,3 G_1 + 1,5 G_2 + 1,5 \psi_{0l} Q_{kl} + 1,5 Q_{ks}$$

L'analisi strutturale è stata condotta in regime elastico lineare, applicando il principio di sovrapposizione degli effetti per ciascuna combinazione. Il calcolo delle sollecitazioni è stato eseguito considerando i diversi schemi statici adottati (Figura 26, Figura 27 e Figura 28). Di seguito, vengono riportati i diagrammi relativi ai soli momenti flettenti ottenuti per le differenti configurazioni di vincolo (Figura 29, Figura 30, Figura 31 e Figura 32).

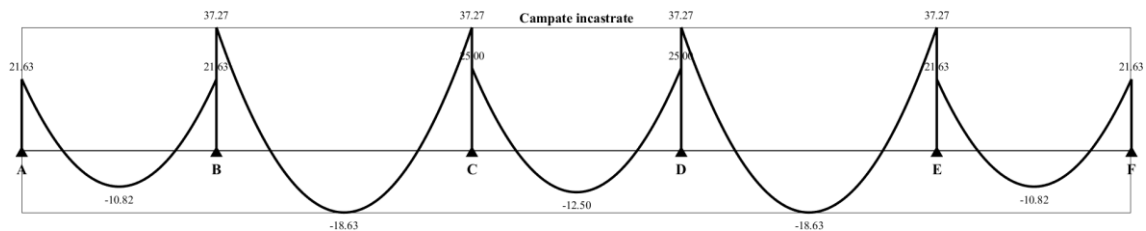


Figura 29 - Diagramma del momento flettente schema campate incastrate

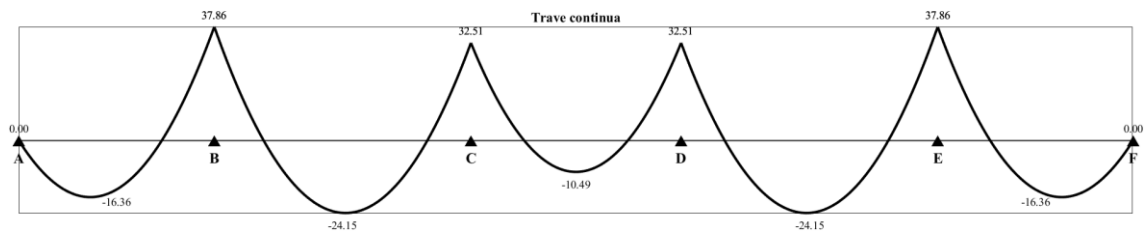


Figura 30 - Diagramma del momento flettente schema trave continua

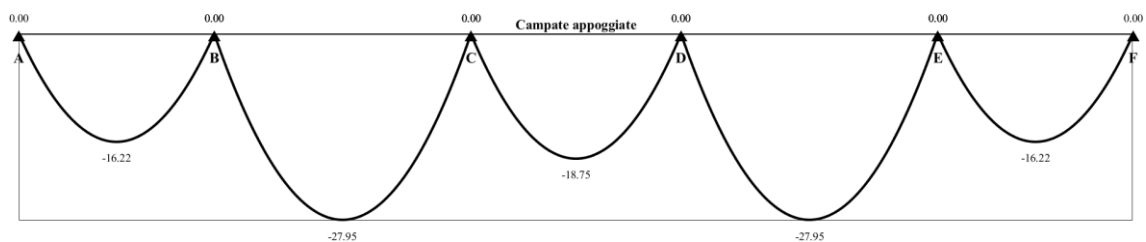


Figura 31 - Diagramma del momento flettente schema campate appoggiate

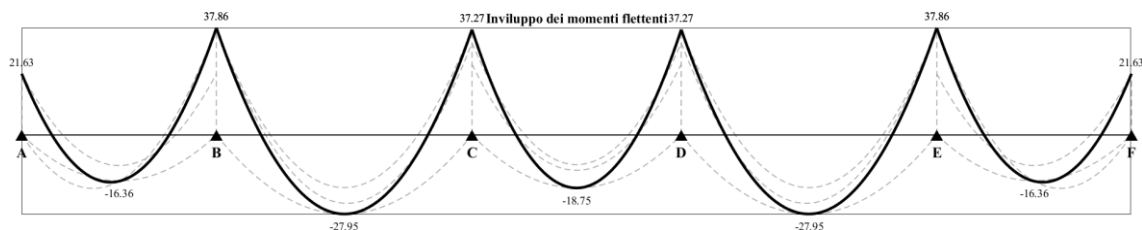


Figura 32 - Inviluppo diagramma del momento flettente

2.8.1.3 Verifiche agli stati limite

La verifica di sicurezza e di funzionalità del solaio è stata condotta in accordo con le vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018). L'analisi ha previsto il soddisfacimento dei requisiti di sicurezza nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU) — con particolare riguardo ai meccanismi di flessione e taglio — e il rispetto dei livelli di prestazione richiesti per gli Stati Limite di Esercizio (SLE), con riferimento specifico al controllo della deformabilità e dell'apertura delle fessure.

Per ragioni di sintesi, nel seguito viene illustrata la metodologia di calcolo adottata; il dettaglio completo dei risultati, articolato per ciascuna delle sezioni analizzate, è riportato nelle tabelle contenute nell'APPENDICE A - Solai.

Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

Verifica a flessione

La verifica a flessione delle sezioni è stata sviluppata mediante un approccio articolato in una fase preliminare e in una successiva fase di progetto e verifica dell'armatura longitudinale. In via preliminare, è stata accertata l'adeguatezza della sezione lorda A_T ipotizzata, considerando una sezione rettangolare equivalente avente altezza pari a quella del solaio e larghezza pari a quella dell'anima moltiplicata per il numero di travetti presenti nella striscia unitaria.

La verifica è stata condotta assumendo il valore assoluto del momento flettente massimo agente, pari a 37,86 kNm, corrispondente al momento negativo in appoggio, e imponendo la condizione:

$$\frac{M_{Ed,max}}{b_0 d^2 f_{ck}} \leq 0,167$$

il cui soddisfacimento ha consentito di ritenere adeguata la sezione lorda adottata.

CAPITOLO 2

Successivamente si è proceduto al progetto dell'armatura tesa, nel rispetto delle prescrizioni normative vigenti per le strutture in calcestruzzo armato. In particolare, è stata determinata l'armatura minima longitudinale distinguendo tra armatura inferiore, disposta lungo l'intero travetto al fine di garantire continuità strutturale, e armatura superiore, prevista nelle sole zone soggette a momento negativo. L'area di armatura tesa è stata assunta non inferiore al valore minimo normativo, pari a $A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d$, e comunque non minore di $0,0013 b_t d$. Inoltre, l'armatura inferiore è stata verificata anche nei confronti dell'azione tagliante massima, imponendo:

$$A_s \geq \frac{V_{Ed,max}/n_{tr}}{0,87 f_{yk}}$$

Le verifiche hanno condotto all'adozione, per ciascun travetto, di un'armatura costituita da barre di diametro 12 mm sia inferiori che superiori, verificando contestualmente il rispetto del limite massimo di armatura $A_{s,max} = 0,04 A_c$.

Il dimensionamento dell'armatura è stato quindi eseguito con riferimento al singolo travetto, ottenuto suddividendo i momenti flettenti della striscia unitaria per il numero di travetti n_{tr} . Assumendo un braccio della coppia interna pari a $d^* \approx 0,9d$, l'area di armatura necessaria è stata valutata mediante la relazione $A_{s,nec} = \frac{M_{Ed}/n_{tr}}{0,87 f_{yk} d^*}$, adottando quindi una disposizione tale da garantire $A_s \geq A_{s,nec}$.

Definita l'armatura, si è proceduto alla verifica della capacità resistente delle sezioni. La profondità dell'asse neutro è stata determinata assumendo comportamento equivalente a quello di una sezione rettangolare:

$$x = \frac{A_s f_{yd}}{0,8 b f_{cd}} = 1,92 \frac{A_s f_{yk}}{b f_{ck}}$$

ed è stato verificato il rispetto della condizione $x/d \leq 0,45$, al fine di garantire un comportamento sufficientemente duttile della sezione. Il momento resistente è stato quindi calcolato imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto al baricentro della zona compressa:

$$M_{Rd} = 0,87 n_{tr} A_s f_{yk} (d - 0,4x)$$

CAPITOLO 2

La verifica a flessione è risultata soddisfatta imponendo la condizione $M_{Ed} \leq M_{Rd}$. In tutte le sezioni analizzate il rapporto M_{Ed}/M_{Rd} risulta inferiore all'unità, con valori generalmente compresi tra 0,7 e 0,9 nelle sezioni maggiormente sollecitate, a conferma di un adeguato margine di sicurezza sia nei confronti degli stati limite ultimi sia rispetto a possibili variazioni dei parametri di progetto.

Verifica a taglio

La verifica a taglio è stata condotta con riferimento allo stato limite ultimo (SLU), considerando una striscia di solaio di larghezza unitaria modellata come elemento privo di armatura trasversale, in accordo con le prescrizioni normative per solai in laterocemento caratterizzati da adeguata ripartizione trasversale dei carichi.

La condizione di sicurezza è stata espressa come:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} rappresenta il valore di progetto dello sforzo di taglio agente sulla striscia considerata.

In assenza di armatura trasversale, la resistenza a taglio è stata valutata secondo la formulazione prevista dalla normativa (NTC 2018), adottando la seguente espressione:

$$V_{Rd} = n_{tr} \cdot \max \left\{ \left[\frac{0,18k(100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0,15\sigma_{cp} \right] b_w d; (v_{min} + 0,15\sigma_{cp}) b_w d \right\}$$

con:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2; v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}}; \rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$$

dove:

- n_{tr} è il numero di travetti nella striscia di larghezza unitaria;
- b_w è la larghezza resistente minima della sezione;
- d è l'altezza utile della sezione;
- A_{sl} è l'area di armatura longitudinale efficace ai fini della resistenza a taglio;

CAPITOLO 2

- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione.

Nel caso in esame, in assenza di sforzo normale agente, è stato assunto: $\sigma_{cp} = 0$

Le verifiche eseguite hanno evidenziato che, in tutte le sezioni analizzate, risulta soddisfatta la condizione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 1,0$$

confermando la sicurezza della struttura nei confronti della crisi fragile a taglio.

Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Le verifiche agli stati limite di esercizio sono state condotte al fine di garantire adeguate prestazioni della struttura in condizioni di esercizio, con riferimento al controllo delle tensioni nei materiali e della fessurazione del calcestruzzo.

Verifica delle tensioni di esercizio

Le tensioni sono state valutate considerando i momenti flettenti derivanti dalla combinazione caratteristica (rara) e dalla combinazione quasi permanente delle azioni. In accordo con le prescrizioni normative, per il calcestruzzo sono stati assunti i seguenti limiti di tensione di compressione: $\sigma_{c,max} \leq 0,6f_{ck}$ per la combinazione caratteristica, e $\sigma_{c,max} \leq 0,45f_{ck}$ per la combinazione quasi permanente.

Per le armature, la verifica è stata eseguita con riferimento alla sola combinazione caratteristica, imponendo $\sigma_{s,max} \leq 0,8f_{yk}$.

La determinazione delle tensioni è stata effettuata mediante analisi elastica della sezione fessurata, adottando un coefficiente di omogeneizzazione pari a $n = 15$. La posizione dell'asse neutro è stata ricavata imponendo l'equilibrio della sezione omogeneizzata, mentre il momento d'inerzia efficace è stato valutato con riferimento alla configurazione fessurata del singolo travetto.

Le tensioni nel calcestruzzo compresso e nelle armature tese sono state quindi calcolate attraverso le relazioni della teoria elastica:

$$\sigma_c = \frac{M_{Ed}/n_{tr}}{I} x$$

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}/n_{tr}}{I} (d - x)$$

dove x rappresenta la profondità dell'asse neutro, I il momento d'inerzia della sezione fessurata e n_{tr} il numero di travetti resistenti.

Per le sezioni soggette a momento positivo è stata considerata la collaborazione della soletta compressa, adottando una sezione resistente a T; nel caso di momento negativo, la verifica è stata invece condotta sulla sola anima del travetto.

La conformità delle verifiche è stata valutata mediante il controllo dei rapporti:

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{c,lim}} \leq 1; \frac{\sigma_s}{\sigma_{s,lim}} \leq 1$$

I risultati ottenuti hanno evidenziato il pieno soddisfacimento delle prescrizioni normative per tutte le sezioni analizzate, con livelli tensionali significativamente inferiori ai limiti ammissibili sia per il calcestruzzo sia per le armature. Tale esito conferma l'adeguatezza della soluzione progettuale anche con riferimento alle prestazioni richieste in esercizio.

Verifica della fessurazione

La verifica della fessurazione è stata eseguita con riferimento allo stato limite di apertura delle fessure, considerando le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni frequente e quasi permanente delle azioni.

Per le condizioni ambientali considerate, riconducibili alla classe di esposizione ordinaria, è stato assunto un limite di apertura caratteristica delle fessure pari a $w_k \leq 0,3$ mm in accordo con quanto previsto dalle NTC 2018 (Tabella 27) e dalla relativa Circolare applicativa.

La verifica è stata condotta mediante il metodo semplificato riportato nella Tabella 28 e nella Tabella 29 della Circolare 7/2019, che consente di controllare indirettamente l'ampiezza delle fessure attraverso limitazioni sul diametro e sull'interasse delle armature in funzione della tensione nell'acciaio teso.

A tal fine, per ciascuna combinazione di esercizio è stata determinata la tensione nell'armatura tesa σ_s . I corrispondenti valori limite del diametro delle barre ϕ_{lim} e della spaziatura s_{lim} sono stati ottenuti mediante interpolazione dei valori tabulati, adottando le relazioni riportate di seguito.

Per il limite di apertura w_3 :

$$\begin{aligned}\phi_{l,max} &\leq \phi_{lim} = \min(0,00069\sigma_s^2 - 0,51\sigma_s + 104, 40 \text{ mm}) \\ s_l &\leq s_{lim} = \min(550 - 1,25\sigma_s, 300 \text{ mm})\end{aligned}$$

Per il limite di apertura w_2 :

$$\begin{aligned}\phi_{l,max} &\leq \phi_{lim} = \min(0,00063\sigma_s^2 - 0,45\sigma_s + 88, 32 \text{ mm}) \\ s_l &\leq s_{lim} = \min(500 - 1,25\sigma_s, 300 \text{ mm})\end{aligned}$$

I risultati completi delle verifiche sono riportati in APPENDICE A. Per tutte le sezioni esaminate, sia le tensioni di esercizio sia le caratteristiche geometriche delle armature risultano compatibili con i limiti prescritti dalla normativa, garantendo il soddisfacimento delle verifiche di fessurazione e, più in generale, degli stati limite di esercizio.

CAPITOLO 2

Tabella 27 - (Tabella 4.1.IV. NTC18) Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	Frequente	Apertura fessure	$\leq w_2$	Apertura fessure	$\leq w_3$
		Quasi permanente	Apertura fessure	$\leq w_1$	Apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	Frequente	Apertura fessure	$\leq w_1$	Apertura fessure	$\leq w_2$
		Quasi permanente	Decompressione	-	Apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	Frequente	Formazione fessure	-	Apertura fessure	$\leq w_1$
		Quasi permanente	Decompressione	-	Apertura fessure	$\leq w_1$

Tabella 28 - (Tabella C4.1.II Circ. 7/2019) Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4 \text{ mm}$	$w_2 = 0,3 \text{ mm}$	$w_1 = 0,2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	—

Tabella 29 - (Tabella C4.1.III Circ. 7/2019) Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4 \text{ mm}$	$w_2 = 0,3 \text{ mm}$	$w_1 = 0,2 \text{ mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	—
360	100	50	—

2.8.1.4 Dettagli costruttivi e armature

La definizione dei dettagli costruttivi del solaio rappresenta una fase fondamentale del processo progettuale, in quanto consente di tradurre i risultati delle verifiche agli stati

limite in soluzioni realizzabili, coerenti sia con le prescrizioni normative sia con le esigenze esecutive. In tale ambito, particolare attenzione è stata posta alla disposizione delle armature, alla definizione del copriferro e alla verifica delle lunghezze di ancoraggio e di sovrapposizione delle barre, aspetti che risultano determinanti per garantire il corretto comportamento strutturale nel tempo.

Armature longitudinali e criteri di disposizione

L'armatura longitudinale dei travetti è stata definita sulla base dell'involuppo dei momenti flettenti, distinguendo le zone di campata, caratterizzate da momenti positivi, dalle zone in prossimità degli appoggi, dove si sviluppano momenti negativi.

In campata, l'armatura inferiore è stata disposta in modo continuo lungo l'intero sviluppo del travetto, con un'area non inferiore a quella minima prescritta dalla normativa, pari a:

$$A_{s,min} = 113,04 \text{ mm}^2$$

corrispondente all'impiego di una barra di diametro 12 mm. Nelle sezioni maggiormente sollecitate, tale armatura è stata opportunamente incrementata, adottando configurazioni con due o tre barre, in funzione del valore del momento flettente agente.

In corrispondenza degli appoggi, è stata invece prevista armatura superiore, dimensionata per assorbire i momenti negativi e opportunamente prolungata oltre la sezione critica, al fine di garantire la piena efficacia resistente. La disposizione delle barre è stata inoltre definita tenendo conto della necessità di evitare eccessive discontinuità e di assicurare una distribuzione regolare delle armature lungo il travetto.

Armatura trasversale e comportamento a taglio

Per quanto riguarda il comportamento a taglio, il solaio è stato verificato come elemento privo di armatura trasversale, in accordo con le prescrizioni normative per elementi assimilabili a piastre.

Nelle zone di appoggio, dove le sollecitazioni di taglio risultano più elevate, si è tenuto conto del contributo fornito dalla fascia piena o semi-piena, che consente di incrementare la larghezza resistente della sezione b_w , migliorando la capacità portante a taglio. Tale scelta rappresenta una soluzione efficace dal punto di vista progettuale, in quanto

CAPITOLO 2

consente di evitare l'introduzione di armature trasversali, semplificando al contempo le operazioni di cantiere.

Definizione del copriferro

Il copriferro nominale è stato definito in conformità alle prescrizioni delle NTC 2018 e della relativa Circolare Applicativa, tenendo conto sia dei requisiti di durabilità sia delle condizioni di aderenza tra acciaio e calcestruzzo.

Esso è assunto pari a:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

dove c_{min} rappresenta il copriferro minimo richiesto e Δc_{dev} il margine associato alle tolleranze esecutive.

Il valore minimo c_{min} è stato determinato come:

$$c_{min} = \max(c_{min,b}, c_{min,dur})$$

essendo $c_{min,b}$ il requisito legato alle condizioni di aderenza e $c_{min,dur}$ quello derivante dalle esigenze di durabilità.

Nel caso in esame, assumendo un calcestruzzo di classe C28/35 e condizioni ambientali ordinarie, il copriferro nominale è stato assunto pari a $c_{nom} = 30$ mm in accordo con i valori riportati nella Tabella 30. Tale valore risulta adeguato a garantire la protezione delle armature nei confronti degli agenti ambientali e il corretto trasferimento degli sforzi tra acciaio e calcestruzzo.

Tabella 30 - (Tabella C4.1.IV. Circ. 7/2019) Copriferri minimi in mm

			<i>Barre da c.a. elementi a piastra</i>		<i>Barre da c.a. altri elementi</i>		<i>Cavi da c.a.p. elementi a piastra</i>		<i>Cavi da c.a.p. altri elementi</i>	
c_{min}	c_0	<i>ambiente</i>	$c > c_0$	$c_{min} \leq c \leq c_0$	$c \geq c_0$	$c_{min} \leq c < c_0$	$c \geq c_0$	$c_{min} \leq c < c_0$	$c \geq c_0$	$c_{min} \leq c < c_0$
C25/30	C35/45	Ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	Aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	Molto aggressivo	35	40	40	45	45	50	50	50

Lunghezza di ancoraggio delle barre

La verifica delle lunghezze di ancoraggio è stata condotta al fine di garantire il corretto trasferimento degli sforzi tra acciaio e calcestruzzo, evitando fenomeni di scorrimento o distacco delle barre.

La lunghezza di ancoraggio di base è stata determinata mediante la relazione:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$$

dove ϕ è il diametro della barra, σ_{sd} la tensione di progetto nell'armatura e f_{bd} a tensione di aderenza di progetto.

La lunghezza di ancoraggio di base è stata determinata a partire dalla tensione di aderenza di progetto valutata come $f_{bd} = 2,25 f_{ctd} \eta_1 \eta_2$. Assumendo $\eta_1 = \eta_2 = 1$ e $f_{ctd} = 0,14 f_{ck}^{2/3}$ si è ottenuto un valore pari a $l_{b,rqd} = 404$ mm, successivamente adottato come riferimento per la verifica delle lunghezze di ancoraggio delle armature dei diversi elementi strutturali.

Lunghezza di ancoraggio di progetto

La lunghezza di ancoraggio di progetto è stata determinata secondo i criteri previsti dall'Eurocodice 2 (§ 8.4), richiamati dalla normativa nazionale per il dettaglio delle armature. In particolare, il valore di progetto è stato ottenuto applicando alla lunghezza di ancoraggio di base i coefficienti correttivi relativi alle condizioni di ancoraggio:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd}$$

nel rispetto della condizione $l_{bd} \geq l_{b,min}$ essendo $l_{b,min} = \max(0,3 l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm})$. Nel presente progetto, i coefficienti α_1 , α_2 , α_3 e α_5 sono stati cautelativamente assunti pari a 1,0, mentre per il coefficiente α_4 è stato adottato un valore pari a 0,7. Per il caso in esame è risultata una lunghezza di ancoraggio di progetto pari a $l_{bd} = 283$ mm a fronte di una lunghezza minima richiesta pari a 240 mm. La verifica risulta pertanto soddisfatta. Per ragioni esecutive è stata adottata una lunghezza di ancoraggio pari a $l_{b,eff} = 300$ mm, valore utilizzato nei successivi dettagli costruttivi delle armature.

Lunghezza di sovrapposizione

La lunghezza di sovrapposizione delle armature è stata determinata secondo i criteri previsti dall'Eurocodice 2, assumendo:

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd}$$

dove il coefficiente α_6 tiene conto della percentuale di barre sovrapposte nella medesima sezione.

Dall'applicazione della relazione precedente è risultata una lunghezza di sovrapposizione pari a $l_0 = 606$ mm. Per esigenze esecutive e al fine di semplificare le operazioni di posa in opera, è stato adottato un valore pari a $l_{0,eff} = 650$ mm. Al fine di riassumere le principali scelte progettuali adottate, in Figura 33 è riportato lo schema delle armature di un travetto tipo. Sono evidenziate le armature longitudinali inferiori in campata e quelle superiori in corrispondenza degli appoggi, disposte in accordo con l'andamento dei momenti flettenti e con i criteri di progetto precedentemente illustrati.

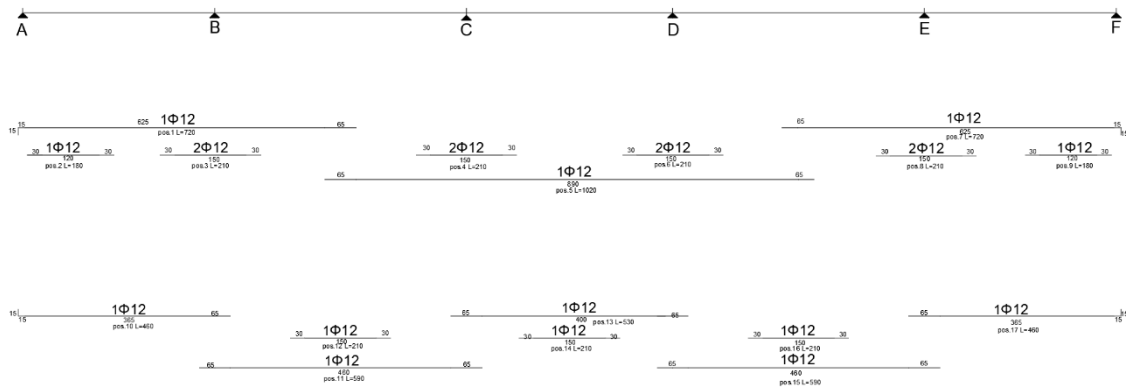


Figura 33 - Schema rappresentativo della disposizione delle armature in un travetto del solaio

2.8.2 Progettazione degli elementi a sbalzo

2.8.2.1 Geometria e schema statico

La progettazione degli elementi a sbalzo è stata condotta con riferimento ai balconi, agli sbalzi laterali tamponati e alle gronde del solaio di copertura presenti nella struttura.

L'analisi è stata sviluppata considerando una striscia unitaria di larghezza pari a 1 m, analogamente a quanto adottato per il solaio interpiano, così da ricondurre il comportamento strutturale a uno schema monodimensionale equivalente.

Dal punto di vista statico, gli elementi sono stati modellati come mensole soggette a carichi distribuiti e concentrati applicati lungo lo sviluppo dello sbalzo. In tale configurazione il momento flettente e il taglio assumono i valori massimi in corrispondenza dell'incastro.

La Figura 34 riporta lo schema statico adottato per il dimensionamento degli elementi a sbalzo.

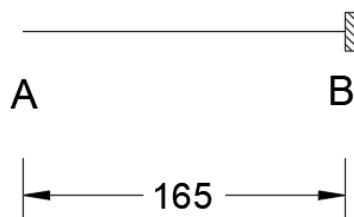


Figura 34 - Schema statico di riferimento per gli elementi a sbalzo

2.8.2.2 Analisi delle sollecitazioni

Sebbene balconi e sbalzi laterali tamponati presentino una configurazione geometrica analoga, le differenti stratigrafie determinano valori di carico differenti. Per tale motivo, le sollecitazioni sono state valutate separatamente per ciascuna configurazione.

I contributi permanenti strutturali, permanenti non strutturali e variabili sono stati modellati come carichi distribuiti lungo la mensola. A tali contributi si aggiunge un carico concentrato applicato all'estremità libera, rappresentativo del parapetto nel caso dei balconi e delle tamponature esterne nel caso degli sbalzi laterali.

Le sollecitazioni sono state determinate mediante lo schema statico a mensola. In Figura 35 è riportato il diagramma del momento flettente relativo alla configurazione di carico

CAPITOLO 2

più gravosa, dalla quale sono state ricavate le azioni di progetto per il successivo dimensionamento delle armature.

L'analisi ha evidenziato che gli sbalzi laterali costituiscono la condizione più gravosa, a causa del significativo contributo delle tamponature esterne. Ai fini del dimensionamento è stato pertanto assunto il caso caratterizzato dalla maggiore richiesta di armatura.

Per il dettaglio dei risultati del dimensionamento, delle armature adottate e delle verifiche relative agli elementi considerati si rimanda alla corrispondente sezione dell'APPENDICE A.

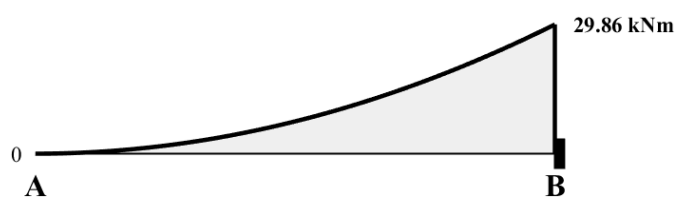


Figura 35 - Diagramma del momento flettente sbalzo laterale

La medesima metodologia di progettazione è stata adottata per le gronde del solaio di copertura, anch'esse schematizzate come elementi a mensola e analizzate con riferimento a una striscia di larghezza unitaria. In considerazione dell'analogia dello schema statico e della procedura di verifica con gli altri elementi a sbalzo, la relativa trattazione non viene ripetuta nel seguito. Le caratteristiche geometriche, le armature adottate e i risultati delle verifiche agli Stati Limite Ultimi e di Esercizio sono riportati nel dettaglio in APPENDICE A.

2.8.2.3 Verifiche agli stati limite

Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

Verifica a flessione

La verifica a flessione delle sezioni è stata condotta assumendo, per la striscia unitaria di sbalzo, una sezione rettangolare piena equivalente.

Il progetto dell'armatura longitudinale è stato eseguito nel rispetto delle prescrizioni normative, determinando preliminarmente l'armatura minima di trazione:

$$A_{s,min} = \max\left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d, 0,0013 b_t d\right)$$

che, nel caso in esame, risulta pari a $A_{s,min} = 303 \text{ mm}^2$.

L'armatura minima così determinata è stata confrontata con quella necessaria a resistere al momento flettente massimo in corrispondenza dell'incastro, risultando non sufficiente. Si è pertanto proceduto al dimensionamento dell'armatura tesa necessaria, assumendo un braccio della coppia interna pari a $d^* \approx 0,9d$ e valutando:

$$A_{s,nec} = \frac{M_{Ed}}{0,87 f_{yk} d^*}$$

La configurazione adottata è risultata costituita da barre di diametro 10 mm con passo 150 mm, equivalenti a circa $6\phi 10$ per metro di larghezza, in grado di garantire $A_s \geq A_{s,nec}$. È stato inoltre verificato il rispetto del limite massimo di armatura: $A_{s,max} = 0,04 A_c$.

Definita l'armatura, si è proceduto alla verifica della capacità resistente della sezione. La profondità dell'asse neutro è stata determinata assumendo comportamento a semplice armatura:

$$x = \frac{A_s f_{yd}}{0,8 b f_{cd}} = 1,92 \frac{A_s f_{yk}}{b f_{ck}}$$

verificando la condizione:

$$\frac{x}{d} \leq 0,45$$

CAPITOLO 2

Il momento resistente è stato quindi calcolato mediante $M_{Rd} = 0,87 A_s f_{yk} (d - 0,4x)$.

La verifica è risultata soddisfatta imponendo $M_{Ed} \leq M_{Rd}$.

In tutte le sezioni analizzate il rapporto M_{Ed}/M_{Rd} risulta inferiore all'unità, con valori compatibili con un adeguato margine di sicurezza.

Tenuto conto della variazione geometrica della soletta dovuta alla rastremazione, la verifica è stata estesa a più sezioni rappresentative lungo lo sviluppo della mensola, al fine di assicurare il rispetto delle condizioni di sicurezza lungo l'intero elemento strutturale.

Verifica a taglio

La verifica a taglio è stata condotta assumendo l'assenza di armatura trasversale, considerando pertanto il solo contributo resistente del calcestruzzo.

La condizione di sicurezza è stata espressa come $V_{Rd} \geq V_{Ed}$.

La resistenza a taglio è stata valutata mediante la relazione normativa:

$$V_{Rd} = n_{tr} \cdot \max \left\{ \left[\frac{0,18k(100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0,15\sigma_{cp} \right] b_w d; (v_{min} + 0,15\sigma_{cp}) b_w d \right\}$$

$$\text{con } k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2; v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}}; \rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02.$$

Le verifiche effettuate hanno evidenziato che, in tutte le sezioni analizzate, risulta soddisfatta la condizione $\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 1,0$ confermando la sicurezza nei confronti della crisi fragile a taglio.

Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Le verifiche agli stati limite di esercizio sono state eseguite secondo la metodologia illustrata precedentemente al Paragrafo 2.8.1.3 , con riferimento sia al controllo delle tensioni nei materiali sia alla verifica della fessurazione.

In particolare, le tensioni nel calcestruzzo e nelle armature sono state valutate mediante analisi elastica della sezione fessurata, considerando le combinazioni caratteristica (rara)

e quasi permanente delle azioni e verificando il rispetto dei limiti normativi previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio.

La verifica della fessurazione è stata invece condotta mediante il metodo indiretto descritto nel Paragrafo 2.8.1.3, assumendo un limite di apertura delle fessure pari $w_k \leq 0,3$ mm e controllando che il diametro e la spaziatura delle armature risultassero compatibili con i valori limite ricavati dalla Tabella 28 e della Tabella 29.

I risultati completi delle verifiche sono riportati in APPENDICE A. Dalle analisi effettuate emerge che tutte le sezioni soddisfano le prescrizioni normative sia agli stati limite ultimi sia agli stati limite di esercizio, risultando verificate nei confronti delle tensioni di esercizio e del controllo della fessurazione.

2.8.2.4 Dettagli costruttivi e armature

La definizione dei dettagli costruttivi degli elementi a sbalzo rappresenta una fase fondamentale del processo progettuale, in quanto consente di tradurre i risultati delle verifiche agli stati limite in soluzioni esecutive coerenti con le prescrizioni normative e con le esigenze realizzative. Particolare attenzione è stata posta alla disposizione delle armature longitudinali, alle modalità di ancoraggio nel solaio retrostante e alla corretta trasmissione delle sollecitazioni tra gli elementi strutturali.

Armature longitudinali e criteri di disposizione

L'armatura longitudinale degli sbalzi è stata definita sulla base dell'andamento del momento flettente, caratterizzato da valori massimi negativi in corrispondenza dell'incastro e da progressiva riduzione verso il bordo libero.

In conseguenza di tale distribuzione, l'armatura principale è stata disposta superiormente lungo l'intero sviluppo dello sbalzo, con una configurazione uniforme in grado di garantire la resistenza nelle sezioni più sollecitate. In particolare, è stata adottata un'armatura costituita da barre di diametro 10 mm con passo 150 mm, equivalenti a circa $6\phi 10$ per metro di larghezza, risultata idonea a soddisfare le verifiche a flessione.

L'armatura è stata mantenuta continua lungo lo sbalzo, evitando interruzioni in prossimità delle sezioni critiche e assicurando una distribuzione regolare, al fine di migliorare il comportamento globale dell'elemento e ridurre la concentrazione delle tensioni.

Dettagli di ancoraggio nel solaio retrostante

Un aspetto di particolare importanza riguarda l'ancoraggio dell'armatura superiore nel solaio retrostante, necessario per garantire il corretto trasferimento del momento negativo sviluppato all'incastro della mensola.

Applicando la procedura di calcolo illustrata nel Paragrafo 2.8.2.4 , è risultata una lunghezza di ancoraggio di base pari a $l_{b,rqd} = 337$ mm e una corrispondente lunghezza di ancoraggio di progetto pari a $l_{bd} = 236$ mm. Tale valore risulta superiore alla lunghezza minima richiesta dalla normativa, pari a $l_{b,min} = 200$ mm; la verifica risulta pertanto soddisfatta.

Per esigenze esecutive è stata adottata una lunghezza di ancoraggio effettiva pari a $l_{b,eff} = 250$ mm, garantendo il completo sviluppo delle tensioni nelle armature superiori e il corretto trasferimento delle azioni tra la mensola e la struttura portante.

Il prolungamento dell'armatura superiore è stato assunto pari al massimo tra 1 m, la lunghezza di ancoraggio richiesta e la lunghezza netta dello sbalzo. Nel caso in esame risulta governante la lunghezza dello sbalzo ($l_{ssn} = 1500$ mm); le barre sono state pertanto prolungate all'interno del solaio per un tratto pari a 1500 mm. L'ancoraggio è stato realizzato mediante piegatura delle barre nel secondo travetto dal bordo, oltre la fascia piena longitudinale.

Al fine di sintetizzare le scelte progettuali adottate, in Figura 36 è riportato lo schema di armatura dello sbalzo, nel quale sono evidenziate le armature longitudinali superiori, le lunghezze di ancoraggio e il relativo prolungamento all'interno del solaio retrostante.

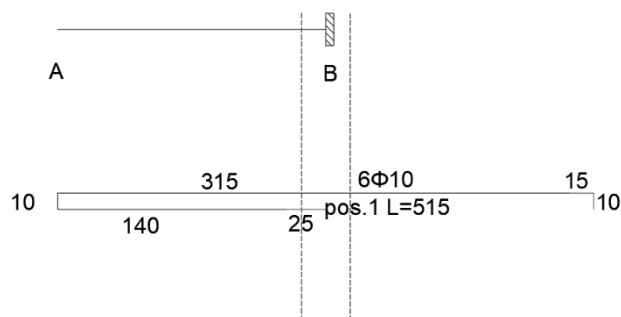


Figura 36 - Schema di disposizione delle armature negli elementi a sbalzo

Copriferro e durabilità

Applicando i criteri di durabilità illustrati nel Paragrafo 2.8.1.4 , è stato adottato un copriferro nominale pari a $c_{nom} = 35$ mm, valore adeguato alle condizioni ambientali considerate e conforme alle prescrizioni normative.

2.8.3 Progettazione delle travi

2.8.3.1 Individuazione della trave significativa

La progettazione strutturale è stata estesa all'insieme delle travi presenti nell'edificio; tuttavia, al fine di rendere la trattazione più chiara e significativa, si è scelto di sviluppare nel dettaglio il dimensionamento e le verifiche con riferimento a una trave rappresentativa.

In particolare, è stata individuata come elemento significativo la trave principale interna T3, caratterizzata da una larghezza di competenza per la trasmissione dei carichi. Tale trave risulta soggetta a uno stato di sollecitazione completo, comprendente sia momenti flettenti positivi in campata sia momenti negativi in corrispondenza degli appoggi, oltre a valori rilevanti dello sforzo di taglio.

La scelta di una trave interna continua consente di analizzare in maniera esaustiva i principali aspetti del comportamento strutturale, rendendo i risultati ottenuti rappresentativi anche per le altre travi della struttura, progettate secondo criteri analoghi. Inoltre, la trave T3 è caratterizzata da condizioni di carico significative, in quanto riceve direttamente i carichi provenienti dai solai interpiano, risultando tra gli elementi più sollecitati dell'impalcato.

Al fine di individuare la posizione della trave oggetto di studio, si riporta in Figura 37 la pianta strutturale dell'impalcato con evidenziata la trave principale interna T3.

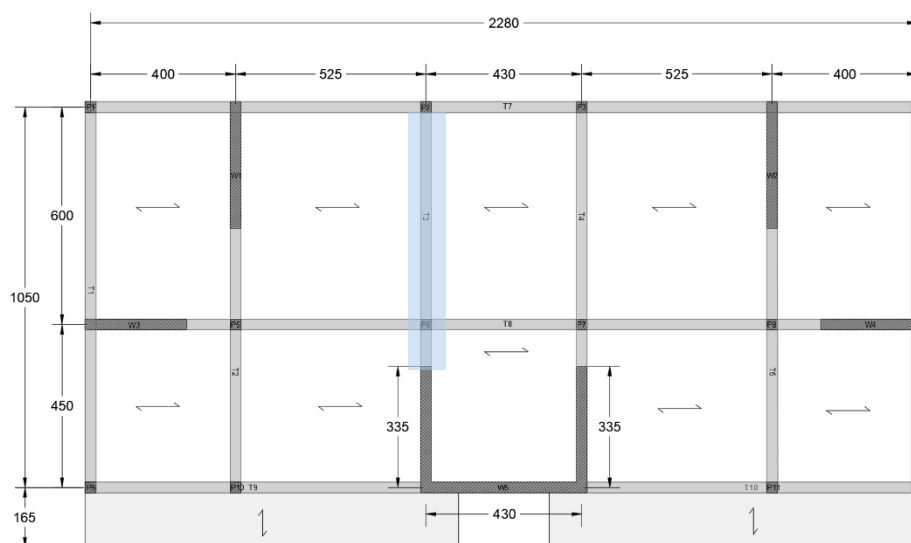


Figura 37 - Individuazione della trave principale interna T3 nella pianta strutturale

2.8.3.2 Analisi delle sollecitazioni

A partire dalle azioni agenti sull'impalcato, per ciascuna combinazione di carico sono stati determinati i diagrammi delle sollecitazioni interne della trave T3, con particolare riferimento al momento flettente e allo sforzo di taglio lungo lo sviluppo della trave.

L'analisi è stata condotta in regime elastico lineare, applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, in coerenza con quanto già adottato per gli altri elementi strutturali. I risultati ottenuti per le diverse combinazioni sono stati quindi utilizzati per costruire gli involuppi di progetto, assumendo in ciascuna sezione il valore più gravoso tra quelli derivanti dalle diverse condizioni di carico.

Al fine di rappresentare il comportamento della trave, si riporta in Figura 38 il diagramma dell'involuppo del momento flettente.

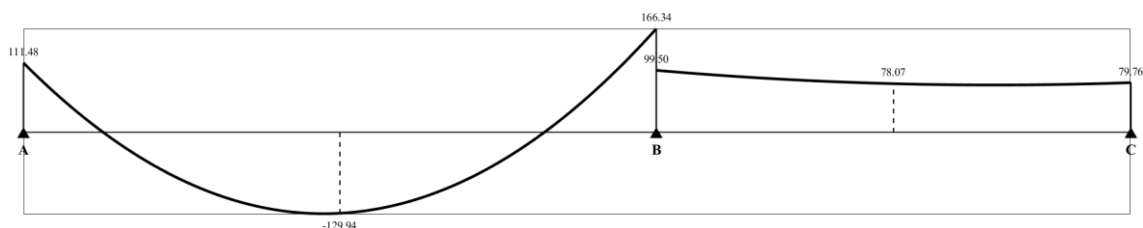


Figura 38 - Diagramma involuppo del momento flettente della trave T3

Dall'analisi dei diagrammi del momento flettente si osserva che i momenti negativi assumono i valori massimi in corrispondenza degli appoggi intermedi, in conseguenza della continuità della trave, mentre i momenti positivi si sviluppano nelle zone di campata, raggiungendo i valori massimi in prossimità delle sezioni di mezzeria. L'involuppo delle sollecitazioni così ottenuto consente di individuare con chiarezza le sezioni maggiormente sollecitate, che risultano determinanti ai fini del dimensionamento dell'armatura longitudinale.

In Figura 39 è riportato, invece, l'involuppo del taglio.

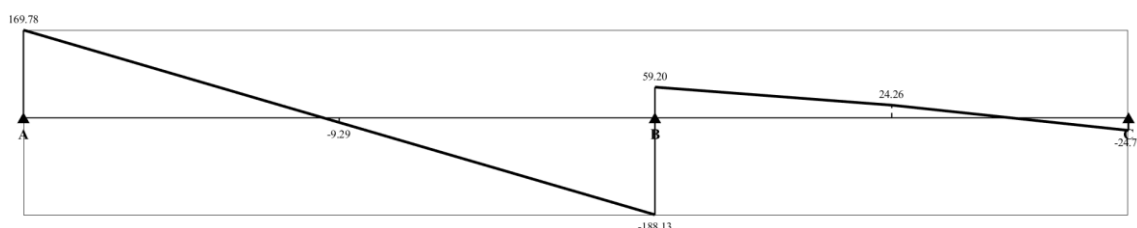


Figura 39 - Diagramma involuppo del taglio della trave T3

Dall'esame dei diagrammi dello sforzo di taglio si rileva che i valori massimi si concentrano in prossimità degli appoggi, mentre nelle zone di campata il taglio decresce progressivamente allontanandosi dalle sezioni di vincolo. La distribuzione delle sollecitazioni risulta coerente con il comportamento tipico di una trave continua soggetta a carichi distribuiti, consentendo di individuare le sezioni più critiche ai fini delle verifiche di resistenza.

2.8.3.3 Verifiche a flessione e taglio

Le verifiche della trave T3 sono state sviluppate in conformità alle prescrizioni delle NTC 2018 e della relativa Circolare Applicativa, considerando sia gli Stati Limite Ultimi (SLU), finalizzati a garantire la sicurezza strutturale nei confronti delle azioni di progetto, sia gli Stati Limite di Esercizio (SLE), necessari per assicurare adeguati livelli prestazionali in condizioni di esercizio, con particolare riferimento al controllo delle tensioni e della fessurazione.

L'analisi è stata condotta facendo riferimento agli involuppi delle sollecitazioni ottenuti nel paragrafo precedente, assumendo per ciascuna sezione i valori più gravosi di momento flettente e sforzo di taglio. Al fine di rendere la trattazione chiara e al contempo completa,

CAPITOLO 2

nel seguito si descrive la procedura adottata, rinviando all'APPENDICE A- A.3 Travi la presentazione sistematica dei risultati numerici.

Verifiche preliminari della sezione

Prima di procedere al dimensionamento delle armature, è stata effettuata una verifica preliminare della sezione lorda ipotizzata, con l'obiettivo di accertarne l'adeguatezza nei confronti delle sollecitazioni di progetto e di evitare iterazioni progettuali non necessarie.

Sulla base dell'analisi strutturale, sono stati individuati i valori massimi delle sollecitazioni agenti:

$$M_{Ed,max} = 166,34 \text{ kNm} \qquad V_{Ed,max} = 188,13 \text{ kN}$$

Verifica preliminare a flessione

La verifica è stata condotta assumendo una sezione rettangolare equivalente e imponendo la seguente condizione semplificata:

$$\frac{M_{Ed,max}}{bd^2 f_{ck}} \leq 0,016 \frac{f_{yk}}{f_{ck}}$$

Tale relazione deriva dalla valutazione del momento resistente di una sezione in doppia armatura, assumendo un braccio interno pari a $d^* \approx 0,9d$ e limitando l'armatura tesa a valori compatibili con le prescrizioni normative. Nel caso in esame si ottiene:

$$\frac{M_{Ed,max}}{bd^2 f_{ck}} = 0,096 < 0,257$$

La condizione risulta quindi soddisfatta, evidenziando che la sezione adottata è adeguata nei confronti della resistenza a flessione.

Verifica preliminare a taglio

Analogamente, è stata condotta una verifica preliminare a taglio imponendo:

$$\frac{V_{Ed,max}}{b_w d f_{ck}} \leq 0,064$$

Tale limite deriva dalla resistenza dei puntoni compressi nel modello a traliccio, assumendo condizioni cautelative di progetto. Nel caso in esame si ottiene:

$$\frac{V_{Ed,max}}{b_w d f_{ck}} = 0,05 < 0,064$$

Anche la verifica a taglio risulta soddisfatta, confermando l' idoneità della sezione lorda.

Nel complesso, le verifiche preliminari evidenziano che la geometria inizialmente assunta risulta adeguata e può essere mantenuta nella successiva fase di dimensionamento.

Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

Verifica a flessione

La verifica a flessione è stata sviluppata con riferimento alle sezioni più sollecitate individuate dall'inviluppo dei momenti flettenti, distinguendo tra zone di campata e zone di appoggio. Il dimensionamento dell'armatura longitudinale è stato condotto nel rispetto dei limiti normativi, garantendo sia il soddisfacimento della resistenza sia un comportamento duttile della sezione.

In primo luogo, è stata determinata l'armatura minima di trazione:

$$A_{s,min} = \max\left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd, 0,0013bd\right)$$

Successivamente, l'area di armatura necessaria è stata valutata in funzione del momento flettente agente, assumendo un braccio interno della coppia pari a $d^* \approx 0,9d$:

$$A_{s,nec} = \frac{M_{Ed}}{0,87 f_{yk} d^*}$$

Nel caso della trave in esame, caratterizzata da sollecitazioni rilevanti, è stato necessario considerare una sezione in doppia armatura, introducendo anche armatura compressa. La posizione dell'asse neutro è stata determinata imponendo l'equilibrio delle forze interne:

$$x = \frac{f_{yd}(A_s - A'_s)}{0,8b f_{cd}}$$

Al fine di garantire un comportamento sufficientemente duttile, è stato verificato il rispetto della condizione:

$$\frac{x}{d} \leq 0,30$$

CAPITOLO 2

Il momento resistente della sezione è stato quindi valutato imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto al baricentro della zona compressa:

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} (d - d') + 0,8 f_{cd} b x (d - 0,4x)$$

La verifica a flessione è stata condotta imponendo:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

Le verifiche hanno evidenziato il rispetto della condizione in tutte le sezioni analizzate, con valori del rapporto M_{Ed}/M_{Rd} generalmente compresi tra 0,7 e 0,9 nelle zone maggiormente sollecitate.

Verifica a taglio

La verifica a taglio è stata condotta adottando il modello a traliccio con inclinazione variabile delle bielle compresse, considerando il contributo sia del calcestruzzo sia dell'armatura trasversale.

La resistenza a taglio è stata assunta pari al minimo tra il contributo del calcestruzzo e quello dell'armatura:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rd,c}, V_{Rd,s})$$

Il contributo del calcestruzzo è stato valutato come:

$$V_{Rd,c} = 0,9 d b_w \alpha_c v_1 f_{cd} \frac{\cot \alpha + \cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}$$

mentre il contributo delle staffe è stato determinato mediante:

$$V_{Rd,s} = 0,9 \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha$$

La verifica è stata condotta imponendo:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

La disposizione dell'armatura trasversale è stata definita con passo variabile lungo la trave, riducendo l'interasse nelle zone di appoggio e nelle regioni dissipative, in coerenza con le prescrizioni normative.

Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Verifica delle tensioni

La verifica delle tensioni è stata eseguita secondo la metodologia illustrata nel Paragrafo 2.8.1.3 , considerando le combinazioni caratteristica (rara) e quasi permanente delle azioni. Le tensioni nel calcestruzzo e nelle armature sono state valutate mediante analisi elastica della sezione fessurata e confrontate con i corrispondenti limiti normativi.

I risultati delle verifiche, riportati in APPENDICE A, evidenziano il rispetto delle prescrizioni normative per tutte le sezioni analizzate.

Verifica della fessurazione

La verifica della fessurazione è stata condotta secondo la procedura descritta nel Paragrafo 2.8.1.3 , assumendo un limite di apertura delle fessure pari a $w_k \leq 0.3\text{mm}$.

Il controllo è stato effettuato mediante il metodo indiretto previsto dalla normativa, verificando la compatibilità del diametro e della spaziatura delle armature con i valori limite associati alle tensioni di esercizio dell'acciaio.

I risultati ottenuti confermano il soddisfacimento delle verifiche di fessurazione per tutte le sezioni considerate.

2.8.3.4 Dettagli costruttivi e armature

La definizione dei dettagli costruttivi della trave T3 rappresenta una fase fondamentale del processo progettuale, in quanto consente di tradurre i risultati delle verifiche agli stati limite in soluzioni esecutive coerenti con le prescrizioni normative e con le esigenze realizzative. Particolare attenzione è stata posta alla disposizione delle armature longitudinali e trasversali, alla verifica degli interferi, alla definizione del copriferro, nonché alle lunghezze di ancoraggio e di sovrapposizione delle barre.

Armature longitudinali e criteri di disposizione

L'armatura longitudinale è stata definita sulla base dell'andamento del momento flettente lungo lo sviluppo della trave, caratterizzato dalla presenza di momenti positivi in campata e momenti negativi in corrispondenza degli appoggi.

CAPITOLO 2

In conseguenza di tale distribuzione, l'armatura principale è stata disposta inferiormente nelle zone di campata, mentre in prossimità degli appoggi è stata prevista armatura superiore, opportunamente prolungata oltre le sezioni critiche. La configurazione adottata prevede l'impiego prevalente di barre di diametro 18 mm, integrate localmente mediante barre aggiuntive al fine di soddisfare le verifiche a flessione nelle sezioni maggiormente sollecitate.

La disposizione delle armature è stata definita in modo da garantire continuità lungo lo sviluppo della trave, evitando interruzioni in prossimità delle sezioni critiche e assicurando una distribuzione regolare, così da ridurre la concentrazione delle tensioni e migliorare il comportamento globale dell'elemento strutturale.

Al fine di sintetizzare le scelte progettuali adottate, si riporta in Figura 40, lo schema di disposizione delle armature longitudinali della trave.

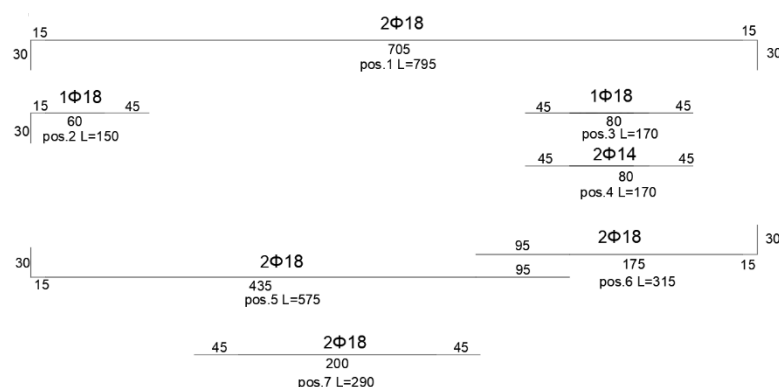


Figura 40 - Schema di disposizione delle armature longitudinali della trave T3 piano 1

Verifica degli interferri e aspetti esecutivi

Dal punto di vista costruttivo, è stato verificato il rispetto degli interferri minimi tra le barre, al fine di garantire adeguata aderenza tra acciaio e calcestruzzo, nonché un corretto getto e una efficace compattazione del conglomerato.

In accordo con le prescrizioni normative, l'interferro netto è stato assunto non inferiore al massimo tra il diametro delle barre, il diametro massimo dell'inerte incrementato di 5 mm e il valore minimo convenzionale previsto per la specifica disposizione delle armature. Tale verifica ha consentito di confermare la compatibilità della disposizione adottata con le dimensioni geometriche della sezione.

Lunghezze di ancoraggio

Applicando la procedura di verifica illustrata nel Paragrafo 2.8.1.4 , è risultata una lunghezza di ancoraggio di progetto pari a $l_{bd} = 424$ mm, superiore alla lunghezza minima richiesta ($l_{b,min} = 360$ mm). La verifica risulta pertanto soddisfatta.

Per esigenze esecutive è stata adottata una lunghezza di ancoraggio effettiva pari a $l_{b,eff} = 450$ mm.

Lunghezze di sovrapposizione

Nel caso delle giunzioni per sovrapposizione, la lunghezza è stata determinata in funzione del coefficiente $\alpha_6 = 1,50$, ottenendo $l_0 = 909$ mm, valore superiore al minimo richiesto risultante di $l_{0,min} = 360$ mm. Anche in questo caso, al fine di garantire semplicità esecutiva e maggiore affidabilità del dettaglio costruttivo, è stata adottata una lunghezza di sovrapposizione pari a $l_{0,eff} = 95$ cm.

Le sovrapposizioni sono state disposte evitando la loro concentrazione nelle zone maggiormente sollecitate e, in particolare, all'interno delle zone dissipative.

Zone dissipative e criteri di dettaglio

In accordo con i criteri di progettazione sismica, è stata assunta una lunghezza della zona dissipativa pari a $l_{zd} = 50$ cm.

All'interno di tali regioni sono state adottate specifiche cautele progettuali, evitando l'interruzione delle barre longitudinali e il posizionamento delle sovrapposizioni, al fine di garantire adeguati livelli di duttilità locale e una corretta gerarchia delle resistenze.

Armatura trasversale

Per quanto riguarda l'armatura trasversale, la trave è stata dotata di staffe a due bracci di diametro 8 mm, disposte con passo variabile lungo lo sviluppo dell'elemento. La Figura 41 riporta la sezione trasversale della trave oggetto di studio e il relativo dettaglio della staffatura, con indicazione delle dimensioni geometriche e delle piegature terminali a 135° previste per l'armatura trasversale.

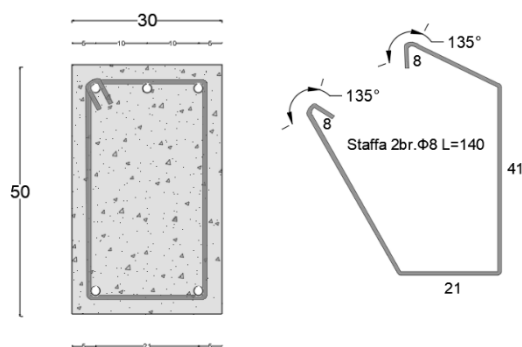


Figura 41 - Sezione trasversale trave T3 piano 1

In particolare, la staffatura è stata infittita in prossimità degli appoggi e nelle zone dissipative, dove risultano massimi i valori dello sforzo di taglio, adottando un passo pari a 100 mm. Nelle zone centrali di campata, caratterizzate da minori sollecitazioni, il passo è stato progressivamente incrementato fino a 200 mm.

Tale configurazione consente di soddisfare le verifiche a taglio e di garantire un adeguato confinamento del calcestruzzo nelle zone più critiche, contribuendo al miglioramento del comportamento duttile dell'elemento strutturale.

Al fine di sintetizzare la disposizione adottata, si riporta in Figura 42 lo schema rappresentativo dell'armatura trasversale della trave, con indicazione della variazione del passo delle staffe lungo lo sviluppo dell'elemento.

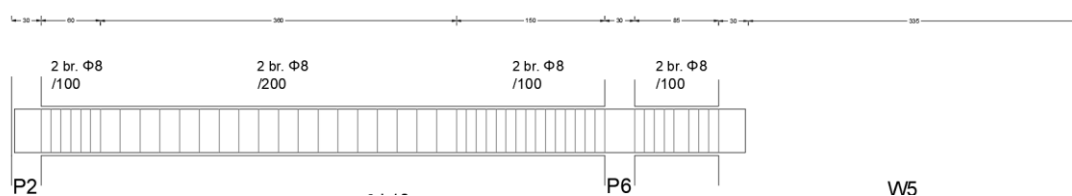


Figura 42 - Schema di disposizione dell'armatura trasversale nella trave T3 piano 1

Copriferro e durabilità

In accordo con i criteri di durabilità illustrati nel Paragrafo 2.8.1.4 , è stato adottato un copriferro nominale pari a $c_{nom} = 30$ mm valore conforme alle prescrizioni normative e adeguato alle condizioni ambientali considerate.

2.8.4 Progettazione dei pilastri

2.8.4.1 Individuazione del pilastro significativo

La progettazione strutturale è stata estesa all'insieme dei pilastri presenti nell'edificio; tuttavia, al fine di rendere la trattazione più chiara e significativa, si è scelto di sviluppare nel dettaglio il dimensionamento e le verifiche con riferimento a un elemento rappresentativo.

La selezione del pilastro significativo è stata effettuata sulla base dei criteri di maggiore sollecitazione, con particolare riferimento ai valori dello sforzo normale agente, che risultano generalmente più elevati per gli elementi ubicati ai livelli inferiori della struttura e in posizione periferica, a causa della minore collaborazione con gli elementi circostanti.

In particolare, è stato individuato come elemento di riferimento il pilastro di bordo P10, evidenziato in Figura 43, risultante il più sollecitato a sforzo assiale tra quelli analizzati. Tale pilastro, infatti, è soggetto a valori elevati di azione assiale derivanti dalla combinazione dei carichi verticali trasmessi dai solai e dalla distribuzione non uniforme delle rigidezze strutturali.

I risultati ottenuti per il pilastro P10 possono pertanto ritenersi rappresentativi anche per gli altri elementi verticali della struttura, progettati secondo criteri analoghi.

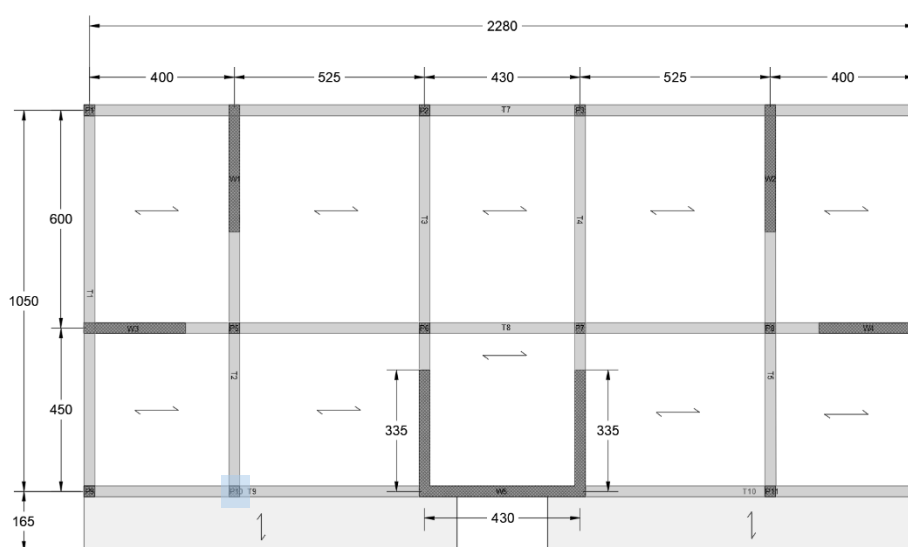


Figura 43 - Individuazione del pilastro di bordo P10 nella maglia strutturale dell'impalcato

2.8.4.2 Analisi delle sollecitazioni

La determinazione delle sollecitazioni di progetto per il pilastro di riferimento è stata condotta con riferimento alle combinazioni di carico agli Stati Limite Ultimi (SLU), sulla base dei risultati dell'analisi globale della struttura.

A differenza di quanto adottato per gli elementi inflessi (travi e solai), per i quali è possibile costruire involuppi delle sollecitazioni lungo lo sviluppo dell'elemento, nel caso dei pilastri non si procede mediante involuppo indipendente delle azioni interne. Infatti, il comportamento della sezione è governato dall'interazione tra sforzo normale e momento flettente, e pertanto risulta necessario considerare congiuntamente tali grandezze.

In particolare, per ciascuna combinazione di carico sono state considerate le coppie di sollecitazioni:

$$(N_{Ed}, M_{Ed})$$

direttamente derivate dall'analisi strutturale. Tale approccio consente di mantenere la coerenza fisica tra le azioni agenti, evitando combinazioni non realistiche che deriverebbero dall'adozione di involuppi separati dei massimi valori di N e M .

Le coppie di sollecitazioni così determinate costituiscono la base per il successivo dimensionamento a pressoflessione, condotto mediante verifica della sezione attraverso diagrammi di interazione $M-N$.

2.8.4.3 Verifiche agli stati limite

Le verifiche del pilastro P10 sono state condotte con riferimento agli Stati Limite Ultimi, analizzando il comportamento della sezione nei confronti della pressoflessione e del taglio. In questa sede viene descritto il procedimento adottato, mentre i risultati numerici completi delle verifiche, relativi a tutte le combinazioni di carico considerate, sono riportati in APPENDICE A - A.4 Pilastri.

Verifica a pressoflessione

La verifica a pressoflessione è stata eseguita considerando, per ciascuna combinazione di carico, le coppie di sollecitazioni costituite dallo sforzo normale agente e dal momento flettente associato. A differenza degli elementi prevalentemente inflessi, per i pilastri non si è fatto ricorso a involuppi indipendenti delle sollecitazioni, in quanto ciò condurrebbe

CAPITOLO 2

a combinazioni non fisicamente coerenti tra sforzo normale e momento. Si è quindi mantenuta l'associazione reale tra le azioni, così come risultante dall'analisi strutturale.

La verifica è stata condotta mediante diagrammi di interazione momento–sforzo normale normalizzati, assumendo una distribuzione dell'armatura longitudinale concentrata alle estremità della sezione. Per ciascuna combinazione sono stati determinati i parametri adimensionali:

$$\nu = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} = 1,76 \frac{N_{Ed}}{A_c f_{ck}}$$
$$\mu = \frac{M_{Ed}}{A_c h f_{cd}} = 1,76 \frac{M_{Ed}}{A_c h f_{ck}}$$

dove A_c è l'area della sezione di calcestruzzo, h è la dimensione della sezione nella direzione di inflessione considerata e f_{cd} è la resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo.

Per la definizione del dominio resistente è stata inoltre considerata la percentuale meccanica totale di armatura:

$$\omega_{tot} = \frac{A_{s,tot} f_{yd}}{A_c f_{cd}} = 1,53 \frac{A_{s,tot} f_{yk}}{A_c f_{ck}}$$

La verifica è stata quindi condotta confrontando le coppie (ν, μ) con il dominio di resistenza della sezione, riportato in Figura 44.

È stato utilizzato un diagramma di interazione troncato, che rappresenta la limitazione della resistenza del calcestruzzo in condizioni di elevata compressione. Tale troncamento consente di tenere conto della riduzione della capacità resistente della sezione al crescere dello sforzo normale, evitando di considerare condizioni teoriche di compressione centrata non ricadono all'interno del dominio resistente troncato. Nel caso in esame, le sollecitazioni risultano compatibili con la capacità resistente della sezione, confermando l'adeguatezza dell'armatura longitudinale adottata.

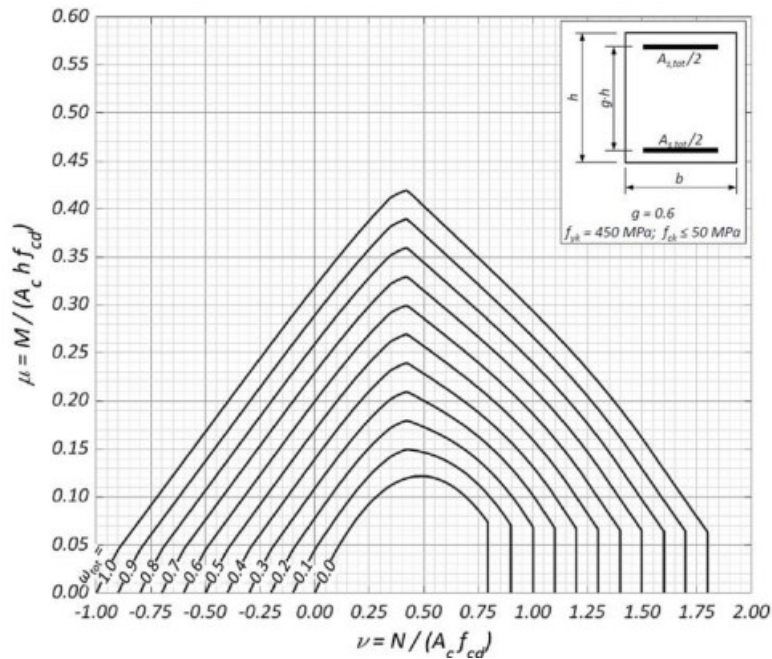


Figura 44 - Diagramma di interazione momento-sforzo normale troncato per i pilastri

Verifica a taglio

La verifica a taglio del pilastro P10 è stata condotta con riferimento agli Stati Limite Ultimi, considerando le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni di carico e tenendo conto dell'interazione tra sforzo di taglio e azione assiale.

In analogia con quanto adottato per la verifica a pressoflessione, anche nel caso del taglio non si è fatto ricorso a valori di involuppo indipendenti, ma sono state considerate le sollecitazioni coerenti derivanti dalle singole combinazioni di carico.

La verifica è stata eseguita sulla base del modello a traliccio equivalente, imponendo la condizione:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

dove la resistenza a taglio della sezione è assunta pari al minimo tra il contributo dell'armatura trasversale e quello del calcestruzzo compresso:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rd,s}, V_{Rd,c})$$

CAPITOLO 2

Il contributo dell'armatura trasversale è espresso, nel caso di staffe ortogonali all'asse dell'elemento, come:

$$V_{Rd,s} = 0,783 d \frac{A_{sw}}{s} f_{yk} \cot \theta^*$$

mentre il contributo del calcestruzzo, legato alla resistenza delle bielle compresse, è valutato mediante:

$$V_{Rd,c} = 0,255 d b_w \alpha_c v_1 f_{ck} \frac{\cot^* \theta}{1 + \cot^2 \theta^*}$$

dove i coefficienti assumono i significati usuali previsti dalla normativa.

Ai fini della verifica è stata inoltre introdotta la percentuale meccanica di armatura a taglio, definita come:

$$\omega_{sw} = \frac{A_{sw} f_{yd}}{b_w s f_{cd}} = 1,53 \frac{A_{sw} f_{yk}}{b_w s f_{ck}}$$

e lo sforzo normale normalizzato:

$$\nu = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} = 1,76 \frac{N_{Ed}}{A_c f_{ck}}$$

nonché il taglio normalizzato:

$$\psi = \frac{V_{Ed}}{b_w d f_{cd}} = 1,76 \frac{V_{Ed}}{b_w d f_{ck}}$$

In considerazione della dipendenza della resistenza a taglio dall'azione assiale, la verifica è stata condotta mediante l'impiego di diagrammi di interazione taglio-sforzo normale (V-N) in forma adimensionale. Tali diagrammi consentono di rappresentare in modo sintetico la capacità resistente della sezione al variare della percentuale di armatura trasversale e del livello di compressione assiale.

Per ciascuna combinazione di carico sono stati determinati i parametri (ν , ψ) e i punti così ottenuti sono stati confrontati con il dominio resistente definito dal diagramma di interazione riportato in Figura 45. La verifica risulta soddisfatta quando tutti i punti ricadono all'interno del dominio resistente corrispondente all'armatura adottata.

CAPITOLO 2

Nel caso in esame, la progettazione è stata condotta inizialmente assumendo l'armatura minima prescritta dalla normativa, distinguendo tra zone dissipative e non dissipative. Successivamente, mediante il confronto con i diagrammi di interazione, è stata verificata la capacità della sezione di resistere alle sollecitazioni di progetto; laddove necessario, si è proceduto all'adeguamento del passo delle staffe al fine di garantire il soddisfacimento delle verifiche.

L'analisi ha evidenziato che l'armatura trasversale adottata, caratterizzata da un passo ridotto nelle zone dissipative e maggiore nelle zone centrali, consente di soddisfare le verifiche a taglio per tutte le combinazioni considerate, garantendo al contempo adeguati livelli di duttilità e confinamento.

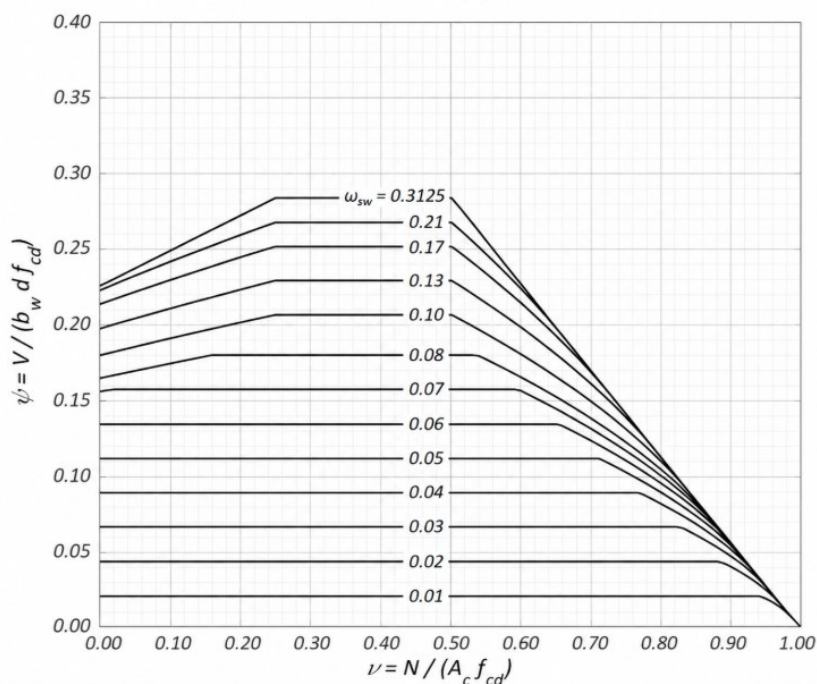


Figura 45 - Diagramma di interazione taglio-sforzo normale per i pilastri

2.8.4.4 Dettagli costruttivi e armature

Armatura longitudinale e criteri di disposizione

L'armatura longitudinale del pilastro è stata definita nel rispetto dei requisiti normativi previsti dalle NTC 2018 e dall'Eurocodice 2, garantendo sia le prestazioni resistenti sia la corretta realizzazione esecutiva.

La disposizione delle barre è stata adottata lungo il perimetro della sezione, con una configurazione simmetrica costituita da 4 barre di diametro $\Phi 18$ mm, collocate agli angoli della sezione quadrata 300×300 mm. Tale scelta consente di assicurare un comportamento regolare a pressoflessione e un'adeguata collaborazione con l'armatura trasversale.

L'interasse tra le barre longitudinali è stato verificato nel rispetto del limite:

$$s_l \leq 200 \text{ mm}$$

garantendo al contempo un adeguato interferro netto per il corretto getto del calcestruzzo e il passaggio dei vibratori.

Inoltre, il diametro delle barre soddisfa il requisito:

$$\phi_l \geq 12 \text{ mm}$$

La configurazione dell'armatura longitudinale, definita secondo i criteri sopra descritti, è illustrata in Figura 46, dove è riportata la sezione del pilastro con la disposizione delle barre.

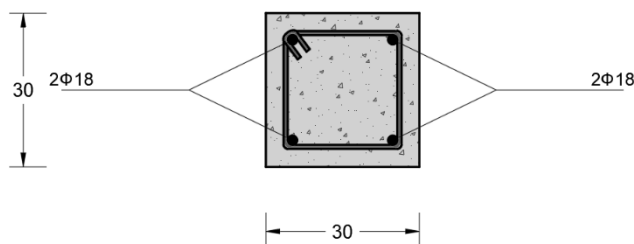


Figura 46 - Sezione del pilastro P10 con disposizione delle armature longitudinali

Lunghezze di ancoraggio

Le barre longitudinali sono state ancorate oltre le sezioni critiche, garantendo il completo sviluppo della resistenza di aderenza acciaio–calcestruzzo. Le verifiche hanno fornito una lunghezza di ancoraggio efficace pari a 45 cm, superiore alla lunghezza minima prescritta dalla normativa; pertanto, la verifica di ancoraggio risulta soddisfatta.

Lunghezze di sovrapposizione

Le giunzioni delle barre longitudinali sono state realizzate mediante sovrapposizione, adottando una lunghezza efficace pari a 95 cm, superiore al valore minimo richiesto dalla normativa. Le sovrapposizioni sono state collocate preferibilmente al di fuori delle zone dissipative, in conformità alle prescrizioni sismiche, evitando concentrazioni di debolezza nelle regioni critiche.

Copriferro

Il copriferro nominale è stato definito in accordo con le prescrizioni normative, facendo riferimento alla Tabella 30, dalla quale è stato individuato un valore pari a $c_{nom} = 35$ mm. Tale valore, coerente con la classe di esposizione considerata, risulta idoneo a garantire la durabilità della struttura, la protezione delle armature nei confronti dei fenomeni di corrosione e un adeguato comportamento in condizioni di incendio.

Armatura trasversale

L'armatura trasversale del pilastro è costituita da staffe a due bracci di diametro $\phi_{st} = 8$ mm, disposte con passo variabile lungo l'altezza dell'elemento. In particolare, nelle zone dissipative è stato adottato un passo pari a $s = 100$ mm, mentre nelle restanti porzioni del pilastro il passo è stato incrementato a $s = 150$ mm.

La lunghezza delle zone dissipative è stata assunta pari a $l_{zd} = 45$ cm, in accordo con le prescrizioni normative per strutture in calcestruzzo armato in zona sismica.

La configurazione adottata risulta conforme ai requisiti normativi relativi al confinamento del calcestruzzo, alla stabilità delle barre longitudinali e alla disposizione delle armature nelle regioni critiche, garantendo il comportamento duttile richiesto in condizioni sismiche.

CAPITOLO 2

La disposizione complessiva delle armature longitudinali e trasversali è riportata in Figura 47, nella quale è illustrato lo schema esecutivo del pilastro.

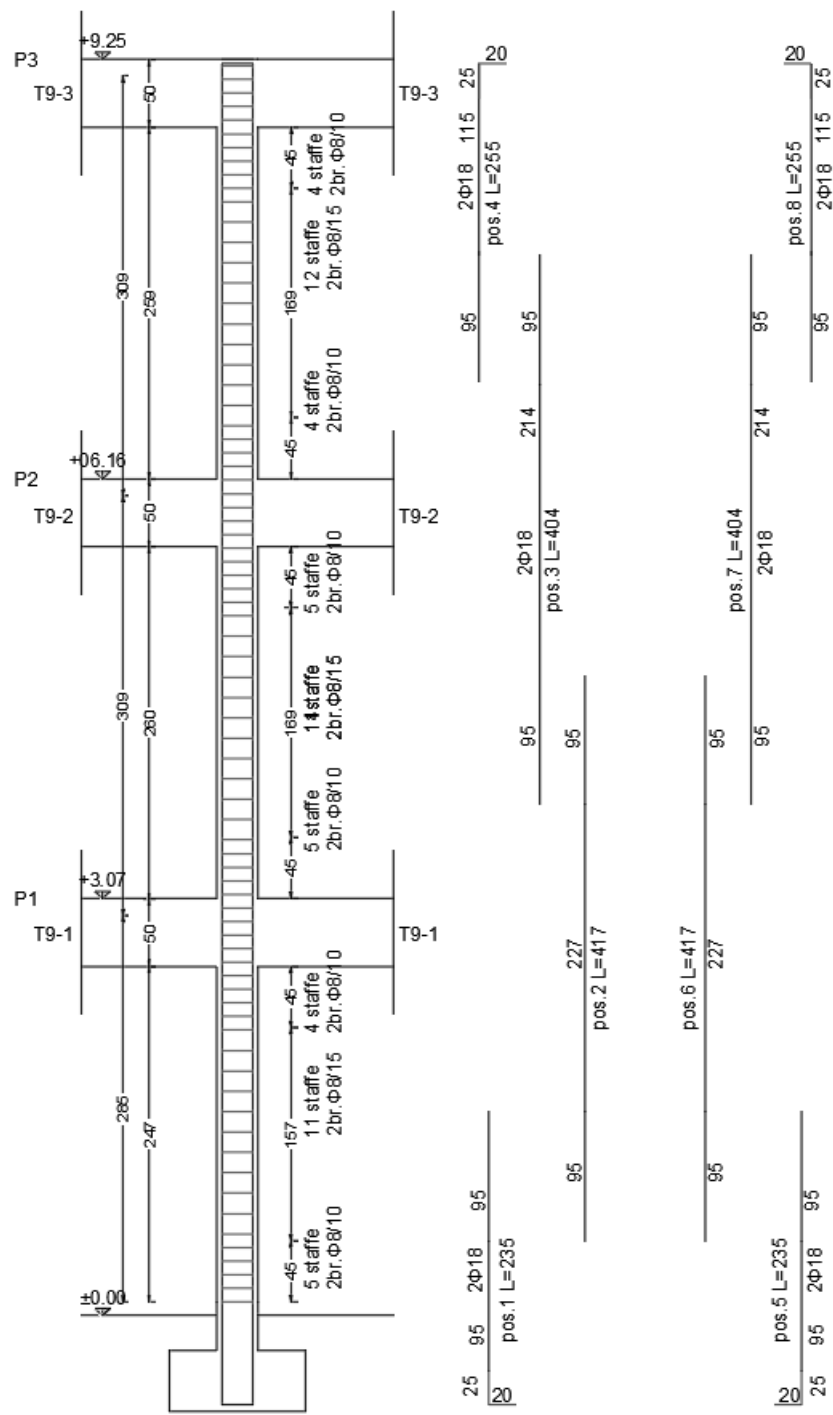


Figura 47 - Schema esecutivo del pilastro P10

2.8.5 Progettazione dei setti in c.a.

2.8.5.1 Individuazione del setto progettato e verifiche preliminari

A titolo di esempio della progettazione delle pareti strutturali adottata nel presente elaborato, si è deciso di riportare nel dettaglio esclusivamente la progettazione del setto W1, evidenziato nella Figura 48.

Il setto W1 è costituito da una parete in calcestruzzo armato di dimensioni pari a 350×30 cm, disposta in pianta lungo la direzione Y. Come illustrato nei capitoli precedenti, i setti rappresentano gli elementi principali del sistema resistente nei confronti dell'azione sismica, contribuendo in maniera significativa alla rigidezza laterale e all'assorbimento delle azioni orizzontali. Per tale motivo, la loro progettazione è stata condotta in accordo con le prescrizioni previste dal Capitolo 7 delle NTC 2018 relativo alla progettazione delle strutture in zona sismica.

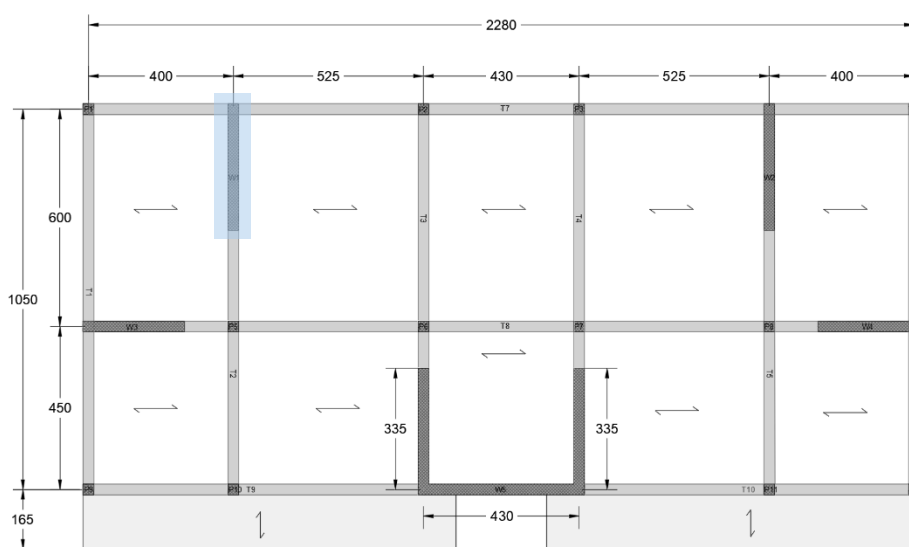


Figura 48 - Individuazione del setto W1 nella pianta strutturale dell'edificio

In via preliminare è stata eseguita la verifica di snellezza della parete, secondo quanto previsto dalla normativa vigente. In particolare, una parete strutturale si definisce snella quando risulta:

$$\frac{h_w}{l_w} > 2$$

mentre si definisce tozza nel caso contrario, essendo h_w l'altezza totale della parete misurata a partire dalla base e l_w la lunghezza della parete nella direzione considerata.

Nel caso in esame, dalla verifica effettuata è emerso che la parete risulta effettivamente snella. Tale classificazione assume particolare importanza ai fini della progettazione sismica, poiché le pareti snelle presentano un comportamento strutturale differente rispetto alle pareti tozze, soprattutto in relazione alla distribuzione delle sollecitazioni flettenti e alla formazione delle zone dissipative.

Le pareti strutturali, essendo soggette prevalentemente a pressoflessione per effetto delle azioni sismiche, possono essere assimilate dal punto di vista resistente a elementi pressoinflessi analoghi ai pilastri. Per tale motivo, la normativa prevede che nelle regioni critiche della parete vengano individuate, in corrispondenza delle estremità della sezione, due zone confinate denominate pseudo-colonne, nelle quali concentrare l'armatura longitudinale principale.

La lunghezza delle pseudo-colonne è stata definita in accordo con le prescrizioni normative assumendo:

$$l_c = 0.20 l_w \geq 1.5 b_w$$

essendo b_w lo spessore della parete.

Nel caso in esame, la lunghezza adottata per le pseudo-colonne è risultata pertanto conforme alle prescrizioni normative, essendo 70 cm > 45 cm.

La Figura 49 riporta la schematizzazione del setto W1 con individuazione delle pseudo-colonne alle estremità della parete.

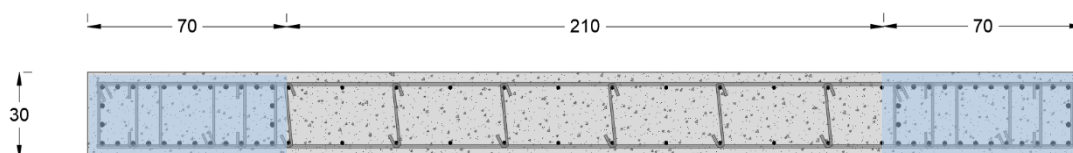


Figura 49 - Individuazione delle pseudo-colonne nel setto W1

2.8.5.2 Analisi delle sollecitazioni

La determinazione delle sollecitazioni di progetto del setto W1 è stata effettuata a partire dai risultati dell'analisi strutturale eseguita mediante il software agli elementi finiti Midas Gen (MIDAS IT, 2024). In particolare, ai fini del dimensionamento delle armature longitudinali e delle successive verifiche agli stati limite, sono state considerate tutte le combinazioni di carico previste dalla normativa, sia statiche sia sismiche.

È opportuno osservare che, nel caso delle pareti strutturali soggette a pressoflessione, il dimensionamento non può essere condotto utilizzando direttamente i diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni ottenuti dall'analisi. Infatti, i valori massimi dello sforzo normale e del momento flettente risultano generalmente incongruenti, poiché non si verificano nella medesima combinazione di carico.

Per tale motivo, il calcolo dell'armatura longitudinale è stato eseguito considerando separatamente ciascuna combinazione di carico, valutando per ognuna la corrispondente coppia di sollecitazioni (N_{Ed} , M_{Ed}).

Dal punto di vista del comportamento strutturale, le pareti in calcestruzzo armato soggette ad azione sismica presentano una deformata assimilabile a quella di un sistema a mensola equivalente a un grado di libertà, caratterizzato da elevata rigidezza flessionale rispetto agli elementi intelaiati circostanti. In particolare, nel caso di pareti snelle, la distribuzione dei momenti flettenti lungo l'altezza della parete risulta significativamente influenzata dalla formazione della zona dissipativa alla base.

Per le sole pareti snelle, sia in Classe di Duttività Alta (CDA) sia in Classe di Duttività Bassa (CDB), le NTC 2018 prescrivono che la domanda in termini di momento flettente venga ottenuta mediante traslazione verso l'alto dell'inviluppo del diagramma dei momenti derivante dall'analisi lineare. Tale procedura consente di tenere conto della redistribuzione plastica delle sollecitazioni conseguente alla formazione della cerniera plastica alla base della parete.

Di conseguenza, i momenti flettenti lungo l'altezza del setto W1 sono stati determinati mediante traslazione verso l'alto dell'inviluppo del diagramma dei momenti ottenuto dall'analisi strutturale. L'inviluppo è stato assunto con andamento lineare, in quanto la

CAPITOLO 2

struttura non presenta discontinuità significative in termini di massa, rigidezza e resistenza lungo l'altezza.

La traslazione del diagramma dei momenti è stata assunta pari a h_{cr} , ossia all'altezza della zona dissipativa inelastica alla base della parete. La determinazione di tale parametro è stata effettuata in accordo con quanto previsto dal §7.4.4.5.1 delle NTC 2018:

$$h_{cr} = \max\left(l_w; \frac{h_w}{6}\right)$$

purché risulti:

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w \\ h_s \text{ per } n \leq 6 \text{ piani} \end{cases}$$

dove:

- l_w rappresenta la lunghezza della parete;
- h_w rappresenta l'altezza totale della parete;
- h_s rappresenta l'altezza libera di interpiano;
- n rappresenta il numero di piani della costruzione.

Nel caso del setto W1, essendo l_w pari a 3,50 m, h_w pari a 9,27 m si è ottenuto un valore di 2,7 m conforme ai limiti imposti dalla normativa.

La Figura 50 riporta schematicamente la procedura normativa di traslazione del diagramma dei momenti per pareti snelle, mentre la Figura 51 mostra l'involuppo dei momenti flettenti del setto W1 ottenuto dall'analisi FEM e la relativa traslazione adottata ai fini della progettazione.

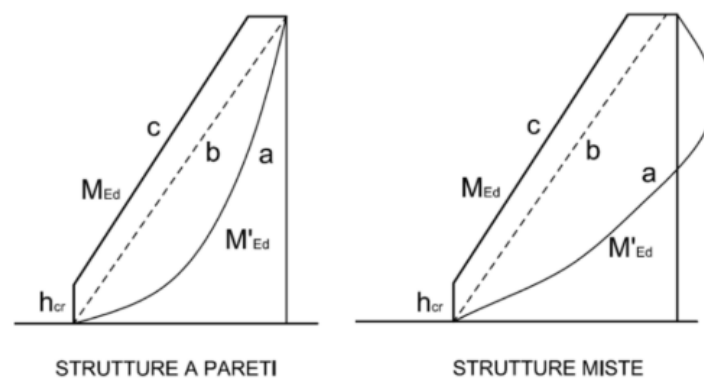


Figura 50 - (Fig.7.4.4 NTC18) Traslazione del diagramma dei momenti flettenti per strutture a parete e strutture miste

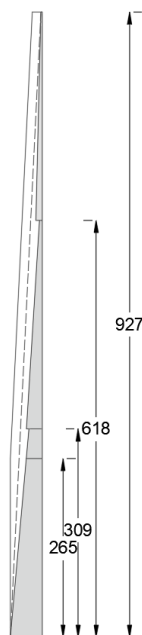


*Figura 51 -
Involucro dei
momenti flettenti
del setto W1*

2.8.5.3 Verifiche agli stati limite

Una volta definite le sollecitazioni di progetto e determinata la disposizione preliminare delle armature longitudinali e trasversali, il setto W1 è stato sottoposto alle verifiche agli stati limite previste dalle NTC 2018 per pareti strutturali dissipative in calcestruzzo armato. In particolare, sono state eseguite le verifiche a pressoflessione e a taglio, considerando i diversi meccanismi resistenti e le modalità di crisi previste dalla normativa per pareti snelle soggette ad azione sismica. Per il dettaglio dei risultati del dimensionamento, delle armature adottate e delle verifiche relative agli elementi considerati si rimanda alla corrispondente sezione dell' APPENDICE A - A.5 Pareti strutturali in c.a.

Verifica a pressoflessione

La verifica a pressoflessione è stata condotta considerando le coppie di sollecitazioni (N_{Ed}, M_{Ed}) ottenute dalle diverse combinazioni di carico analizzate.

Ai fini del dimensionamento e della verifica della sezione resistente, sono stati utilizzati i diagrammi normalizzati di interazione pressoflessione, ottenuti mediante adimensionalizzazione delle sollecitazioni agenti attraverso i parametri:

$$\nu = \frac{N_{Ed}}{b_w l_w f_{cd}}; \mu = \frac{M_{Ed}}{b_w l_w^2 f_{cd}}$$

dove:

- N_{Ed} rappresenta lo sforzo normale agente;
- M_{Ed} rappresenta il momento flettente di progetto;
- b_w rappresenta lo spessore della parete;
- l_w rappresenta la lunghezza della parete;
- f_{cd} rappresenta la resistenza di progetto del calcestruzzo.

I valori ottenuti hanno consentito di individuare, mediante i diagrammi di interazione, il coefficiente meccanico di armatura ω necessario per garantire la resistenza della parete alle sollecitazioni di progetto. La verifica è risultata soddisfatta per tutte le combinazioni considerate.

Verifica a taglio

Nel corso della progettazione è stato eseguito il calcolo dei tagli agenti e la verifica a taglio della parete strutturale. Per le pareti snelle, come nel caso in esame, è stato necessario considerare l'incremento delle forze di taglio derivante dalla formazione della cerniera plastica alla base della parete, conformemente alle indicazioni del §7.4.4.5.1 delle NTC 2018.

Il taglio agente di progetto è stato pertanto determinato incrementando il valore ottenuto dall'analisi strutturale mediante la relazione normativa:

$$1,5V_{analisi} \leq V_{analisi} q \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q} \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0,1 \left(\frac{S_e(T_c)}{S_e(T_1)}\right)^2} \leq qV_{analisi}$$

Dove T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione dell'edificio nella direzione dell'azione sismica, $S_e(T)$ è l'ordinata dello spettro di risposta elastico, q è il fattore di struttura mentre γ_{Rd} è stato assunto pari ad 1 per la CDB.

Tale incremento risulta fondamentale per rappresentare in maniera più realistica il comportamento non lineare della parete in condizioni sismiche e garantire che la crisi per taglio non preceda la formazione della cerniera plastica prevista alla base dell'elemento.

CAPITOLO 2

La verifica a taglio è stata eseguita confrontando il valore del taglio agente incrementato con la resistenza a taglio della parete, valutata considerando sia il contributo del calcestruzzo sia quello dell'armatura trasversale.

Conformemente a quanto previsto dal §7.4.4.5.1 delle NTC 2018, per le pareti strutturali dissipative sono stati considerati i seguenti possibili meccanismi resistenti:

- rottura per taglio-compresione del calcestruzzo dell'anima;
- rottura per taglio-trazione delle armature dell'anima;
- rottura per scorrimento nelle zone critiche.

Verifica a taglio-compresione

La resistenza a taglio-compresione della parete è stata valutata mediante la relazione:

$$V_{Rd,c} = 0,8 l_w b_w \alpha_c f'_{cd}$$

dove:

- l_w rappresenta l'altezza della sezione;
- b_w rappresenta lo spessore della parete;
- α_c è il coefficiente maggiorativo che tiene conto dell'effetto della compressione sulla resistenza a taglio;
- f'_{cd} rappresenta la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo.

La verifica è risultata soddisfatta in quanto $V_{Sd} < V_{Rd,c}$.

Verifica a taglio-trazione delle armature

La verifica a taglio-trazione è stata condotta introducendo il rapporto di taglio:

$$\alpha_s = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed} l_w}$$

dove:

- M_{Ed} rappresenta il momento flettente agente;
- V_{Ed} rappresenta il taglio agente;

- l_w rappresenta la lunghezza della parete.

Anche in questo caso la verifica è risultata soddisfatta, essendo $V_{Sd} < V_{Rd,s}$.

Verifica a scorrimento nella zona critica

L'ultima verifica eseguita riguarda la possibile rottura per scorrimento nella zona critica alla base della parete. La resistenza a scorrimento è stata valutata considerando il contributo combinato dell'effetto spinotto delle armature verticali e dell'attrito sviluppato dalla compressione normale agente.

Il contributo dovuto all'effetto spinotto delle armature verticali è stato determinato mediante:

$$V_{ad} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{array} \right.$$

dove:

- $\sum A_{sj}$ rappresenta la somma delle aree delle barre verticali attraversanti il piano di scorrimento;
- f_{yd} è la resistenza di progetto dell'acciaio;
- f_{cd} è la resistenza di progetto del calcestruzzo.

Il contributo resistente per attrito è stato invece determinato mediante:

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \cdot [(\sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed}) \cdot \xi + M_{Ed}/z] \\ 0,5\eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{w0} \end{array} \right.$$

dove:

- μ_f rappresenta il coefficiente di attrito del calcestruzzo sotto azioni cicliche, assunto pari a 0,60;
- ξ rappresenta l'altezza della zona compressa normalizzata;
- N_{Ed} rappresenta lo sforzo normale agente.

La verifica complessiva a scorrimento è stata quindi effettuata mediante $V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{fd}$, ed è risultata soddisfatta in quanto $V_{Rd,s} \geq V_{Sd}$.

2.8.5.4 Dettagli costruttivi e armature

Armatura longitudinale e criteri di disposizione

Una volta determinate le sollecitazioni di progetto agenti sulla parete W1, la progettazione dell'armatura longitudinale è stata eseguita mediante l'utilizzo dei diagrammi normalizzati di interazione pressoflessione, ottenuti attraverso l'adimensionalizzazione delle sollecitazioni agenti.

I valori dei parametri adimensionali ν e μ , determinati come descritto nel paragrafo precedente, sono stati utilizzati per accedere alle tabelle dei diagrammi normalizzati, dalle quali è stato possibile individuare il coefficiente meccanico di armatura ω , corrispondente al quantitativo di armatura necessario per garantire la resistenza della sezione alle sollecitazioni di progetto.

Per l'utilizzo dei diagrammi di interazione, la sezione reale della parete è stata ricondotta a una configurazione equivalente assimilabile a una sezione rettangolare con armatura concentrata nel baricentro delle pseudo-colonne. Tale semplificazione consente di rappresentare in maniera efficace il comportamento resistente della parete soggetta a pressoflessione, concentrando l'armatura longitudinale nelle zone maggiormente sollecitate della sezione.

Il coefficiente ω ottenuto dai diagrammi è stato successivamente ripartito uniformemente tra le due pseudo-colonne della parete, assegnando a ciascuna estremità metà del quantitativo complessivo di armatura. L'area di armatura longitudinale necessaria per ciascuna pseudo-colonna è stata quindi determinata mediante la relazione:

$$A_{s,nec} = \frac{\omega}{2} \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

dove:

- b_w rappresenta lo spessore della parete;
- h rappresenta la dimensione della sezione considerata;
- f_{cd} rappresenta la resistenza di progetto del calcestruzzo;

CAPITOLO 2

- f_{yd} rappresenta la resistenza di progetto dell'acciaio.

L'armatura longitudinale così determinata è stata successivamente verificata nel rispetto dei limiti normativi relativi al tasso geometrico di armatura previsti dalle NTC 2018 per gli elementi dissipativi:

$$1\% \leq \rho \leq 4\%$$

Il tasso geometrico di armatura è stato determinato mediante la relazione:

$$\rho = \frac{A_s}{b_w l_c}$$

dove:

- A_s rappresenta l'area dell'armatura longitudinale presente nella pseudo-colonna;
- b_w rappresenta lo spessore della parete;
- l_c rappresenta la lunghezza della pseudo-colonna.

Sulla base delle verifiche effettuate, per ciascuna pseudo-colonna è stata adottata la seguente disposizione di armatura longitudinale $28\phi 16$ mm.

Nella parte centrale della parete, definita anima e compresa tra le due pseudo-colonne, è stata prevista un'armatura distribuita verticale e orizzontale con funzione resistente nei confronti delle azioni taglianti e di controllo della fessurazione.

L'area minima dell'armatura verticale dell'anima è stata determinata secondo quanto previsto dalle NTC 2018 mediante la relazione:

$$A_{sv,min} = 0,002 b_w l_{anima}$$

Tale prescrizione normativa garantisce un adeguato contributo resistente nei confronti delle tensioni derivanti da pressoflessione e taglio, oltre a favorire un corretto controllo della fessurazione dell'elemento.

L'armatura verticale adottata nell'anima della parete è costituita da $12\phi 12$ mm, mentre l'armatura orizzontale distribuita è costituita da $50\phi 12$ mm.

Le armature sono state distribuite uniformemente lungo la lunghezza e l'altezza della parete, nel rispetto delle limitazioni normative relative agli interassi massimi e alle prescrizioni costruttive previste per pareti strutturali dissipative.

Lunghezze di ancoraggio

Le barre longitudinali sono state opportunamente ancorate oltre le sezioni critiche, al fine di garantire il corretto trasferimento degli sforzi tra acciaio e calcestruzzo.

Applicando la procedura di verifica illustrata nel Paragrafo 2.8.1.4 , è risultata una lunghezza di ancoraggio effettiva pari a $l_{b,eff} = 40\text{cm}$, superiore alla lunghezza minima richiesta dalla normativa.

La verifica risulta pertanto soddisfatta, garantendo il completo sviluppo delle tensioni nelle armature longitudinali.

Lunghezze di sovrapposizione

Le giunzioni delle barre longitudinali sono state realizzate mediante sovrapposizione, adottando lunghezze idonee a garantire la continuità delle tensioni tra le armature.

Applicando la procedura di verifica illustrata nel Paragrafo 2.8.1.4 è risultata una lunghezza di sovrapposizione effettiva pari a $l_{0,eff} = 85\text{cm}$, superiore alla lunghezza minima richiesta dalla normativa.

Le sovrapposizioni sono state disposte in corrispondenza dei livelli di piano, in modo da garantire la ripresa dei getti tra i diversi impalcati ed evitare la presenza di giunzioni nelle regioni critiche della parete. Tale scelta risulta coerente con le prescrizioni per strutture dissipative in zona sismica, poiché le maggiori richieste di duttilità e plasticizzazione si concentrano generalmente alla base della parete.

Copriferro

Il copriferro nominale è stato definito in accordo con le prescrizioni normative, facendo riferimento alla Tabella 30 delle NTC 2018, riportata di seguito, dalla quale è stato individuato un valore pari a $c_{nom} = 35\text{ mm}$. Tale valore, coerente con la classe di esposizione considerata, risulta idoneo a garantire la durabilità della struttura, la protezione delle armature nei confronti dei fenomeni di corrosione e un adeguato comportamento in condizioni di incendio.

Armatura trasversale

L'armatura trasversale delle pseudo-colonne della parete W1 è stata progettata in conformità alle prescrizioni delle NTC 2018 relative alle pareti strutturali dissipative in calcestruzzo armato. In particolare, nelle zone confinate poste alle estremità della parete è stata prevista un'armatura trasversale costituita da staffe chiuse a sei bracci di diametro 8 mm disposte in modo da garantire il confinamento del calcestruzzo e il corretto vincolo delle barre longitudinali concentrate nelle pseudo-colonne.

Nel caso del setto W1, nelle regioni critiche della parete, corrispondenti alle zone dissipative localizzate alla base e in corrispondenza delle pseudo-colonne, è stato adottato un passo delle armature trasversali pari a 100 mm, mentre nelle restanti porzioni della parete, soggette a minori richieste di duttilità, il passo è stato incrementato fino a 150 mm. La configurazione adottata soddisfa pertanto i limiti imposti dalla normativa per le pareti strutturali in zona sismica, garantendo un efficace confinamento del calcestruzzo nelle regioni maggiormente sollecitate e un adeguato controllo dell'instabilità locale delle barre longitudinali.

La Figura 52 riporta la sezione trasversale del setto W1 con la disposizione delle armature longitudinali e delle staffe di confinamento adottate nelle pseudo-colonne.

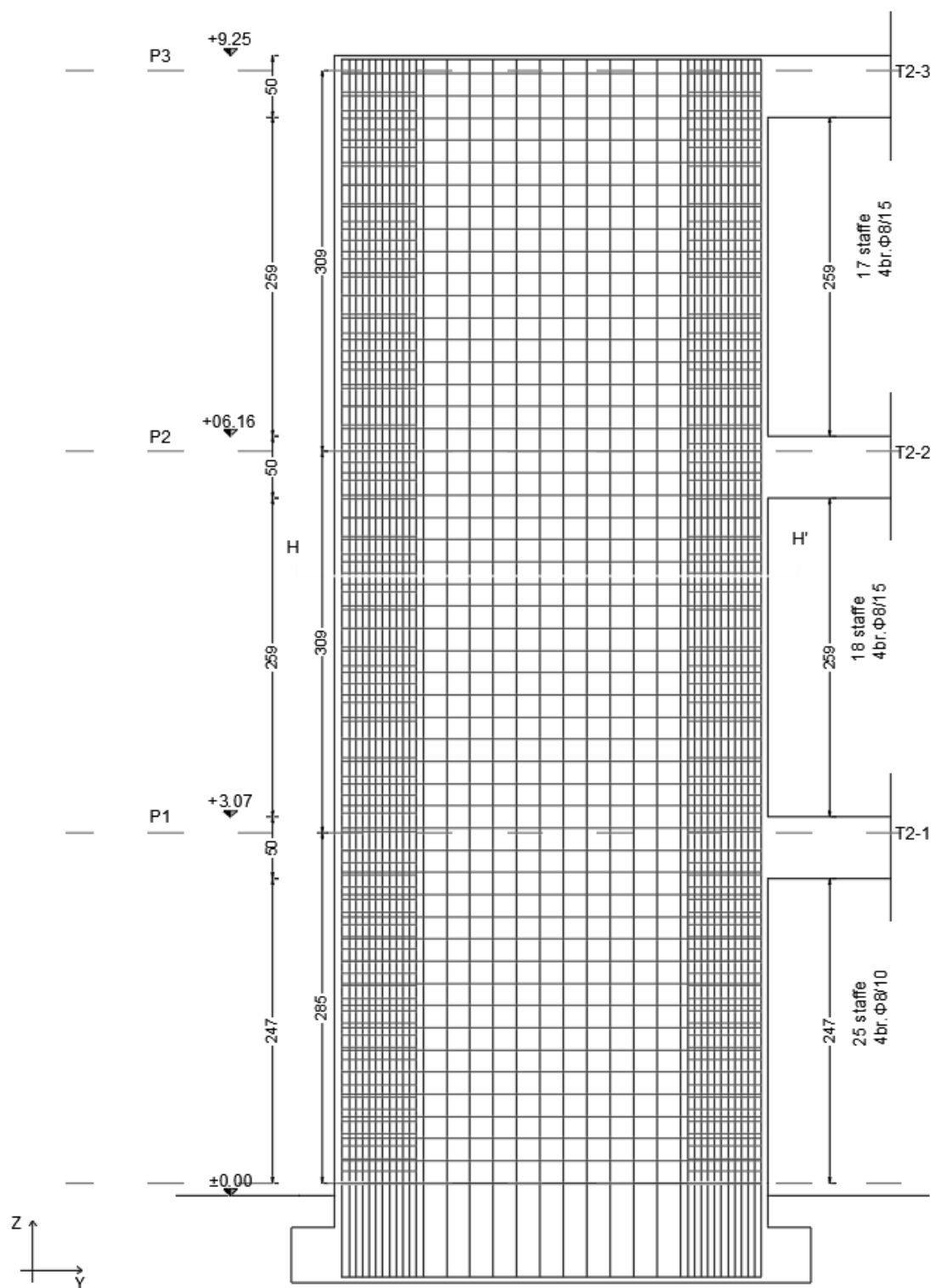


Figura 52 - Schema disposizione armature longitudinali e trasversali setto W1

CAPITOLO 3

TAMPONATURE IN AAC E MODELLAZIONE NUMERICA

3.1 Tamponature in calcestruzzo aerato autoclavato

3.1.1 Caratteristiche fisiche e meccaniche del materiale

Il calcestruzzo aerato autoclavato (*Autoclaved Aerated Concrete*, AAC) è un materiale cementizio leggero sviluppato nella prima metà del XX secolo con l'obiettivo di coniugare ridotta massa volumica, elevate prestazioni termo-isolanti e semplicità costruttiva. L'AAC ha trovato ampia diffusione nel settore edilizio, sia per la realizzazione di elementi strutturali (in sistemi murari portanti) sia, più frequentemente, per tamponature esterne e partizioni interne.

L'AAC viene prodotto a partire da una miscela di sabbia silicea fine, cemento, calce, gesso, acqua e un agente espandente, tipicamente polvere o pasta di alluminio. L'aggiunta di alluminio attiva una reazione alcalina che sviluppa idrogeno gassoso; le bolle generate rimangono intrappolate nella matrice cementizia, determinando un significativo incremento volumetrico e la formazione di una struttura macro-porosa cellulare. Successivamente alla fase di presa e al taglio robotizzato degli elementi nelle geometrie di progetto, il materiale viene sottoposto a maturazione idrotermale in autoclave (a temperature di circa 180-200 °C e pressioni di 10-12 bar). Questo specifico processo termodinamico favorisce la reazione tra la silice e il calcio, portando alla formazione di fasi cristalline stabili di silicato di calcio idrato, prevalentemente riconducibili alla tobermorite ($C_5S_6H_5$). Tale microstruttura conferisce al materiale un'elevata stabilità dimensionale, riducendo i fenomeni di ritiro e garantendo l'omogeneità delle proprietà meccaniche.

La Figura 53 riporta uno schema semplificato delle principali fasi del processo produttivo dei blocchi in AAC, dalla preparazione delle materie prime fino alla maturazione in autoclave e al confezionamento finale.

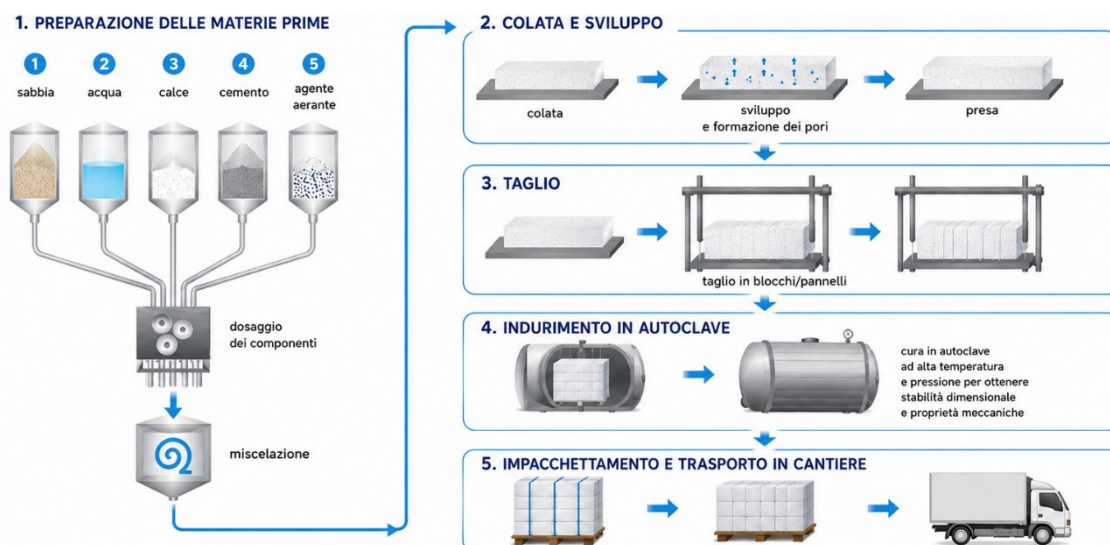


Figura 53 - Schema delle principali fasi del processo produttivo dei blocchi in AAC (Elaborazione adattata da documentazione tecnica Xella-Ytong)

La microstruttura cellulare, caratterizzata da pori sferici uniformemente distribuiti, governa le proprietà macroscopiche dell'AAC. L'elevato indice di porosità (fino all'80% in volume) riduce drasticamente la densità del materiale rispetto ai sistemi massivi tradizionali, garantendo eccellenti proprietà di isolamento termico, resistenza al fuoco (classe A1) e lavorabilità in cantiere.

Dal punto di vista della meccanica dei solidi, le prestazioni dell'AAC sono strettamente correlate alla sua densità secca. All'aumentare della massa volumica si osserva un incremento della resistenza meccanica, a scapito della capacità di isolamento termico, che migliora a densità inferiori (Penna et al., 2015). Il comportamento a compressione del materiale è tipicamente fragile, con piani di frattura che si sviluppano parallelamente alla direzione dello sforzo principale applicato.

Sotto il profilo costruttivo, i blocchi si distinguono per tolleranze dimensionali millimetriche, consentendo l'impiego di tecniche di posa a "giunto sottile" mediante malte-collante speciali (spessore del giunto < 1-2 mm). L'abbattimento dello spessore del giunto di malta, oltre a velocizzare le operazioni di cantiere, garantisce una maggiore omogeneità geometrica della muratura. Sotto l'aspetto termo-fisico, ciò riduce l'incidenza dei giunti come ponti termici localizzati, ottimizzando la trasmittanza termica globale della parete.

Nel presente lavoro sono stati considerati i blocchi in AAC tipo Ytong Climagold 300 per la realizzazione delle tamponature esterne monostrato. Come mostrato nella Figura 54, l'elemento è caratterizzato da una configurazione maschiata e predisposto per la posa mediante giunti sottili di malta. Il prodotto si distingue per l'elevato isolamento termico, con una massa volumica nominale di 300 kg/m^3 e una conducibilità termica dichiarata di $0,072 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$.



Figura 54 - Blocco in calcestruzzo aerato autoclavato Ytong Climagold 300 (documentazione tecnica Xella-Ytong)

Sotto il profilo meccanico, la scheda tecnica del produttore certifica i seguenti parametri prestazionali, assunti come dati di input per le successive modellazioni/analisi:

- Resistenza media a compressione del blocco $f_b = 1,84 \text{ MPa}$ (valore valutato ortogonalmente al piano di posa)
- Resistenza caratteristica a compressione della muratura $f_k = 1,34 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità normale della muratura $E = 1340 \text{ MPa}$

Si evidenzia come il valore del modulo elastico fornito dal produttore rispetti la proporzionalità standard definita dalle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) e dall'Eurocodice 6, per cui $E = 1000 \cdot f_k$.

L'impiego di un componente a ridotta massa volumica (massa nominale di 300 kg/m^3) presenta un rilevante interesse nell'ingegneria sismica. Ai sensi dei principi della dinamica strutturale, la riduzione dei pesi propri delle tamponature consente di minimizzare le masse sismiche di piano dell'edificio e, di conseguenza, le forze inerziali agenti sulla struttura portante in cemento armato o acciaio. Ciò si traduce in una minore richiesta di duttilità e resistenza agli elementi strutturali, pur garantendo il soddisfacimento degli Stati Limite di Danno (SLD) e di Salvaguardia della Vita (SLV) per gli elementi non strutturali, limitando i fenomeni di collasso fuori piano tipici delle tamponature massive tradizionali.

3.1.2 Comportamento sismico delle tamponature in AAC

Il comportamento sismico delle tamponature in calcestruzzo aerato autoclavato è strettamente governato dai fenomeni di interazione globale e locale che si sviluppano tra il pannello murario e il telaio strutturale circostante. Sebbene tali elementi siano classificati dalle vigenti normative come componenti non strutturali, una consolidata letteratura sperimentale e le evidenze post-evento hanno ampiamente dimostrato come essi partecipino attivamente alla risposta laterale del sistema strutturale, modificandone la rigidezza iniziale, la capacità resistente e la distribuzione delle sollecitazioni interne.

Sotto l'azione di carichi orizzontali ciclici, il pannello entra progressivamente in contatto con la cornice strutturale di confinamento (travi e pilastri). L'allontanamento dei nodi del telaio attiva un meccanismo resistente macroscopico schematizzabile mediante la formazione di una biella diagonale compressa equivalente, preposta al trasferimento di una quota significativa del taglio di piano. Tale interazione cinematico-meccanica determina un iniziale incremento della rigidezza laterale e della capacità portante dell'organismo edilizio rispetto alla configurazione di telaio nudo (Milanesi et al., 2018; Penna et al., 2007).

Nel caso specifico dell'AAC, la ridotta massa volumica e il contenuto modulo di elasticità normale costituiscono proprietà intrinsecamente favorevoli sotto il profilo sismico. La limitata densità riduce l'entità delle forze inerziali orizzontali sussidiarie, mentre la minore rigidezza estensionale del puntone equivalente mitiga l'entità delle azioni mutue all'interfaccia telaio-tamponamento, riducendo le concentrazioni di sforzo rispetto a quanto osservato per murature tradizionali in laterizio.

Le campagne sperimentali condotte presso l'Università di Pavia e la Fondazione EUCENTRE hanno tuttavia evidenziato che il danneggiamento della tamponatura in AAC si attiva per livelli relativamente contenuti di interstorey drift. In particolare, prove cicliche su telai in calcestruzzo armato hanno mostrato che, per valori di drift prossimi allo 0,40% — un'aliquota inferiore al limite di danno dello 0,50% convenzionalmente fissato dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) per tamponamenti ordinari — si manifesta un quadro fessurativo diffuso come mostrato in Figura 55. Quest'ultimo è cinematicamente legato alla parzializzazione del pannello e alla concentrazione delle deformazioni plastiche lungo la diagonale tesa (Milanesi et al., 2018).

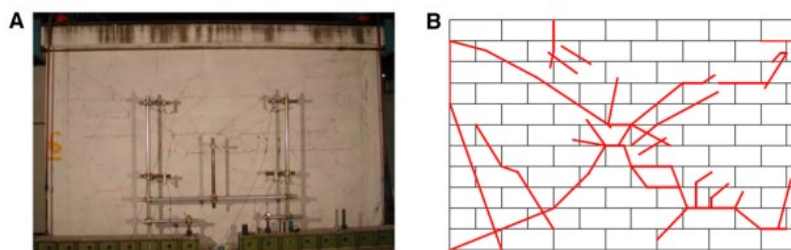


Figura 55 - Quadro fessurativo sperimentale di una tamponatura in AAC non armata: (A) al termine della prova; (B) a un drift interpiano pari a 0,40% (Penna et al., 2007)

L'evoluzione dello stato deformativo comporta la propagazione di lesioni diagonali e l'innescare di meccanismi di crisi locali, tipicamente riconducibili allo schiacciamento degli angoli o alla fessurazione per trazione diagonale della matrice cellulare. Come mostrato in Figura 56, all'aumentare del drift interpiano il quadro fessurativo diviene progressivamente più esteso e si accompagna a un marcato degrado della risposta isteretica del sistema, con una progressiva riduzione della rigidezza e della resistenza del pannello (Binici et al., 2019).

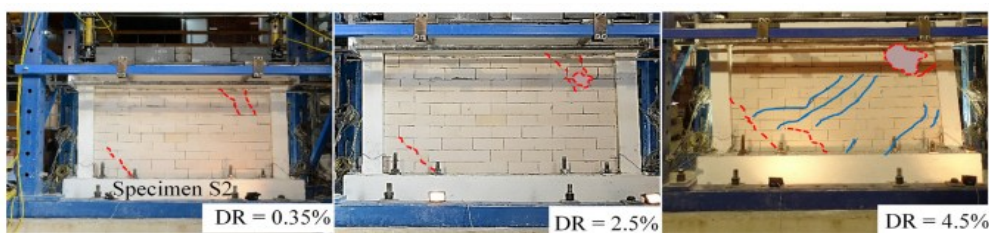
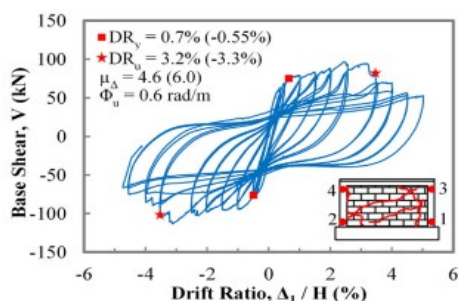


Figura 56 - Evoluzione del quadro fessurativo e della risposta isteretica di una tamponatura in AAC sottoposta ad azioni cicliche nel piano per livelli crescenti di drift interpiano (Binici et al., 2019)

Un aspetto cruciale nella moderna progettazione sismica risiede nella correlazione intrinseca tra il comportamento nel piano e fuori piano. Il danneggiamento micro e macroscopico indotto dalle deformazioni nel piano genera l'apertura di un quadro

fessurativo diffuso, compromettendo la continuità e l'integrità strutturale del pannello sia in direzione verticale che orizzontale in pianta. La progressiva parzializzazione delle sezioni e la disconnessione tra i blocchi determinano una drastica riduzione della capacità portante residua nei confronti delle accelerazioni ortogonali alla parete. Ciò incrementa la vulnerabilità del sistema verso fenomeni di espulsione e collasso locale fuori piano, risultando un fattore determinante nella verifica dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) degli elementi non strutturali.

Infine, l'attivazione del puntone compresso genera una severa redistribuzione delle sollecitazioni negli elementi d'angolo del telaio. Le analisi numeriche basate su calibrazioni sperimentali confermano che le pressioni di contatto concentrate all'interfaccia trave-pilastro inducono elevate azioni taglienti localizzate nei pilastri. Tale fenomeno può innescare pericolosi meccanismi di rottura fragile per taglio o dar luogo all'effetto "pilastro corto", alterando significativamente l'ordine di formazione delle cerniere plastiche rispetto all'assunzione teorica di telaio nudo (Milanesi et al., 2018).

In sintesi, le evidenze disponibili dimostrano che il comportamento sismico delle tamponature in AAC è un problema multifattoriale, governato non solo dalle proprietà costitutive del materiale, ma anche dai dettagli costruttivi e geometrici. La fenomenologia della biella compressa osservata sperimentalmente costituisce, pertanto, il presupposto fisico per la calibrazione dei modelli a puntone equivalente trattati nel seguito.

3.2 Modellazione numerica delle tamponature

3.2.1 Approcci di modellazione delle tamponature presenti in letteratura

Nel corso degli anni sono stati proposti numerosi approcci per la modellazione numerica delle tamponature in muratura, caratterizzati da differenti livelli di dettaglio e complessità computazionale. In generale, i modelli disponibili in letteratura possono essere classificati in due principali categorie: i modelli micromeccanici e i modelli macromeccanici.

I micromodelli consentono una rappresentazione dettagliata del comportamento della tamponatura mediante opportune formulazioni agli elementi finiti e adeguate leggi costitutive. Tale approccio permette di descrivere con elevato dettaglio la risposta del pannello; tuttavia, la maggiore complessità e l'elevato onere computazionale ne rendono difficoltosa l'applicazione nell'analisi di strutture di grandi dimensioni (Smyrou et al., 2011).

Per l'analisi di edifici completi vengono generalmente adottati modelli macromeccanici, nei quali la tamponatura è rappresentata mediante elementi equivalenti capaci di riprodurre il comportamento globale senza descrivere esplicitamente la tessitura muraria. Tali formulazioni consentono una significativa riduzione dell'onere computazionale e risultano pertanto particolarmente adatte alle analisi non lineari di strutture intelaiate multipiano.

Tra i modelli macromeccanici, i più diffusi sono quelli appartenenti alla famiglia dei modelli a puntone equivalente, nei quali il pannello murario viene sostituito da uno o più elementi diagonali equivalenti (Crisafulli, 1997). Nel corso degli anni sono state sviluppate varie configurazioni in letteratura, a partire dai modelli a singolo puntone, capaci di rappresentare efficacemente la sola rigidità globale del sistema, fino a formulazioni più avanzate a puntoni multipli. Come mostrato nella Figura 57, queste ultime configurazioni consentono di ripartire l'effetto della tamponatura lungo le aste, permettendo di simulare con maggiore accuratezza la distribuzione delle sollecitazioni e l'interazione locale tra il pannello e gli elementi del telaio (Smyrou et al., 2011).

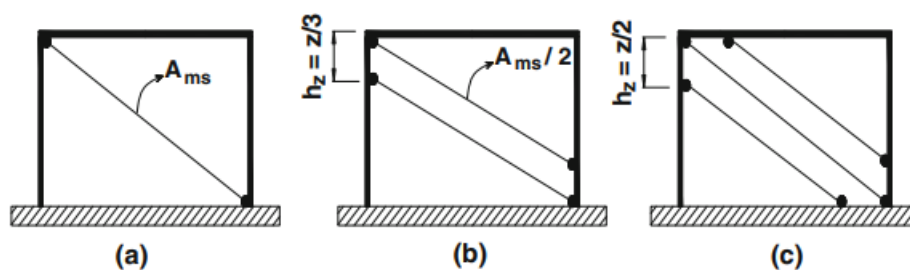


Figura 57 - Modelli a puntone equivalente per pannelli di tamponatura: (a) modello a singolo puntone; (b) modello a doppio puntone; (c) modello a triplo puntone (Crisafulli & Carr, 2007)

Tra i modelli a puntoni multipli, particolare interesse riveste la formulazione sviluppata da Crisafulli (1997), nel quale la tamponatura viene rappresentata mediante una combinazione di puntoni diagonali equivalenti e componenti aggiuntive dedicate alla simulazione della risposta a taglio dello spessore murario. Tale approccio consente di descrivere in modo cinematicamente coerente fenomeni quali il degrado di rigidezza, il comportamento isteretico e la dissipazione energetica, risultando particolarmente adatto alla modellazione della risposta ciclica delle tamponature soggette ad azioni sismiche.

Questo modello strutturale è stato successivamente implementato e validato da Smyrou et al. (2011) nell'ambito dell'analisi non lineare di telai in calcestruzzo armato tamponati, dimostrando un'ottima capacità di riprodurre la risposta osservata sperimentalmente. Nel presente lavoro è stato adottato un modello macroscopico appartenente a tale categoria. La formulazione utilizzata e la definizione dei relativi parametri meccanici sono descritte nel dettaglio nei paragrafi successivi.

3.2.2 Interazione telaio–tamponamento e modello a puntone equivalente

La modellazione macroscopica delle tamponature si fonda sulla traduzione numerica dei fenomeni cinematici osservati sperimentalmente. Sotto l'azione di forze laterali nel piano, il distacco parziale del pannello murario dai nodi del telaio e la contemporanea compressione lungo la direttrice diagonale portano allo sviluppo di un campo tensionale concentrato. Il pannello può essere pertanto idealizzato come una biella diagonale equivalente che lavora esclusivamente a compressione, mentre il contributo a trazione viene trascurato (Paulay & Priestley, 1992). Tale configurazione, nota come *strut mechanism*, è schematizzata in Figura 58.

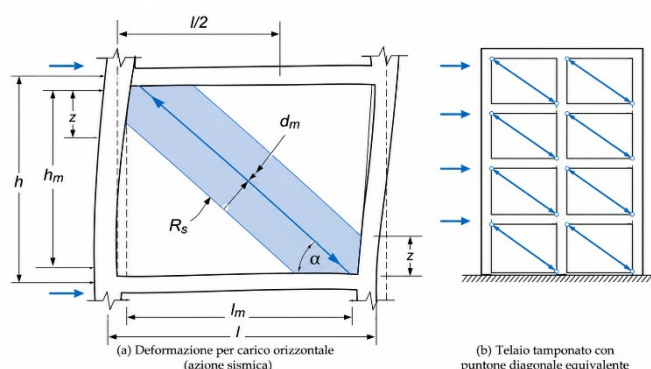


Figura 58 - Schematizzazione del meccanismo resistente delle tamponature mediante puntone diagonale equivalente (adattata da Paulay & Priestley, 1992)

Questo approccio a singolo puntone rappresenta la metodologia classica più diffusa grazie alla capacità di descrivere il contributo irrigidente globale del pannello con un ridotto onere computazionale (Asteris et al., 2017). Nelle formulazioni originarie, l'interazione mutua viene governata principalmente dalla definizione della larghezza efficace della biella, parametro calcolato in funzione della rigidità relativa tra la cornice in calcestruzzo armato e la muratura circostante (Paulay & Priestley, 1992).

Sebbene il modello a singola asta diagonale sia efficace nel catturare la risposta elastica iniziale, esso mostra evidenti limiti nel simulare l'effettiva distribuzione degli sforzi di taglio sui pilastri e la risposta in campo fortemente non lineare (Brodsky, 2021). Per ovviare a tali limitazioni, la ricerca numerica ha indirizzato lo sviluppo verso configurazioni a puntoni multipli.

Il modello macroscopico introdotto da Crisafulli (1997) si colloca in questo filone avanzato. Come illustrato in Figura 59, l'architettura del modello prevede la scomposizione del pannello in una serie di bielle parallele deputate a trasmettere le spinte di compressione lontano dai nodi strutturali, a cui viene accoppiato un elemento centrale, una molla, che governa specificamente la risposta a taglio del pannello. Questa configurazione permette di intercettare non solo gli effetti locali sugli elementi d'angolo del telaio, ma anche i complessi fenomeni di degrado geometrico e meccanico tipici della risposta isteretica sotto azioni sismiche cicliche.

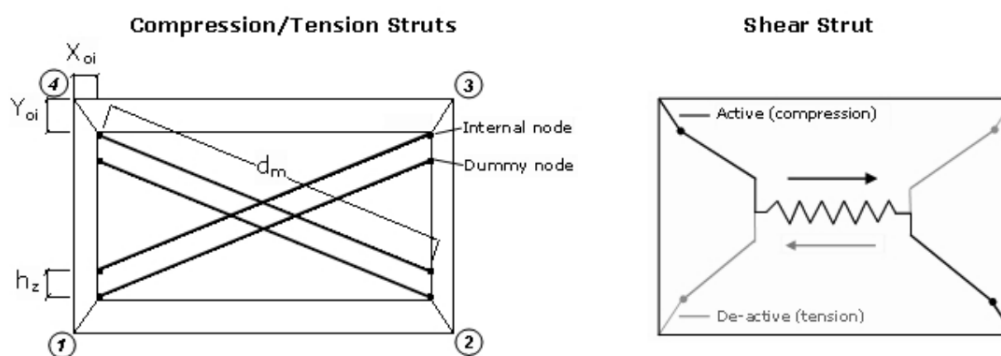


Figura 59 - Schematizzazione del modello macroscopico a puntoni equivalenti multipli e molle di taglio (adattata da Crisafulli, 1997)

3.2.3 Definizione dei parametri meccanici del modello

La modellazione numerica avanzata delle tamponature in calcestruzzo aerato autoclavato (AAC) è stata sviluppata all'interno del codice di calcolo SeismoStruct (Seismosoft, 2026) mediante l'implementazione della classe di elementi denominata *Infill Panel*. Questo macro-elemento traduce in ambiente numerico l'architettura originariamente concepita da Crisafulli (1997) per la simulazione macroscopica di tipo multi-strut.

Come mostrato in Figura 59, dal punto di vista cinematico il pannello è modellato mediante quattro nodi interni, i quali sono collegati tramite bracci rigidi ad altrettanti nodi fittizi solidali al telaio in cemento armato. Per riprodurre l'interazione bidirezionale e il comportamento ciclico, l'elemento attiva complessivamente quattro bielle diagonali (due per ciascuna direzione, agenti alternativamente in base al segno dello spostamento laterale) deputate a trasmettere gli sforzi assiali di compressione lontano dai nodi strutturali, mentre un elemento centrale a molla governa in modo specifico la risposta a taglio dello spessore murario.

3.2.3.1 Comportamento assiale delle bielle equivalenti

La risposta nel piano della tamponatura e la trasmissione del carico lungo la diagonale compressa sono governate dal legame isteretico ciclico denominato *inf_strut*. Come illustrato in Figura 60, questa curva fenomenologica è definita da una spezzata che descrive accuratamente la fase elastica iniziale, il raggiungimento della massima capacità resistente e il successivo ramo di degrado post-fessurativo (*softening*).

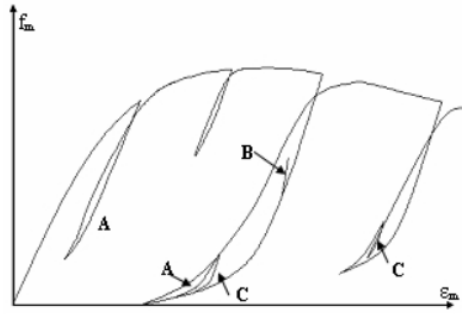


Figura 60 - Legge isteretica *inf Strut* per la modellazione del comportamento assiale non lineare lungo la biella diagonale compressa (Rielaborazione adattata da manuale *SeismoStruct*)

Un parametro fondamentale per la calibrazione di questa legge costitutiva è la resistenza a compressione della biella, indicata con il simbolo f_m . In questo contesto, f_m non rappresenta la resistenza a compressione standard o fondamentale della muratura, bensì la capacità resistente diagonale equivalente del pannello di tamponamento. Poiché le proprietà geometriche e i rapporti d'aspetto variano sensibilmente per ciascun pannello all'interno della struttura, si è teso a escludere l'impiego di valori empirici semplificati o parametri di default del software.

Al contrario, si è proceduto a una determinazione analitica preventiva e puntuale per ogni singola tamponatura inserita nel modello numerico tramite un calcolo manuale dedicato. Seguendo l'approccio teorico di Bertoldi et al. (1993), integrato nella formulazione di Crisafulli (1997), sono stati analizzati i quattro potenziali meccanismi di rottura locali del pannello. Per ciascun macro-elemento sono state calcolate le corrispondenti tensioni limite mediante le seguenti quattro equazioni fondamentali:

1. Rottura per trazione diagonale :

$$f_{m\theta,1} = \frac{0,6 f_{ws} + 0,3\sigma_v}{b_w/d_w}$$

2. Rottura a taglio per scorrimento:

$$f_{m\theta,2} = \frac{(1,2 \sin\theta + 0,45\cos\theta)f_{wu} + 0,3\sigma_v}{b_w/d_w}$$

3. Rottura per compressione negli angoli (*corner crushing*):

$$f_{m\theta,3} = \frac{1,12 f'_w \sin\theta \cos\theta}{K_1(\lambda h)^{-0,12} + K_2(\lambda h)^{0,88}}$$

4. Rottura per compressione al centro del pannello:

$$f_{m\theta,4} = \frac{1,16 f'_w \tan\theta}{K_1 + K_2 \lambda h}$$

All'interno di tali formulazioni, i termini assumono il seguente significato fisico-meccanico:

- f_{ws} è la resistenza a taglio per compressione diagonale della muratura;
- f_{wu} identifica la resistenza a scorrimento lungo i giunti orizzontali di malta;
- f'_w rappresenta la resistenza a compressione fondamentale della muratura;
- σ_v individua lo sforzo di compressione verticale dovuto ai carichi gravitazionali direttamente agenti sul pannello (assunto cautelativamente pari a zero, in quanto le tamponature non svolgono funzione portante verticale);
- h è l'altezza interpiano e θ rappresenta l'angolo d'inclinazione geometrica della biella equivalente rispetto all'orizzontale, valutato come $\theta = \arctan\left(\frac{h_w}{l_w}\right)$.

La rigidezza relativa telaio–tamponamento λ è definita in accordo con la formulazione di Stafford Smith (1966):

$$\lambda = h \sqrt[4]{\frac{E_m \cdot t \cdot \sin(2\theta)}{4E_c I_c \cdot h_w}}$$

nella quale E_m e t sono il modulo elastico e lo spessore del pannello in AAC, mentre E_c e I_c identificano il modulo elastico e il momento d'inerzia del pilastro adiacente. I parametri adimensionali K_1 e K_2 sono calcolati in funzione del medesimo fattore di rigidezza relativa λh secondo le seguenti relazioni condizionali:

- se $\lambda h < 3,14$ allora $K_1 = 1,3$ e $K_2 = -0,178$
- se $3,14 < \lambda h < 7,85$ allora $K_1 = 0,707$ e $K_2 = 0,01$
- se $\lambda h > 7,85$ allora $K_1 = 0,47$ e $K_2 = 0,04$

I valori dei parametri resistenti fondamentali della muratura (f_{ws} , f_{wu} e f'_w) sono ricavati dai dati di letteratura e dalle campagne sperimentali condotte su provini di muratura in AAC a giunto sottile.

Al fine di operare strettamente a vantaggio di sicurezza e intercettare la modalità di collasso cinematicamente più probabile del sistema, per ciascuna tamponatura è stato adottato come input del software il valore minimo risultante dal confronto delle quattro aliquote resistenti:

$$f_m = \min(f_{m\theta,1}; f_{m\theta,2}; f_{m\theta,3}; f_{m\theta,4})$$

Al picco resistente così calibrato viene associata la deformazione corrispondente allo sforzo massimo ε_m (il cui valore di default nel programma è pari a 0,0012 mm/mm) che governa la rigidezza secante e il ramo ascendente della legge costitutiva, mentre l'estensione del ramo parabolico discendente post-fessurativo è regolata dalla deformazione ultima ε_u (0,024 mm/mm), introdotta per garantire stabilità numerica alle analisi in fase di forte degradazione.

Il modello recepisce inoltre la progressiva riduzione dell'area efficace della biella compressa A_1 all'aumentare dello spostamento laterale relativo del telaio confinante (come illustrato in Figura 61), espressa dalla legge geometrica $A_1 = t \cdot b_w$, in cui la larghezza iniziale b_w si attesta tra 1/4 e 1/3 della diagonale geometrica del pannello d_w (Holmes, 1961; Paulay & Priestley, 1992).

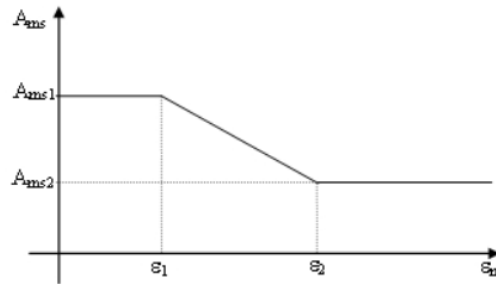


Figura 61 - Riduzione progressiva dell'area efficace della biella equivalente in funzione della deformazione assiale (SeismoStruct)

Le deformazioni limite di input ε_1 (0,0006) ed ε_2 (0,001) regolano analiticamente lo "stringimento" della biella per simulare la parzializzazione del contatto dovuta all'evoluzione del quadro fessurativo. I parametri geometrico-meccanici e i coefficienti empirici ciclici impostati per la calibrazione assiale dell'elemento sono riassunti nella successiva Tabella 31.

Tabella 31 - Parametri meccanici ed isteretici inseriti per la definizione della curva assiale *inf_strut*

<i>Parametro</i>	<i>Valore adottato</i>	<i>Unità</i>
Modulo elastico muratura E_m	1340	MPa
Resistenza a compressione f_m	1,91	MPa
Resistenza a trazione f_t	0	MPa
Deformazione al picco ε_m	0,0012	-
Deformazione ultima ε_u	0,024	-
Deformazione riduzione area ε_1	0,0006	-
Deformazione area residua ε_2	0,001	-
Fattore scarico iniziale g_u	1,5	-
Fattore ricarico deformazione a_r	0,2	-

3.2.3.2 Comportamento a taglio del pannello

I meccanismi di collasso locali legati allo scorrimento lungo i giunti orizzontali sottili di malta cementizia sono governati dalla curva costitutiva ciclica *inf_shear*, visibile in Figura 62.

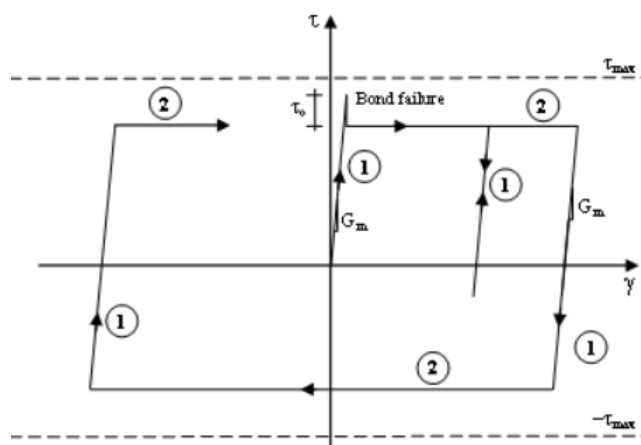


Figura 62 - Legge costitutiva *inf_shear* per la modellazione dello scorrimento a taglio della tamponatura (Rielaborazione adattata da manuale SeismoStruct)

In piena aderenza con l'impostazione teorica di Crisafulli (1997), la risposta a taglio non viene valutata dal codice in modo isolato o statico. L'elemento centrale è infatti governato da un criterio di resistenza di tipo Coulombiano ad attrito e coesione: la massima forza di taglio trasmissibile dalla molla centrale viene ricalcolata dinamicamente dal software

istante per istante, in funzione dell'effettivo stato tensionale di compressione assiale agente in quel momento sulle bielle diagonali attive.

I parametri principali inseriti per la definizione del legame sono la resistenza a taglio iniziale (coesione) τ_0 , posta pari a 0,43 MPa in accordo con i dati sperimentali per i blocchi in AAC a giunto sottile esaminati, il coefficiente d'attrito statico μ assunto pari a 0,4 e la massima resistenza limite a taglio τ_{max} . Per i parametri isteretici secondari che regolano il degrado e lo strozzamento dei cicli (*pinching*), sono stati mantenuti i fattori di default implementati nel codice di calcolo. La sintesi dei parametri legati al taglio è riportata nella Tabella 32.

Tabella 32 - Parametri meccanici ed isteretici inseriti per la definizione della curva di risposta a taglio *inf_shear*

<i>Parametro</i>	<i>Valore adottato</i>	<i>Unità</i>
Resistenza iniziale a taglio τ_0	0,43	MPa
Coefficiente di attrito μ	0,4	-
Massima resistenza a taglio τ_{max}	0,60	MPa
Fattore riduzione taglio α_s	1,5	-

Attraverso l'attivazione sequenziale e accoppiata di queste due leggi costitutive, il modello a macro-elemento risulta pienamente idoneo a intercettare non solo l'incremento di rigidezza laterale, ma anche la complessa fenomenologia legata al degrado di resistenza e alla dissipazione energetica globale che caratterizza i pannelli in AAC sotto l'azione sismica ciclica.

3.2.4 Implementazione del modello strutturale globale e gestione delle singolarità geometriche

Una volta definiti i parametri meccanici e isteretici delle curve costitutive a livello di singolo macro-elemento, si è proceduto all'inserimento sistematico degli *Infill Panel* all'interno del modello tridimensionale dell'edificio in ambiente SeismoStruct (Seismosoft, 2026). Durante questa fase di transizione dal componente locale all'organismo strutturale globale, è stato necessario affrontare specifiche criticità

modellistiche legate alla presenza di aperture nelle pareti e a singolarità geometriche non direttamente interpretabili dal codice di calcolo.

La configurazione finale dell'organismo strutturale completo, comprensiva del contributo dei pannelli in AAC interagenti con i telai in calcestruzzo armato, è mostrata nella Figura 63.

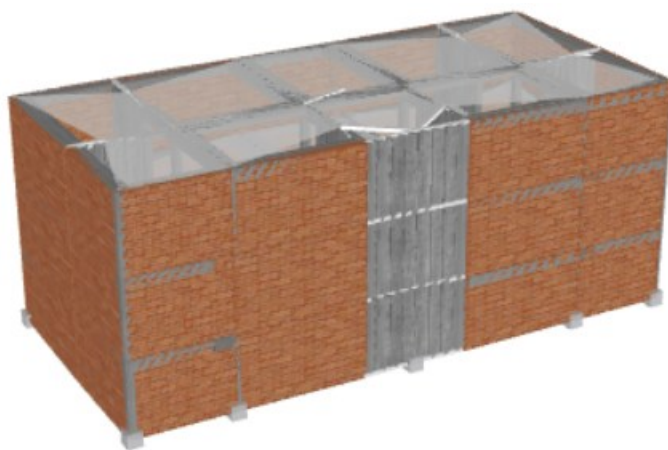


Figura 63 - Vista tridimensionale del modello strutturale globale implementato nel software SeismoStruct

3.2.4.1 Gestione delle aperture nei pannelli

La presenza di aperture all'interno dei pannelli murari (quali porte e finestre) altera sensibilmente lo sviluppo ottimale dei campi di compressione diagonale, costituendo una delle principali fonti di incertezza nella valutazione del comportamento sismico dei telai tamponati.

Nel corso degli ultimi decenni, l'influenza delle differenti configurazioni di foratura – sia in termini dimensionali che di posizionamento planimetrico – sulla risposta in rigidezza e resistenza laterale è stata oggetto di estese campagne di indagine teorica e sperimentale da parte di numerosi ricercatori.

A causa dell'elevato numero di variabili coinvolte e della complessità intrinseca dei meccanismi di fessurazione locali, la comunità scientifica internazionale non è ancora pervenuta a una formulazione univoca o a un accordo pienamente condiviso. Di conseguenza, la modellazione numerica in presenza di pannelli forati richiede un accurato giudizio ingegneristico supportato da un'approfondita consultazione critica dello stato dell'arte.

Al fine di considerare l'effetto irrigidente e resistente residuo delle tamponature parzializzate senza ricorrere alla totale e irrealistica eliminazione degli elementi, nel presente studio si è adottato l'approccio fenomenologico semplificato raccomandato in letteratura e recepito dalle note metodologiche del software. Nello specifico, si è fatto riferimento ai risultati e ai criteri operativi proposti da Smyrou (2006), i quali suggeriscono di intervenire sul parametro geometrico che governa la rigidezza dell'elemento, ossia l'area iniziale della biella equivalente A_1 .

Secondo tale formulazione, per pannelli che esibiscono una percentuale di foratura compresa tra il 15% e il 30% rispetto alla superficie totale della tamponatura, una soddisfacente approssimazione della risposta strutturale globale si ottiene riducendo analiticamente il valore nominale di A_1 (e di riflesso la rigidezza laterale del puntone) di un'aliquota compresa tra il 30% e il 50%, in proporzione all'estensione geometrica del foro.

Per quanto concerne invece la capacità resistente fondamentale del pannello, data l'eterogeneità delle evidenze sperimentali e a favore di sicurezza in assenza di prove specifiche contrarie, si è scelto di mantenere inalterato il valore della tensione massima di picco per tutte le aperture la cui superficie non ecceda la soglia limite del 30% dell'intero pannello. Questa penalizzazione calibrata permette al modello macroscopico a macro-elementi di intercettare fedelmente la riduzione di rigidezza indotta dalla presenza delle interruzioni geometriche, preservando l'aderenza del modello alla configurazione architettonica reale dell'edificio.

3.2.4.2 Regolarizzazione delle tamponature su elementi a sbalzo

Durante la modellazione delle tamponature mediante il macroelemento *Infill* disponibile in SeismoStruct (Seismosoft, 2026) è emersa una criticità legata alla presenza delle chiusure esterne realizzate in corrispondenza delle porzioni di edificio a sbalzo. Nella configurazione reale, infatti, tali tamponature risultano collocate sui balconi e appoggiate direttamente sulla soletta in calcestruzzo armato, senza essere completamente comprese all'interno di un telaio strutturale delimitato da elementi verticali.

CAPITOLO 3

In particolare, per ciascun balcone sono presenti due pannelli laterali disposti parallelamente alla direzione Y e una tamponatura frontale in direzione X , caratterizzata dalla presenza di un'apertura.

Questa configurazione geometrica non risulta compatibile con l'implementazione del macroelemento *Infill* di SeismoStruct (Seismosoft, 2026), il quale richiede che la tamponatura sia confinata all'interno di un contorno strutturale chiuso, costituito da travi e pilastri. Solo in tali condizioni il software è infatti in grado di generare automaticamente il sistema di bielle diagonali equivalenti utilizzato per simulare il comportamento nel piano della tamponatura.

Per superare tale limitazione si è deciso di separare la rappresentazione del contributo di rigidezza da quella del contributo inerziale delle tamponature.

Per quanto riguarda la rigidezza nel piano, ciascuna tamponatura è stata sostituita da un pannello equivalente arretrato e collocato all'interno del telaio chiuso immediatamente retrostante. In questo modo è stato possibile utilizzare il macroelemento *Infill*, mantenendo inalterate le proprietà meccaniche definite nella relativa *element class*, comprensive delle caratteristiche di rigidezza, resistenza a taglio e parametri di danneggiamento. Tale soluzione consente di riprodurre il contributo strutturale della tamponatura all'incremento di rigidezza e resistenza laterale del telaio.

L'arretramento del pannello comporta tuttavia uno spostamento fittizio della massa rispetto alla configurazione reale. Per evitare alterazioni nella distribuzione delle masse e nella risposta dinamica globale dell'edificio, il contributo inerziale delle tamponature è stato modellato separatamente mediante masse concentrate (*lmass*), assegnati ai nodi strutturali corrispondenti agli sbalzi.

La massa traslazionale associata a ciascuna tamponatura è stata valutata a partire dal relativo peso proprio:

$$m = \frac{P}{g}$$

dove P rappresenta il peso della tamponatura e g l'accelerazione di gravità. Equivalentemente, il peso può essere espresso come:

$$P = \gamma V$$

essendo γ il peso specifico del materiale e V il volume del pannello.

Le masse così ottenute sono state distribuite sui nodi strutturali in funzione della geometria della tamponatura. Per i pannelli laterali disposti in direzione Y , la massa è stata ripartita tra i due nodi estremi della parete, mentre per la tamponatura frontale in direzione X , caratterizzata da una maggiore estensione, la massa è stata distribuita sui quattro nodi di estremità del pannello.

Poiché il baricentro reale della tamponatura risulta eccentrico rispetto ai nodi del modello strutturale ai quali viene assegnata la massa concentrata, è stato inoltre necessario introdurre un opportuno contributo inerziale rotazionale. A tale scopo è stato applicato il teorema di Huygens-Steiner:

$$I_0 = m e^2$$

dove m è la massa della tamponatura ed e rappresenta la distanza tra il baricentro reale della parete e il nodo a cui la massa viene associata.

Pur non riproducendo fedelmente il comportamento locale della soletta di balcone e delle connessioni tra tamponatura e struttura portante, tale approccio permette di rappresentare con buona approssimazione gli effetti globali delle chiusure esterne sulla risposta sismica dell'edificio, risultando pienamente compatibile con le limitazioni implementative del software di calcolo.

CAPITOLO 4

ANALISI DINAMICHE NON LINEARI

4.1 Introduzione e scelta della metodologia di analisi

4.1.1 Metodologia di analisi adottata

La valutazione della risposta sismica dell'edificio in oggetto è stata condotta mediante analisi dinamiche non lineari (NLDA), metodologia riconosciuta tra gli strumenti più avanzati per la simulazione del comportamento strutturale in campo inelastico. Tale approccio consente di descrivere l'evoluzione temporale della risposta dinamica, tenendo esplicitamente conto degli effetti inerziali, della redistribuzione delle sollecitazioni e della progressiva degradazione di rigidità e resistenza dei componenti modellati.

Le simulazioni sono state eseguite mediante il codice di calcolo SeismoStruct (Seismosoft, 2026), il quale risolve le equazioni non lineari del moto mediante integrazione diretta nel dominio del tempo. Per la risoluzione numerica è stato impiegato lo schema implicito di Hilber–Hughes–Taylor (HHT), scelto per la capacità di introdurre una dissipazione numerica controllata, efficace nel mitigare il contributo dei modi superiori spuri e nel garantire la stabilità computazionale anche in condizioni di forte non linearità. In accordo con la letteratura, è stato assunto un parametro di dissipazione $\alpha = -0,1$ (coerente con $\beta = 0,3025$ e $\gamma = 0,6$), garantendo un ottimale equilibrio tra accuratezza della soluzione e stabilità algoritmica.

Al fine di caratterizzare in modo sistematico la risposta strutturale al crescere dell'intensità dell'azione sismica, è stato adottato un approccio di tipo *Multi-Stripe Analysis* (MSA). Tale metodologia prevede l'esecuzione di una campagna di analisi distribuita su 10 distinti livelli di intensità (strisce), ciascuno rappresentativo di un differente scenario sismico. Per ciascuna striscia sono state considerate 20 coppie di accelerogrammi orizzontali applicate simultaneamente nelle due direzioni principali della struttura, portando il numero complessivo di analisi dinamiche non lineari eseguite a 200 simulazioni indipendenti.

Questo elevato numero di simulazioni ha permesso di valutare le prestazioni globali dell'edificio con un elevato grado di confidenza statistica, evitando gli effetti indesiderati tipicamente associati a procedure di scalatura incrementale di uno stesso set di record.

4.1.2 Selezione e scalatura degli accelerogrammi

La definizione dell'azione sismica da impiegare nelle analisi dinamiche non lineari costituisce un passaggio fondamentale della *Multi-Stripe Analysis* (MSA), poiché la rappresentatività dei moti sismici selezionati influenza direttamente la stima della risposta strutturale e, conseguentemente, la valutazione dei livelli di danno impiegati nelle successive analisi di sostenibilità.

Nel presente studio la selezione degli accelerogrammi è stata effettuata seguendo la metodologia proposta da Iervolino et al. (2018), nella quale la scelta dei record viene sviluppata in modo coerente con la *Probabilistic Seismic Hazard Analysis* (PSHA) del sito di interesse. In tale approccio la domanda sismica non viene rappresentata mediante un unico livello di intensità, ma attraverso una successione di livelli crescenti dell'Intensity Measure (IM), ciascuno associato ad una determinata frequenza annuale di superamento, o, equivalentemente, ad uno specifico periodo di ritorno. Per ogni livello di intensità vengono successivamente selezionati accelerogrammi naturali rappresentativi degli scenari sismici maggiormente responsabili della pericolosità del sito.

Come parametro di intensità è stata adottata la pseudo-accelerazione spettrale elastica con smorzamento viscoso del 5%, valutata in corrispondenza del periodo fondamentale della struttura, $IM = S_a(T_1)$.

Il valore del periodo fondamentale è stato ricavato mediante le analisi modali eseguite sul modello numerico sviluppato in SeismoStruct (Seismosoft, 2026), ottenendo un periodo pari a circa $T_1 = 0,15$ s. Tale valore risulta inferiore rispetto al periodo fondamentale ottenuto nella fase di progettazione mediante il modello elastico sviluppato in MIDAS Gen (MIDAS IT, 2024), pari a circa 0,28 s. La differenza è principalmente attribuibile alle differenti ipotesi di modellazione adottate e, soprattutto, al contributo irrigidente delle tamponature, che incrementano la rigidezza laterale della struttura determinando una riduzione del periodo proprio di vibrazione. Poiché le analisi dinamiche non lineari sono state condotte sul modello implementato in SeismoStruct (Seismosoft, 2026), la

definizione dell'Intensity Measure è stata coerentemente riferita al periodo fondamentale di tale modello.

Seguendo la procedura proposta da Iervolino et al. (2018) sono stati considerati dieci livelli di intensità sismica, corrispondenti ai periodi di ritorno

$$T_R = \{10, 50, 100, 250, 500, 1000, 2500, 5000, 10000, 100000\} \text{ anni,}$$

ottenuti a partire dalla curva di pericolosità del sito dell'Aquila. Per ciascun livello è stato determinato il corrispondente valore target della pseudo-accelerazione spettrale $S_a(T_1)$, assunto come Intensity Measure della procedura MSA. I valori adottati nel presente studio sono riportati nella Tabella 33, nella quale sono indicati, per ciascuna striscia, il periodo di ritorno, il corrispondente tasso annuo di superamento ($P(T_R) = 1/T_R$) e il valore target di $S_a(T_1)$ utilizzato per lo scalamento degli accelerogrammi. L'intervallo di intensità considerato, compreso tra 0,149 g e 4,750 g, consente di investigare il comportamento strutturale sia per eventi sismici frequenti e di moderata intensità, sia per terremoti estremamente rari caratterizzati da livelli di domanda notevolmente superiori a quelli di progetto, permettendo la costruzione di curve di fragilità affidabili sull'intero intervallo di interesse.

Tabella 33 - Livelli di intensità adottati nella Multi-Stripe Analysis per il sito dell'Aquila

<i>IM</i>	<i>T_R [anni]</i>	<i>P(T_R) [%]</i>	<i>S_a(T = 0,15 s) [g]</i>
1	10	10	0,149
2	50	2	0,306
3	100	1	0,489
4	250	0,4	0,685
5	500	0,2	0,915
6	1000	0,1	1,193
7	2500	0,04	1,573
8	5000	0,02	2,045
9	10000	0,01	2,858
10	100000	0,001	4,750

La procedura di selezione dei record prende origine dalla valutazione della pericolosità sismica probabilistica del sito. Come illustrato in Figura 64, Iervolino et al. (2018) hanno ricostruito le curve di hazard per i siti di Milano, Napoli e L'Aquila, considerando differenti categorie di sottosuolo. Le curve descrivono la relazione tra l'intensità del moto sismico e la corrispondente frequenza annuale di superamento e costituiscono il riferimento per la definizione dei livelli di intensità utilizzati nella *Multi-Stripe Analysis*. Nel presente lavoro è stata adottata la procedura sviluppata per il sito dell'Aquila, dal quale sono stati ricavati i valori target di $S_a(T_1)$ associati alle diverse strisce.

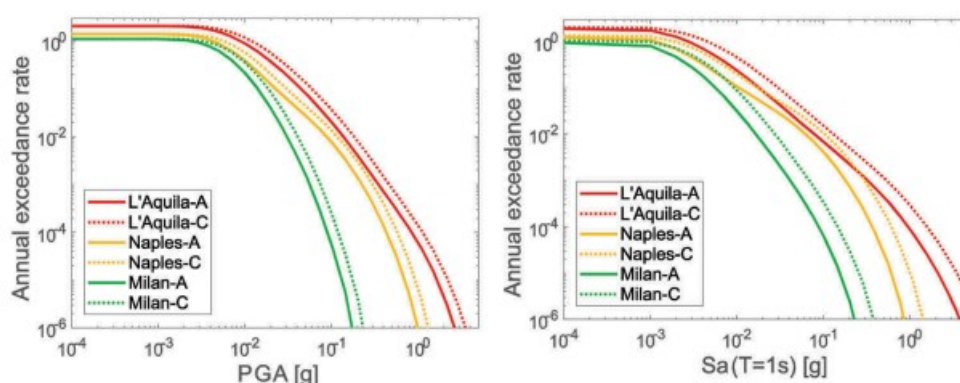


Figura 64 - Curve di hazard ottenute per i siti di Milano, Napoli e L'Aquila per differenti categorie di sottosuolo (adattata da Iervolino et al., 2018)

La sola curva di hazard, tuttavia, non è sufficiente per individuare accelerogrammi realmente rappresentativi della pericolosità del sito. Per tale motivo viene eseguita la disaggregazione dell'hazard, procedura che consente di individuare gli scenari sismici che contribuiscono maggiormente al superamento di ciascun livello di intensità. In particolare, la disaggregazione identifica le combinazioni predominanti di magnitudo, distanza sorgente-sito e termine residuo della GMPE (Ground Motion Prediction Equation), permettendo di selezionare accelerogrammi coerenti con gli eventi che governano effettivamente la pericolosità del sito.

Come evidenziato in Figura 65, nel caso del sito dell'Aquila la disaggregazione risulta sostanzialmente unimodale, poiché la pericolosità è dominata dalla medesima zona sismogenetica nella quale ricade il sito. Per periodi di ritorno ordinari (475 anni) prevalgono terremoti di magnitudo moderata e distanza relativamente contenuta, mentre per periodi di ritorno molto elevati (100000 anni) il contributo principale è associato a terremoti di magnitudo maggiore, sempre caratterizzati da ridotte distanze sorgente-sito.

CAPITOLO 4

Tali risultati costituiscono il fondamento della selezione hazard-consistent degli accelerogrammi impiegati nelle analisi dinamiche non lineari.

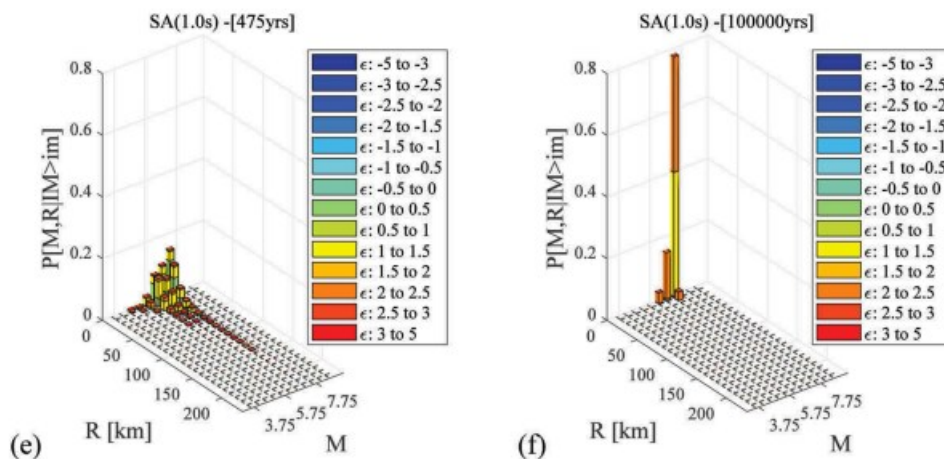


Figura 65 - Disaggregazione della pericolosità sismica per il sito dell'Aquila relativa a periodi di ritorno pari a 475 e 100000 anni (adattata da Iervolino et al., 2018)

Gli accelerogrammi utilizzati nel presente lavoro derivano dal database sviluppato secondo la procedura descritta da Iervolino et al. (2018), originariamente costruito con riferimento al sito dell'Aquila assumendo categoria di sottosuolo A. L'edificio oggetto della presente tesi è invece ubicato su un terreno appartenente alla categoria di sottosuolo B; pertanto, prima dell'esecuzione delle analisi dinamiche non lineari, si è reso necessario adattare il livello di intensità dei record selezionati.

La giustificazione teorica di tale procedura è fornita da Iervolino (2016), il quale dimostra che, per una vasta classe di Ground Motion Prediction Equations nelle quali l'effetto del sottosuolo modifica esclusivamente il valore medio della previsione del moto sismico senza alterarne la dispersione statistica, il passaggio tra differenti categorie di sottosuolo può essere rappresentato mediante una semplice traslazione orizzontale della curva di hazard. Come illustrato schematicamente in Figura 66, le curve di hazard mantengono la medesima forma e risultano traslate lungo l'asse delle ascisse di una quantità dipendente dal coefficiente di sito θ , senza modificare la distribuzione degli scenari sismici responsabili della pericolosità.

Matematicamente, la relazione tra l'Intensity Measure relativa a due differenti categorie di sottosuolo può essere espressa come:

$$\log(IM_B) = \log(IM_A) + \theta$$

da cui deriva $IM_B = e^\theta IM_A$, essendo θ il coefficiente di sito introdotto dalla GMPE. Ne consegue che la disaggregazione della pericolosità rimane invariata, mentre varia esclusivamente il livello dell'Intensity Measure; pertanto, il medesimo insieme di accelerogrammi selezionato per il suolo di riferimento può essere utilizzato anche per una diversa categoria di sottosuolo, applicando un opportuno fattore moltiplicativo all'intensità dei record.

Nel presente studio è stato adottato un fattore di amplificazione pari a 1,39 applicato uniformemente all'intero insieme degli accelerogrammi. Tale valore, fornito insieme al database dei record utilizzato nelle analisi, è stato impiegato per adattare gli accelerogrammi originariamente selezionati per il suolo A alle condizioni di sottosuolo B del sito in esame, in accordo con l'impostazione teorica proposta da Iervolino (2016).

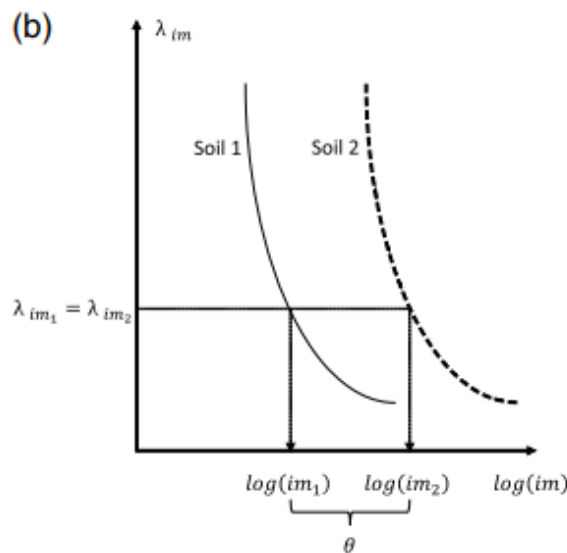


Figura 66 - Traslazione orizzontale delle curve di hazard al variare della categoria di sottosuolo (adattata da Iervolino, 2016)

Infine, gli accelerogrammi sono stati scalati in modo che la pseudo-accelerazione spettrale corrispondente al periodo fondamentale della struttura coincidesse con il valore target previsto per ciascuna striscia della *Multi-Stripe Analysis*. Come mostrato in Figura 67, gli spettri di risposta degli accelerogrammi selezionati convergono in corrispondenza del periodo T_1 , confermando il corretto raggiungimento del valore target dell'Intensity Measure adottata. La maggiore dispersione delle ordinate spettrali osservabile per periodi differenti da T_1 deriva dal fatto che, nella procedura adottata nel presente lavoro, lo scaling

degli accelerogrammi è stato effettuato con riferimento al solo valore di $Sa(T_1)$, senza imporre una compatibilità spettrale sull'intero intervallo dei periodi.

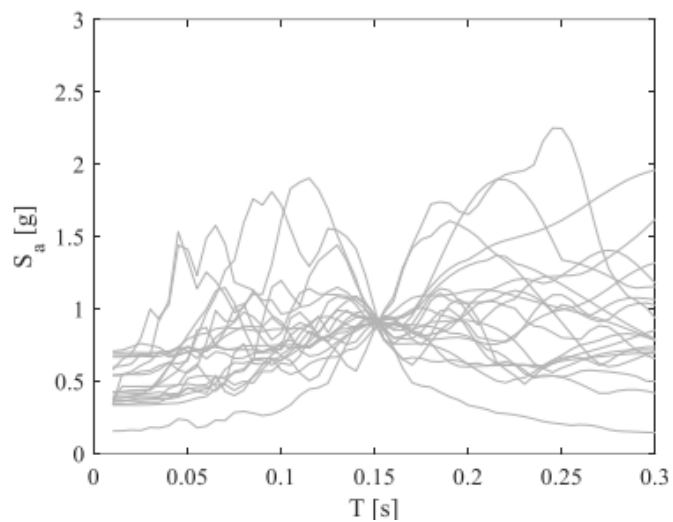


Figura 67 - Spettri dei 20 accelerogrammi selezionati per la striscia corrispondente a $T_R = 500$ anni

4.2 Modellazione e calibrazione dei parametri

4.2.1 Modellazione del comportamento non lineare

La risposta non lineare della struttura è stata simulata mediante formulazioni a plasticità distribuita, in grado di rappresentare l'evoluzione dello stato tensionale e deformativo degli elementi strutturali soggetti ad azioni sismiche cicliche.

Per travi, pilastri e setti in calcestruzzo armato è stato adottato l'elemento *infrmFB* (*Inelastic Force-Based Frame Element*) disponibile nel software SeismoStruct (Seismosoft, 2026). Tale formulazione, basata sul metodo delle forze, consente di descrivere la diffusione delle non linearità sia lungo l'asse dell'elemento sia all'interno della sezione trasversale, superando le limitazioni tipiche dei modelli a plasticità concentrata. Lo stato tensionale della sezione viene determinato mediante l'integrazione della risposta uniassiale delle fibre in cui essa è discretizzata, consentendo di cogliere in maniera accurata l'evoluzione delle deformazioni e la progressiva plasticizzazione degli elementi (Figura 68). Tutti gli elementi strutturali sono stati discretizzati mediante quattro sezioni di integrazione lungo la loro lunghezza, garantendo un adeguato compromesso tra accuratezza numerica ed efficienza computazionale.

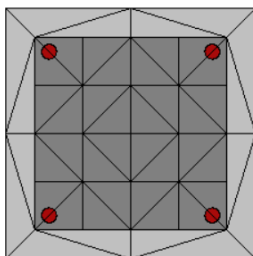


Figura 68 - Discretizzazione a fibre della sezione trasversale di un pilastro in c.a.

Il comportamento del calcestruzzo è stato descritto mediante il modello costitutivo di Mander et al. (1988), implementato in SeismoStruct (Seismosoft, 2026) attraverso il materiale *con_ma*.

Tale formulazione tiene conto degli effetti del confinamento esercitato dall'armatura trasversale mediante una pressione laterale equivalente, consentendo di rappresentare sia

il comportamento del calcestruzzo non confinato sia quello confinato sotto sollecitazioni cicliche (Figura 69).

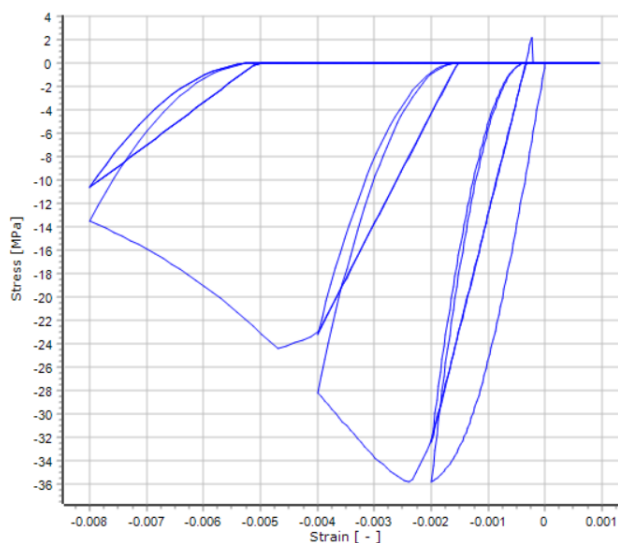


Figura 69 - Legame costitutivo ciclico del calcestruzzo secondo il modello di Mander et al. (1988)

Per l'acciaio d'armatura è stato utilizzato il modello isteretico di Menegotto & Pinto (1973), implementato tramite il materiale *stl_mp* e integrato con le regole di incrudimento isotropo e memoria isteretica. Tale formulazione consente di riprodurre accuratamente l'effetto Bauschinger e l'evoluzione della risposta ciclica in presenza di inversioni del carico, risultando particolarmente adatta per le analisi non lineari di strutture in cemento armato soggette ad azioni sismiche (Figura 70).

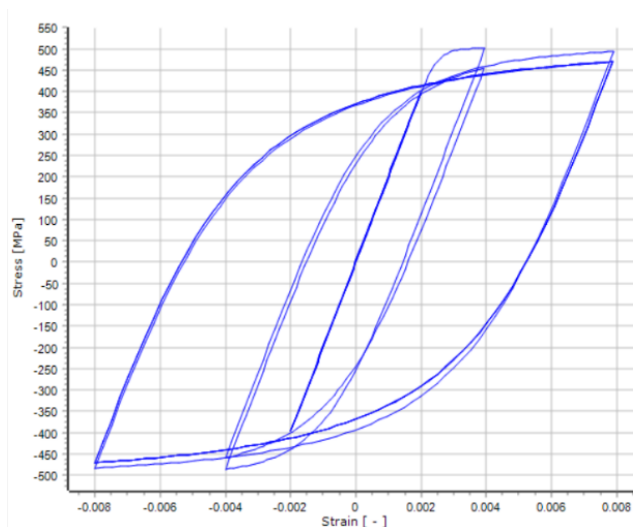


Figura 70 - Legame costitutivo ciclico dell'acciaio secondo il modello di Menegotto e Pinto (1973)

La modellazione dei pannelli di tamponamento è stata effettuata mediante l'elemento *infill* inelastico di SeismoStruct (Seismosoft, 2026), basato sul modello macroscopico a bielle equivalenti proposto da Crisafulli (1997). I parametri meccanici e geometrici del macroelemento sono stati definiti secondo la procedura descritta nel CAPITOLO 3, al quale si rimanda per una trattazione dettagliata delle ipotesi di modellazione e calibrazione adottate.

4.2.2 Calibrazione dello smorzamento viscoso

Nelle analisi dinamiche non lineari la definizione del modello di smorzamento riveste un ruolo fondamentale, poiché contribuisce alla rappresentazione dei fenomeni dissipativi non esplicitamente inclusi nella modellazione strutturale e influenza la risposta della struttura sotto azione sismica.

Nel presente studio è stato adottato un modello di smorzamento viscoso di tipo Rayleigh, nel quale la matrice di smorzamento viene espressa come combinazione lineare della matrice di massa e della matrice di rigidezza del sistema:

$$C = \alpha M + \beta K$$

dove C rappresenta la matrice di smorzamento, M la matrice di massa, K la matrice di rigidezza iniziale, mentre α e β costituiscono i coefficienti di Rayleigh.

La scelta di introdurre uno smorzamento viscoso equivalente deriva dal fatto che, pur adottando una modellazione non lineare a fibre per gli elementi in calcestruzzo armato e modelli isteretici per le tamponature, alcuni meccanismi dissipativi presenti nelle strutture reali non risultano esplicitamente rappresentati. Tra questi rientrano l'attrito tra elementi strutturali e non strutturali, i fenomeni di microfessurazione del calcestruzzo, la dissipazione associata alle connessioni e altri contributi che influenzano la risposta della struttura soprattutto per bassi livelli di deformazione.

È opportuno osservare che i modelli costitutivi adottati per il calcestruzzo, l'acciaio d'armatura e i pannelli di tamponamento consentono già di riprodurre la dissipazione energetica isteretica associata al comportamento ciclico dei materiali. Di conseguenza, il contributo dello smorzamento viscoso deve essere limitato ai soli meccanismi dissipativi non inclusi nella modellazione non lineare, evitando di introdurre un'eccessiva dissipazione artificiale che potrebbe alterare la risposta sismica della struttura.

Per tale motivo è stato adottato uno schema di smorzamento proporzionale alla rigidità iniziale, ampiamente utilizzato nelle analisi dinamiche non lineari di strutture in calcestruzzo armato. Tale formulazione mantiene costante la matrice di smorzamento durante l'intera analisi, evitando possibili instabilità numeriche associate all'aggiornamento continuo della rigidità del sistema e limitando gli effetti indesiderati che possono manifestarsi nelle fasi avanzate del danneggiamento (Charney, 2008; Hall, 2006).

Nel modello di Rayleigh il rapporto di smorzamento viscoso associato al generico modo di vibrazione n è espresso dalla seguente relazione:

$$\xi_n = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_n} + \beta \omega_n \right)$$

dove ω_n rappresenta la frequenza angolare associata al modo di vibrazione considerato.

I coefficienti di Rayleigh vengono determinati imponendo il valore del rapporto di smorzamento viscoso in corrispondenza di due modi di vibrazione di riferimento, caratterizzati dalle frequenze angolari ω_i e ω_j :

$$\begin{aligned} \xi_i &= \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \\ \xi_j &= \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_j} + \beta \omega_j \right) \end{aligned}$$

che possono essere scritte in forma matriciale come:

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} \frac{1}{\omega_i} & \omega_i \\ \frac{1}{\omega_j} & \omega_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \xi_i \\ \xi_j \end{Bmatrix}$$

La scelta dei due periodi di calibrazione riveste un ruolo fondamentale poiché determina l'intervallo di frequenze nel quale il modello di Rayleigh riproduce con maggiore accuratezza il livello di dissipazione desiderato. I modi compresi tra i due periodi di calibrazione risultano infatti caratterizzati da valori di smorzamento prossimi a quelli assegnati, mentre per frequenze esterne a tale intervallo il rapporto di smorzamento può differire sensibilmente.

CAPITOLO 4

Nel caso in esame, caratterizzato da una struttura in telai e setti in calcestruzzo armato con presenza di tamponature in calcestruzzo aerato autoclavato (AAC), la definizione dei periodi di riferimento è stata effettuata tenendo conto dell'interazione tra elementi strutturali e non strutturali e della possibile degradazione della rigidezza dei pannelli durante l'azione sismica.

Per il primo periodo di riferimento è stato assunto $T_1 = 0,2152 \text{ s}$ corrispondente al periodo fondamentale del telaio nudo ottenuto dall'analisi modale del modello privo di tamponature. Tale scelta è stata adottata al fine di rappresentare in maniera più realistica la risposta della struttura durante le fasi di danneggiamento, nelle quali il contributo irrigidente delle tamponature tende progressivamente a ridursi. L'utilizzo del periodo del telaio nudo consente inoltre di limitare il rischio di sovrastimare gli effetti dello smorzamento viscoso sui modi maggiormente coinvolti nella risposta non lineare.

Per il secondo periodo di riferimento è stato invece assunto $T_2 = 0,0253 \text{ s}$ corrispondente al quinto modo di vibrazione del modello tamponato. Tale modo è stato individuato come ultimo modo significativo poiché associato al raggiungimento di una massa partecipante cumulata superiore all'85% nelle direzioni principali della struttura, criterio comunemente adottato per l'individuazione dell'intervallo modale rilevante ai fini della risposta dinamica globale della struttura.

Ai due periodi di riferimento sono stati associati rapporti di smorzamento viscoso equivalente pari a:

$$\xi_1 = 2\%$$

$$\xi_2 = 3\%$$

L'adozione di un valore leggermente superiore per il modo ad alta frequenza è finalizzata a limitare l'influenza dei modi superiori e a contenere possibili oscillazioni numeriche ad alta frequenza, mantenendo al contempo ridotti i livelli di dissipazione assegnati ai modi globali della struttura.

La risoluzione del sistema precedente ha fornito i seguenti coefficienti di Rayleigh:

$$\alpha = 0,975407 \text{ s}^{-1}$$

$$\beta = 2,257823 \cdot 10^{-4} \text{ s}$$

La distribuzione dello smorzamento risultante è stata verificata mediante la costruzione della curva $\xi_i(T)$. Al fine di valutare l'influenza della scelta del primo periodo di calibrazione, la curva ottenuta è stata confrontata con una calibrazione alternativa basata sul periodo fondamentale del modello tamponato ($T_1 = 0,1522$ s). Il confronto tra le due distribuzioni di smorzamento è riportato in Figura 71.

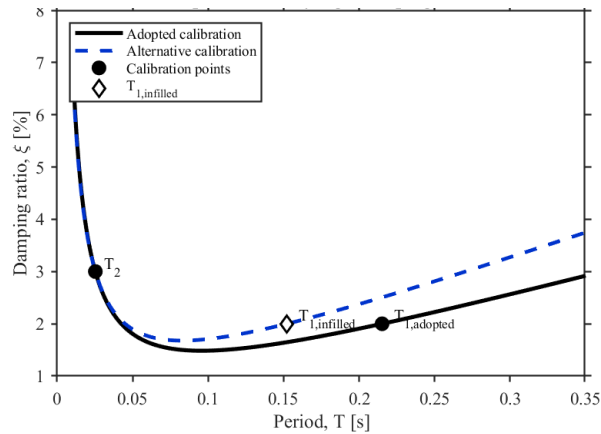


Figura 71 - Confronto tra le curve di smorzamento di Rayleigh ottenute mediante la calibrazione adottata e una calibrazione alternativa basata sul periodo fondamentale del modello tamponato

Dall'analisi della Figura 71 si osserva come la calibrazione basata sul periodo fondamentale del telaio nudo determini una distribuzione dello smorzamento generalmente più contenuta nell'intervallo dei modi globali della struttura. Al contrario, la calibrazione effettuata sul periodo fondamentale del modello tamponato conduce a valori di smorzamento progressivamente maggiori per i periodi più elevati, a causa della diversa posizione del primo punto di calibrazione.

La scelta del periodo fondamentale del telaio nudo consente inoltre di rappresentare in maniera più realistica la progressiva perdita di rigidità delle tamponature AAC durante l'evento sismico.

4.3 Criteri di valutazione della risposta sismica

4.3.1 Definizione delle soglie di intervento per le tamponature

La definizione delle soglie di intervento ha costituito il collegamento tra la risposta sismica ottenuta mediante le analisi dinamiche non lineari e la successiva individuazione degli interventi di riparazione delle tamponature. A tale scopo, alla risposta sismica di ciascun pannello sono stati associati differenti stati di danno (*Damage States*, DS), ai quali sono state fatte corrispondere specifiche strategie di intervento.

L'impostazione adottata è risultata coerente con gli approcci prestazionali finalizzati alla valutazione delle perdite sismiche, nei quali la risposta del componente, espressa mediante un opportuno parametro di domanda ingegneristica (*Engineering Demand Parameter*, EDP), è stata correlata allo stato di danno raggiunto e, successivamente, alle conseguenti operazioni di riparazione o sostituzione.

Nel presente studio, il drift interpiano è stato assunto come parametro di riferimento per la definizione del livello di danneggiamento delle tamponature in calcestruzzo aerato autoclavato (AAC). Tale grandezza, ampiamente utilizzata nella caratterizzazione sperimentale della risposta nel piano delle tamponature, ha consentito di esprimere la domanda deformativa imposta dal telaio al pannello attraverso il rapporto tra lo spostamento relativo di due impalcati consecutivi e la corrispondente altezza di interpiano.

Indicando con δ il drift interpiano, con Δ lo spostamento relativo di piano e con H l'altezza dell'interpiano, è stata assunta la relazione:

$$\delta = \frac{\Delta}{H}$$

Sulla base delle evidenze sperimentali disponibili in letteratura e delle strategie di intervento successivamente considerate, sono stati definiti tre stati di danno, denominati DS0, DS1 e DS2. Il passaggio tra i diversi stati è stato individuato mediante due valori limite del drift interpiano, rispettivamente pari allo 0,3% e allo 0,8%, come sintetizzato in Tabella 34.

CAPITOLO 4

Tabella 34 - Stati di danno, soglie di drift interpiano e corrispondenti strategie di intervento adottate per le tamponature in AAC

<i>Stato di danno</i>	<i>Intervallo di drift</i>	<i>Descrizione</i>	<i>Intervento associato</i>
DS0	$\delta < 0,3\%$	Nessun danno	Nessun intervento
DS1	$0,3\% \leq \delta < 0,8\%$	Danneggiamento lieve	Ripristino dell'intonaco
DS2	$\delta \geq 0,8\%$	Danneggiamento significativo	Demolizione e ricostruzione del pannello

La prima soglia, corrispondente a un drift interpiano pari allo 0,3%, è stata assunta come limite di passaggio da DS0 a DS1. Il suo raggiungimento è stato associato all'insorgenza di un livello di danneggiamento per il quale è stato previsto un intervento di ripristino dell'intonaco. La seconda soglia, corrispondente a un drift interpiano pari allo 0,8%, ha invece individuato il passaggio da DS1 a DS2, oltre il quale è stata prevista la demolizione e la successiva ricostruzione del pannello.

La definizione delle soglie di drift adottate per le tamponature è stata effettuata assumendo come riferimento l'impostazione proposta da Rossi et al. (2021), nella quale il livello di danneggiamento delle tamponature viene correlato alla domanda di drift interpiano e, conseguentemente, alla tipologia di intervento di riparazione necessaria. In particolare, per le tamponature tradizionali considerate dagli autori, a valori di drift compresi tra 0,20% e 0,30% sono associati interventi prevalentemente localizzati sulle finiture, mentre nell'intervallo 0,30 – 1,00% sono previsti interventi progressivamente più estesi, comprendenti la rimozione delle finiture e la ricostruzione parziale della muratura; per valori superiori all'1,00% viene invece considerata la demolizione e ricostruzione completa del pannello. Nell'ambito del presente lavoro, i valori dello 0,3% e dello 0,8% sono stati pertanto assunti come soglie operative per l'associazione tra risposta sismica e intervento.

È opportuno sottolineare che il superamento della soglia dello 0,8% non è stato interpretato necessariamente come il raggiungimento di una condizione di collasso fisico della tamponatura. La soglia è stata invece utilizzata come limite operativo di intervento,

oltre il quale il livello di danneggiamento è stato ritenuto tale da rendere preferibile, ai fini delle successive valutazioni, la completa sostituzione del pannello. Lo stato DS2 rappresenta pertanto il massimo stato di danno considerato per le tamponature e corrisponde, nell'ambito della procedura di quantificazione delle conseguenze, alla demolizione e alla successiva ricostruzione dell'intero pannello.

Le soglie di intervento precedentemente definite sono state formulate in termini di drift interpiano, ossia mediante un parametro globale rappresentativo della deformazione relativa del telaio. Il modello numerico adottato nel presente lavoro, basato sul macroelemento proposto da Crisafulli (1997), ha descritto invece la risposta nel piano della tamponatura mediante le deformazioni locali associate ai differenti meccanismi resistenti del pannello.

In particolare, la formulazione adottata ha rappresentato il comportamento della tamponatura attraverso puntoni equivalenti, deputati principalmente alla riproduzione della risposta lungo le diagonali compresse, e un meccanismo resistente a taglio, attraverso il quale è stata descritta la deformabilità tangenziale del pannello. Tale schematizzazione ha consentito di rappresentare l'interazione tra la tamponatura e gli elementi del telaio circostante e di riprodurre il comportamento ciclico non lineare (Crisafulli, 1997; Smyrou, 2006).

Poiché le variabili utilizzate dal macroelemento sono differenti dal drift interpiano mediante il quale sono state definite le soglie sperimentali, è stata effettuata una trasformazione cinematica finalizzata a ricondurre ciascun valore limite di drift alle corrispondenti deformazioni interne del modello. Tale trasformazione non ha modificato la definizione degli stati di danno, ma ha consentito di esprimere le medesime soglie attraverso le grandezze effettivamente utilizzate durante le analisi numeriche.

Assunto un generico valore limite del drift interpiano δ , il corrispondente spostamento relativo di piano è stato determinato invertendo la relazione:

$$\Delta = \delta H$$

dove H ha rappresentato l'altezza dell'interpiano. La grandezza Δ ha costituito pertanto la domanda di spostamento associata alla soglia considerata e il punto di partenza della successiva trasformazione cinematica.

Per i due stati di danno considerati sono stati quindi ottenuti:

$$\Delta_{DS1} = 0,003 H \quad \text{e} \quad \Delta_{DS2} = 0,008 H$$

La determinazione delle deformazioni interne ha richiesto innanzitutto la definizione della geometria effettiva del puntone equivalente, come visibile in Figura 72. Nel macroelemento di Crisafulli, infatti, l'inclinazione del puntone non è stata assunta coincidente con quella della semplice diagonale geometrica del pannello, poiché la sua posizione è risultata dipendente dall'estensione delle zone di contatto tra la tamponatura e gli elementi del telaio.

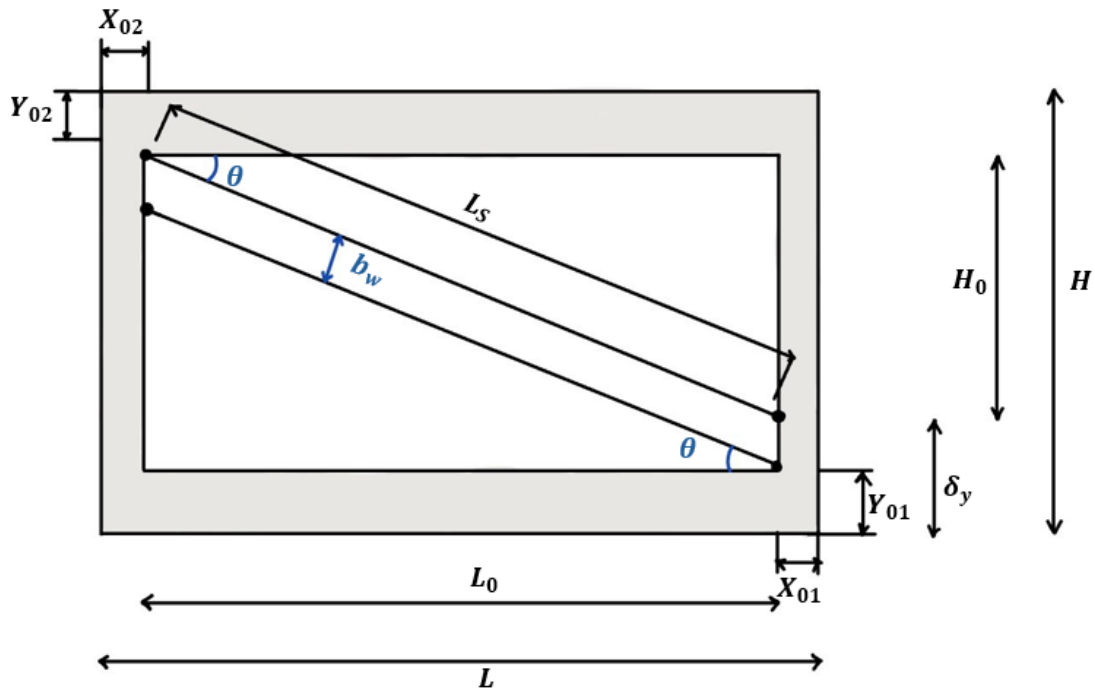


Figura 72 - Schema geometrico del puntone diagonale equivalente

Indicando con b_w la larghezza equivalente del puntone compressivo e con y_{01} e y_{02} gli offset verticali delle zone di contatto tra telaio e pannello, l'altezza efficace della diagonale compressa è stata determinata mediante la relazione:

$$H_0 = H - y_{01} - y_{02} - b_w \cos \theta$$

L'inclinazione θ del puntone è stata successivamente determinata imponendo la compatibilità geometrica del macroelemento:

$$\tan \theta = \frac{H_0}{L_0}$$

dove L_0 rappresenta la distanza orizzontale efficace associata alla geometria del puntone.

Sostituendo nella relazione precedente l'espressione di H_0 è stata ottenuta la seguente equazione implicita:

$$\tan \theta = \frac{H - y_{01} - y_{02} - b_w \cos \theta}{L_0}$$

Poiché l'angolo θ è comparso in entrambi i membri dell'equazione, il relativo valore è stato determinato numericamente per ciascuna tamponatura sulla base delle rispettive caratteristiche geometriche.

In questo modo è stato possibile tenere conto della specifica configurazione del macroelemento anziché assumere, in maniera semplificata, l'inclinazione della diagonale geometrica del pannello.

Una volta determinati H_0 e θ , la lunghezza del puntone equivalente è stata calcolata mediante:

$$L_s = \sqrt{L_0^2 + H_0^2}$$

Definita la geometria del macroelemento, è stata successivamente determinata la deformazione associata al meccanismo di compressione diagonale.

La componente dello spostamento interpiano associata alla direzione del puntone è stata calcolata mediante la relazione:

$$S_s = \frac{\Delta}{\cos \theta}$$

La deformazione assiale del puntone equivalente è stata quindi determinata rapportando tale grandezza alla lunghezza L_s :

$$\varepsilon_s = \frac{S_s}{L_s} = \frac{\Delta}{L_s \cos \theta}$$

CAPITOLO 4

Applicando la relazione alle due soglie di drift precedentemente definite sono stati ottenuti i valori limite:

$$\varepsilon_{s,DS1} = \frac{0,003 H}{L_s \cos \theta} \quad \text{e} \quad \varepsilon_{s,DS2} = \frac{0,008 H}{L_s \cos \theta}$$

corrispondenti rispettivamente all'ingresso negli stati di danno DS1 e DS2.

Parallelamente alla deformazione del puntone equivalente, è stata determinata la deformazione associata al meccanismo resistente a taglio. Tale grandezza è stata ricavata imponendo la compatibilità cinematica tra lo spostamento relativo di piano e l'altezza efficace del pannello:

$$\gamma = \frac{\Delta}{H_0}$$

Sono stati dunque ottenuti i seguenti valori soglia:

$$\gamma_{DS1} = \frac{0,003 H}{H_0} \quad \text{e} \quad \gamma_{DS2} = \frac{0,008 H}{H_0}$$

La procedura di trasformazione è stata applicata indipendentemente ai due valori limite di drift e a ciascuna geometria di tamponatura presente nel modello.

Durante le analisi dinamiche non lineari, le deformazioni sviluppate dai meccanismi interni di ciascun macroelemento sono state confrontate con i corrispondenti valori limite. Nel caso specifico di interruzione dell'analisi dinamica non lineare si interrompe prima del completamento dell'accelerogramma a causa del mancato raggiungimento della convergenza numerica, è stata invece adottata un'ipotesi cautelativa analoga a quella assunta per gli elementi strutturali in calcestruzzo armato. In tali casi, tutte le tamponature dell'edificio sono state direttamente classificate in DS2, indipendentemente dal livello di deformazione raggiunto da ciascun macroelemento all'ultimo passo convergente. A ciascuna tamponatura è stata pertanto associata la completa demolizione e successiva ricostruzione del pannello.

La classificazione in DS0, DS1 e DS2 ha infine permesso di trasformare i risultati delle analisi dinamiche non lineari in specifici scenari di intervento, successivamente utilizzati per la quantificazione delle lavorazioni e delle quantità di materiale necessarie alle operazioni di riparazione o sostituzione. In tal modo, la procedura ha costituito il

collegamento tra la valutazione della risposta sismica e la successiva determinazione delle conseguenze economiche e ambientali, secondo una logica coerente con l'associazione tra stato di danno e conseguenza adottata negli approcci prestazionali.

4.3.2 Definizione delle soglie di intervento per gli elementi strutturali in c.a.

Per gli elementi strutturali in calcestruzzo armato, la classificazione del danneggiamento è stata effettuata mediante il Damage Deformation Index (DDI), assunto come parametro adimensionale rappresentativo del livello di sfruttamento della capacità deformativa dell'elemento. Tale scelta ha consentito di ricondurre la domanda rotazionale ottenuta dalle analisi dinamiche non lineari a differenti stati di danno e, conseguentemente, agli interventi di riparazione o sostituzione considerati nelle successive valutazioni.

La metodologia è stata sviluppata in coerenza con l'approccio prestazionale adottato da Rossi et al. (2021), nel quale la risposta sismica dei componenti viene espressa attraverso opportuni *Engineering Demand Parameters* (EDP) e correlata agli stati di danno e alle relative conseguenze. Per gli elementi strutturali in c.a., la domanda deformativa è stata pertanto valutata localmente attraverso le rotazioni di corda, rapportandola alla capacità deformativa disponibile dell'elemento.

Il DDI è stato definito come:

$$DDI = \frac{\theta_{tr} - \theta_y}{\theta_u - \theta_y}$$

dove θ_{tr} rappresenta la rotazione transitoria sviluppata dall'elemento durante l'analisi, θ_y la rotazione di corda allo snervamento e θ_u la capacità ultima in termini di rotazione di corda.

Sulla base dei valori di DDI assunti nel presente studio sono stati individuati quattro stati, da DS0 a DS3. A ciascuno stato è stata associata una specifica strategia di intervento, come riportato in Tabella 35.

Tabella 35 - Stati di danno, intervalli del DDI e corrispondenti interventi adottati per gli elementi strutturali in c.a.

<i>Stato di danno</i>	<i>Intervallo del DDI</i>	<i>Livello di danno</i>	<i>Intervento associato</i>
DS0	$DDI < 0,08$	Assenza di danno significativo	Nessun intervento
DS1	$0,08 \leq DDI < 0,31$	Danno lieve	Ripristino del copriferro
DS2	$0,31 \leq DDI < 0,71$	Danno moderato	Rinforzo mediante FRP
DS3	$DDI \geq 0,71$	Danno severo	Demolizione e ricostruzione dell'elemento

La determinazione del DDI ha richiesto il calcolo, per ciascun elemento, delle capacità rotazionali θ_y e θ_u . Queste sono state valutate mediante le formulazioni riportate nella Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP., Applicativa delle NTC 2018.

La curvatura di snervamento ϕ_y , necessaria per il calcolo di θ_y , è stata determinata a partire dalla deformazione di snervamento dell'acciaio:

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

dove f_y ed E_s rappresentano rispettivamente la tensione di snervamento e il modulo elastico dell'acciaio.

Per travi e pilastri a sezione rettangolare è stata adottata la relazione $\phi_y = 2,10 \frac{\varepsilon_y}{h}$ mentre per le pareti $\phi_y = 2,00 \frac{\varepsilon_y}{l_w}$, dove h rappresenta la dimensione della sezione nella direzione della flessione considerata e l_w la lunghezza della parete. Tali relazioni sono state utilizzate per la stima della curvatura al raggiungimento dello snervamento della sezione, coerentemente con l'impostazione proposta da Priestley, Calvi e Kowalsky (2007) per la caratterizzazione della capacità deformativa degli elementi in calcestruzzo armato.

La rotazione di corda allo snervamento è stata successivamente calcolata mediante le espressioni C8.7.2.7a e C8.7.2.7b della Circolare.

CAPITOLO 4

Per travi e pilastri è stata adottata:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0,0013 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$

mentre per le pareti:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0,002 \left(1 - 0,125 \frac{L_v}{h} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$

nelle quali L_v rappresenta la luce di taglio, h l'altezza della sezione, d_b il diametro medio delle barre longitudinali, f_y la tensione di snervamento dell'acciaio e f_c la resistenza a compressione del calcestruzzo.

Nel presente studio la luce di taglio è stata assunta pari alla metà della lunghezza dell'elemento $L_v = \frac{L}{2}$. La lunghezza L è stata determinata a partire dalle coordinate dei nodi di estremità, considerando la direzione effettiva di sviluppo dell'elemento. Per le travi, disposte nel piano orizzontale, è stata quindi utilizzata la variazione della coordinata corrispondente alla loro direzione longitudinale $L = |x_j - x_i|$ oppure $L = |y_j - y_i|$ mentre per pilastri e pareti, sviluppati lungo la direzione verticale $L = |z_j - z_i|$.

La capacità ultima di rotazione θ_u è stata determinata mediante l'espressione C8.7.2.1 della Circolare:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 (0,3)^v \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c}} (1,25^{100 \rho_d})$$

Dove $v = \frac{N}{A_c f_c}$ è lo sforzo assiale normalizzato di compressione; $\omega = \frac{A_s f_y}{A_c f_c}$, $\omega' = \frac{A'_s f_y}{A_c f_c}$ rappresentano le percentuali meccaniche di armatura longitudinale rispettivamente in trazione e compressione; $\rho_{sx} = \frac{A_{sx}}{b_w s_h}$ è la percentuale di armatura trasversale, mentre ρ_d rappresenta l'eventuale percentuale di armatura diagonale in ciascuna direzione. Il parametro α tiene conto dell'efficienza del confinamento ed è stato valutato mediante:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_0} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_0 h_0} \right)$$

CAPITOLO 4

dove s_h rappresenta l'interasse delle staffe nella zona critica, b_0 e h_0 le dimensioni del nucleo confinato e b_i le distanze tra le barre longitudinali trattenute da tiranti o staffe lungo il perimetro della sezione.

Per gli elementi considerati è stato assunto γ_{el} pari a 1,5 mentre le proprietà meccaniche dei materiali sono state valutate assumendo un fattore di confidenza unitario.

Per le pareti, conformemente alla prescrizione riportata nella Circolare Applicativa, la capacità ultima ottenuta dalla precedente espressione è stata ulteriormente ridotta secondo:

$$\theta_{u,wall} = \frac{\theta_u}{1,6}$$

La domanda rotazionale è stata ricavata direttamente dai risultati delle analisi dinamiche non lineari eseguite in SeismoStruct (Seismosoft, 2026). Per ciascun elemento sono state analizzate le rotazioni sviluppate ai due estremi lungo l'intera storia temporale.

Per ciascun passo temporale, estremo e direzione pertinente è stato quindi calcolato:

$$DDI(t, e, d) = \frac{\theta_{tr}(t, e, d) - \theta_y}{\theta_u - \theta_y}$$

dove t , e e d indicano rispettivamente il passo temporale, l'estremo dell'elemento e la direzione di rotazione considerata.

Ai fini dell'attribuzione dello stato di danno, per ciascun elemento è stato assunto il massimo valore raggiunto nel corso della singola analisi:

$$DDI_{\max} = \max_{t,e,d} [DDI(t, e, d)]$$

La procedura è stata applicata sistematicamente all'intero insieme delle analisi dinamiche *multi-stripe*, permettendo di individuare per ogni elemento il massimo livello di domanda deformativa raggiunto e di associarlo al corrispondente stato di danno.

La classificazione mediante DDI ha consentito, pertanto, di trasformare la risposta deformativa locale degli elementi strutturali in una variabile direttamente associabile alla strategia di intervento. È stato così definito il passaggio dalla risposta sismica alla successiva quantificazione delle conseguenze secondo la sequenza:

$$\boxed{\theta_{tr} \rightarrow DDI \rightarrow DS \rightarrow \text{intervento}}$$

CAPITOLO 4

Si precisa infine che, nell'ambito del presente lavoro, i criteri di danno definiti per le tamponature e per gli elementi strutturali in calcestruzzo armato non includono una specifica soglia associata al collasso globale dell'edificio. La definizione di tale condizione richiederebbe infatti l'individuazione di uno specifico criterio di collasso a livello globale, che esula dagli obiettivi della presente analisi.

4.4 Risultati delle analisi

4.4.1 Risultati relativi alle tamponature

I risultati delle analisi dinamiche non lineari *multi-stripe* sono stati elaborati al fine di caratterizzare l'evoluzione del danneggiamento delle tamponature in calcestruzzo aerato autoclavato (AAC) al variare dell'intensità dell'azione sismica. Per ciascuna analisi, ogni pannello è stato classificato sulla base del massimo stato di danno raggiunto nel corso della storia temporale, secondo i criteri definiti nel Paragrafo 4.3.1. Sono stati pertanto distinti lo stato DS0, corrispondente all'assenza di danneggiamento significativo, lo stato DS1, associato a un danneggiamento lieve e al conseguente ripristino dell'intonaco, e lo stato DS2, rappresentativo di un danneggiamento severo per il quale è stata prevista la demolizione e ricostruzione del pannello.

Il danneggiamento globale è stato quantificato in termini di percentuale dell'area complessiva delle tamponature ricadente nei differenti stati di danno. Tale grandezza ha consentito di ponderare il contributo dei singoli pannelli in funzione della rispettiva estensione, fornendo un indicatore sintetico e rappresentativo del livello di danneggiamento dell'intero sistema di tamponamento.

A titolo esemplificativo, in Figura 73 è riportata la distribuzione del danneggiamento ottenuta per la striscia IM08, distinguendo i risultati relativi ai venti accelerogrammi considerati. Ciascuna barra rappresenta la ripartizione percentuale dell'area complessiva delle tamponature tra gli stati DS0, DS1 e DS2. Per esigenze di sintesi, nel corpo del capitolo è stata riportata esclusivamente la striscia IM08, mentre le corrispondenti rappresentazioni relative alle restanti nove strisce di intensità sono riportate in APPENDICE B.

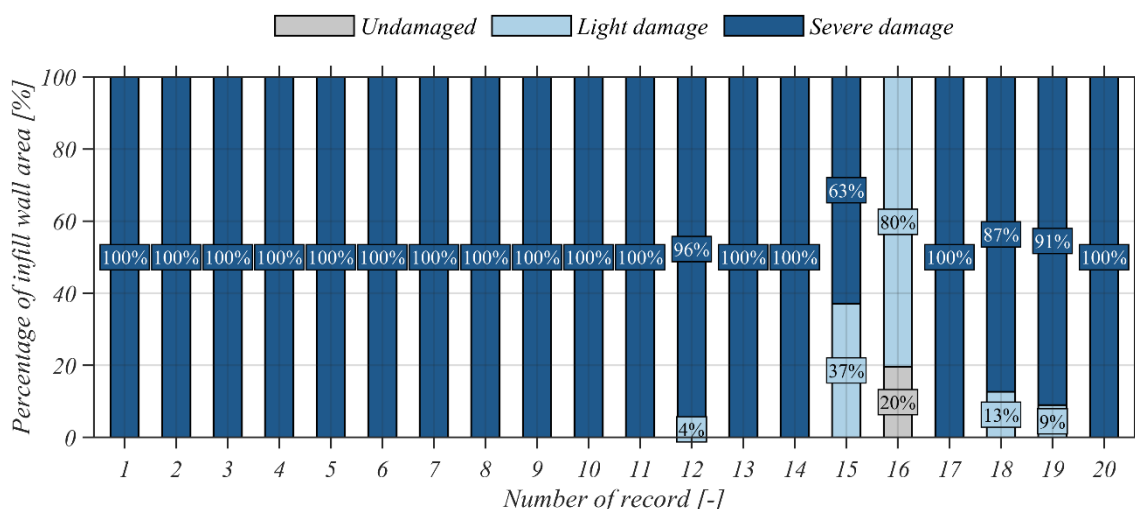


Figura 73 - Distribuzione percentuale dell'area complessiva delle tamponature in AAC nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM08

I risultati evidenziano una marcata variabilità della risposta delle tamponature all'interno del medesimo livello di intensità, nonostante i venti accelerogrammi appartengano alla stessa striscia. Per la maggior parte delle registrazioni si osserva una condizione particolarmente severa, caratterizzata dalla classificazione della totalità dell'area delle tamponature nello stato DS2. Tale risultato deve tuttavia essere interpretato alla luce del criterio cautelativo adottato per la gestione delle analisi interrotte per mancata convergenza. Come precedentemente descritto, per tali analisi è stata infatti assunta una condizione di upper bound, attribuendo lo stato DS2 a tutte le tamponature dell'edificio indipendentemente dallo stato di danneggiamento raggiunto all'ultimo passo convergente. La frequente presenza di record caratterizzati dal 100% dell'area in DS2 non deve pertanto essere interpretata necessariamente come evidenza del superamento effettivo della soglia di drift dello 0,8% da parte di tutte le tamponature, ma riflette anche l'impostazione cautelativa adottata per le analisi che non hanno raggiunto il completamento della storia temporale.

Nei record per i quali la distribuzione del danno risulta più articolata, si osservano invece differenti combinazioni degli stati DS0, DS1 e DS2

Al fine di fornire una rappresentazione sintetica dell'evoluzione del danno sull'intero intervallo di intensità analizzato, per ciascuna striscia è stata successivamente determinata la percentuale media dell'area appartenente ai diversi stati di danno. I risultati sono

riportati in Figura 74 in funzione della probabilità annua di superamento associata ai dieci livelli di intensità considerati.

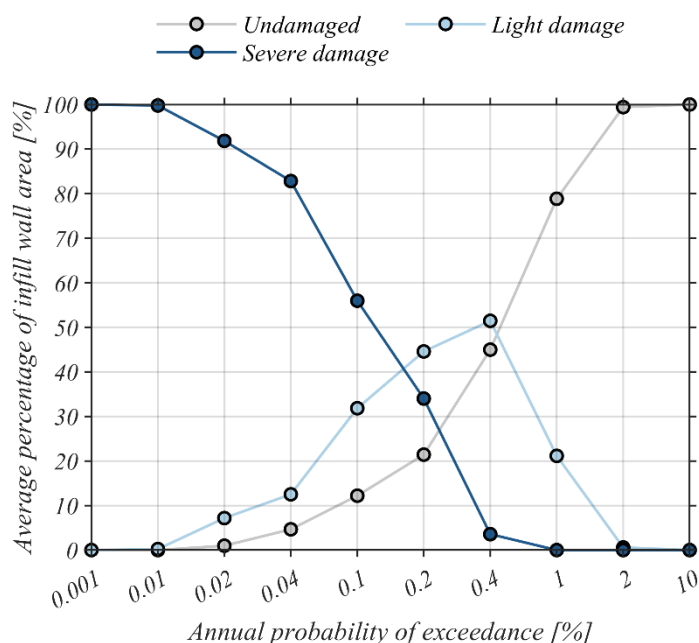


Figura 74 - Percentuale media dell'area complessiva delle tamponature in AAC nei diversi stati di danno in funzione della probabilità annua di superamento dell'azione sismica

L'andamento delle curve evidenzia una progressiva evoluzione del danneggiamento al diminuire della probabilità annua di superamento, e quindi all'aumentare della severità dell'azione sismica. Per gli eventi caratterizzati dalle maggiori probabilità annue di superamento, la risposta delle tamponature è prevalentemente riconducibile allo stato DS0. In particolare, per probabilità annue pari al 10% e al 2%, la percentuale media dell'area non danneggiata risulta prossima al 100%, mentre per una probabilità dell'1% si mantiene intorno all'80%. Al diminuire della probabilità annua di superamento, la quota di area in DS0 si riduce progressivamente e aumenta contestualmente l'incidenza dello stato DS1. Quest'ultimo raggiunge la massima rilevanza in corrispondenza dei livelli intermedi dell'azione sismica, con una percentuale media di poco superiore al 50% per una probabilità annua dello 0,4% ($T_R = 250$ anni).

Per livelli di intensità superiori si osserva quindi una progressiva transizione dal DS1 al DS2, infatti in corrispondenza delle strisce più severe, associate alle probabilità annue dello 0,01% e dello 0,001%, la quasi totalità dell'area delle tamponature risulta classificata nello stato DS2.

L'elevata incidenza del DS2 alle intensità maggiori deve tuttavia essere interpretata anche alla luce del criterio cautelativo adottato per le analisi interrotte a fronte della mancata convergenza.

4.4.2 Risultati relativi agli elementi strutturali in c.a.

Per gli elementi strutturali in calcestruzzo armato, i risultati delle analisi dinamiche non lineari sono stati elaborati sulla base del Damage Deformation Index (DDI) definito nel Paragrafo 4.3.2. Per ciascun elemento è stato considerato il massimo stato di danno raggiunto durante la storia temporale, tenendo conto delle rotazioni sviluppate ai due estremi e delle componenti pertinenti alla tipologia strutturale analizzata. Gli elementi sono stati quindi classificati negli stati DS0, DS1, DS2 e DS3, associati rispettivamente all'assenza di intervento, al ripristino del copriferro, al rinforzo mediante FRP e alla demolizione e ricostruzione dell'elemento.

Il danneggiamento strutturale globale è stato espresso in termini di percentuale del volume complessivo degli elementi in calcestruzzo armato appartenente a ciascuno stato di danno. L'impiego del volume quale grandezza di riferimento consente di ponderare il contributo dei singoli elementi in funzione delle rispettive dimensioni geometriche e risulta direttamente correlabile alle quantità di materiali interessate dagli interventi di riparazione o ricostruzione.

Analogamente a quanto effettuato per le tamponature, in Figura 75 sono riportati, a titolo esemplificativo, i risultati relativi alla striscia IM08 per i venti accelerogrammi considerati. Le corrispondenti distribuzioni ottenute per le restanti nove strisce di intensità sono riportate in APPENDICE B.

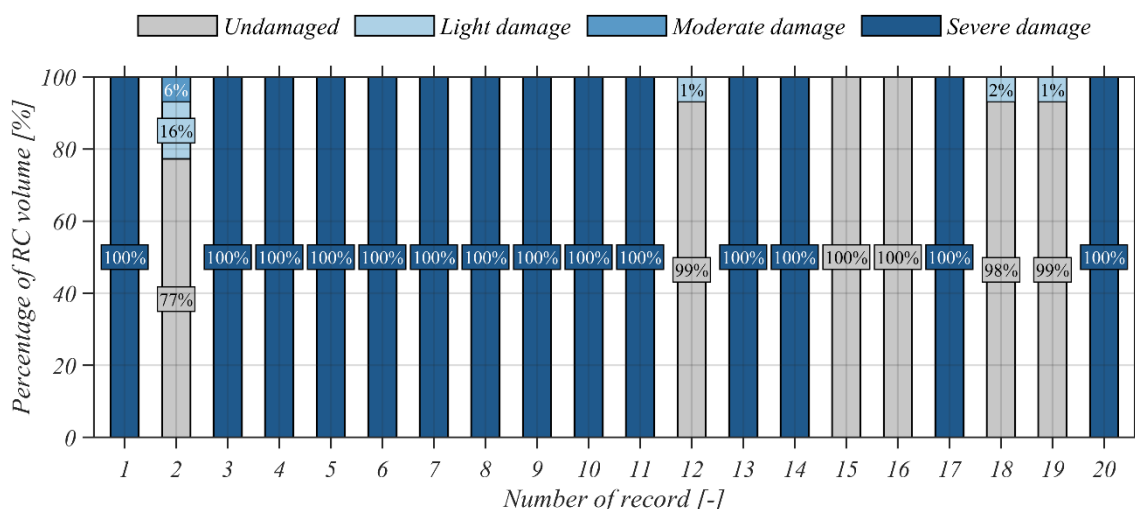


Figura 75 - Distribuzione percentuale del volume complessivo degli elementi strutturali in c.a. nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM08

I risultati relativi alla striscia IM08 evidenziano una marcata variabilità *record-to-record* e una distribuzione del danneggiamento prevalentemente concentrata negli stati estremi DS0 e DS3. Per numerosi accelerogrammi, una significativa porzione del volume strutturale raggiunge lo stato DS3; per altri record, al contrario, il volume degli elementi permane quasi interamente nello stato DS0. Gli stati intermedi DS1 e DS2 risultano complessivamente poco rappresentati. Il record 2 costituisce una delle principali eccezioni, presentando circa il 77% del volume in DS0, il 16% in DS1 e il 6% in DS2.

La ridotta incidenza di DS1 e DS2 deve essere interpretata tenendo conto del criterio adottato per la classificazione degli elementi. A ciascun elemento viene infatti attribuito il massimo stato di danno raggiunto nel corso della storia temporale; conseguentemente, un elemento che supera progressivamente le soglie corrispondenti a DS1 e DS2 e raggiunge successivamente DS3 viene contabilizzato esclusivamente in quest'ultimo stato. La rappresentazione descrive pertanto la condizione finale di intervento associata al massimo livello di domanda raggiunto, e non la successione temporale degli stati attraversati dall'elemento.

L'evoluzione globale del danneggiamento strutturale sull'intero intervallo di intensità è riportata in Figura 76, nella quale sono rappresentate, per ciascuna striscia, le percentuali medie del volume strutturale appartenenti ai quattro stati di danno in funzione della probabilità annua di superamento.

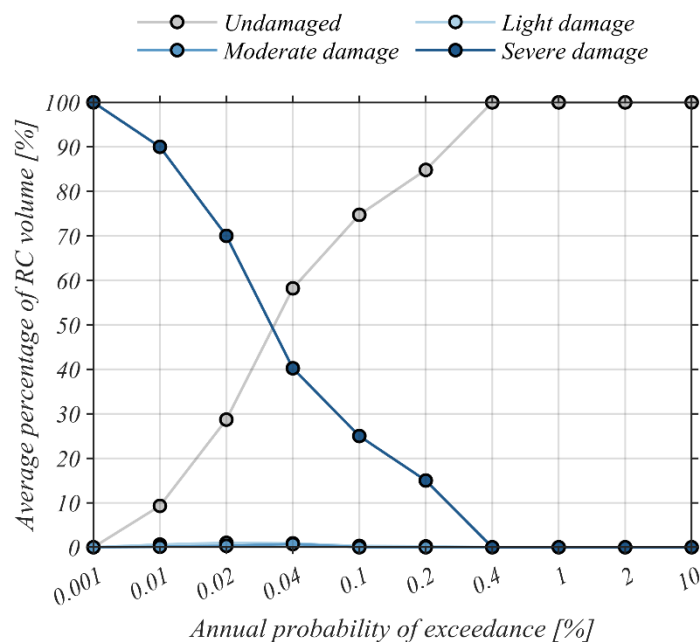


Figura 76 - Percentuale media del volume complessivo degli elementi strutturali in c.a. nei diversi stati di danno in funzione della probabilità annua di superamento dell'azione sismica

L'andamento medio evidenzia una progressiva riduzione della quota di volume strutturale in DS0 al diminuire della probabilità annua di superamento e, parallelamente, un incremento della quota associata a DS3. Per probabilità annue pari o superiori allo 0,4%, la quasi totalità del volume strutturale permane nello stato non danneggiato. Per probabilità inferiori allo 0,4%, la percentuale media associata a DS3 aumenta progressivamente, passando da circa il 15% in corrispondenza dello 0,2% a circa il 25% per lo 0,1%, fino a raggiungere valori dell'ordine del 40%, 70%, 90% e 100% per probabilità annue di superamento rispettivamente pari allo 0,04%, 0,02%, 0,01% e 0,001%.

Gli stati DS1 e DS2 mantengono invece un'incidenza media molto contenuta sull'intero intervallo di intensità analizzato. La risposta globale risulta pertanto caratterizzata principalmente da una progressiva transizione da DS0 a DS3 all'aumentare della severità dell'azione sismica. Tale comportamento è coerente con il criterio di classificazione basato sul massimo DDI raggiunto da ciascun elemento e mette in evidenza come, per le azioni sismiche più severe, una quota crescente del volume strutturale superi le soglie associate agli interventi di riparazione locale e di rinforzo, raggiungendo direttamente la classe di intervento corrispondente alla ricostruzione.

CAPITOLO 4

Dal punto di vista delle conseguenze, tale andamento assume particolare rilevanza poiché i differenti stati di danno comportano interventi caratterizzati da quantità di materiali e lavorazioni significativamente diverse. La distribuzione del danneggiamento ottenuta dalle analisi costituisce pertanto il collegamento diretto tra la risposta sismica della struttura e la successiva quantificazione delle conseguenze ambientali associate agli interventi post-sisma.

CAPITOLO 5

LIFE CYCLE ASSESSMENT CON INTEGRAZIONE DEL DANNO SISMICO

5.1 Introduzione al Life Cycle Assessment

5.1.1 Principi generali della metodologia LCA

Il *Life Cycle Assessment* (LCA) costituisce una metodologia standardizzata per la valutazione dei potenziali impatti ambientali associati a un prodotto, processo o sistema, considerando i flussi di materia ed energia che ne caratterizzano il ciclo di vita. Il quadro metodologico di riferimento è definito dalle norme ISO 14040 (2006) e ISO 14044 (2006), che stabiliscono rispettivamente i principi e la struttura generale dell'analisi e i requisiti e le linee guida per la sua applicazione. L'approccio LCA consente pertanto di superare una valutazione circoscritta a una singola fase del processo produttivo, considerando in maniera sistematica le interazioni tra il sistema analizzato e l'ambiente lungo le differenti fasi comprese nei confini dell'analisi. La medesima articolazione metodologica trova applicazione anche alla valutazione delle strutture in calcestruzzo e, più in generale, dei sistemi edilizi.

L'estensione del ciclo di vita effettivamente considerata dipende dagli obiettivi e dai confini del sistema definiti nell'ambito dello studio. Un'analisi estesa all'intero ciclo di vita secondo un approccio *cradle-to-grave* comprende, in termini generali, l'approvvigionamento delle materie prime, la produzione dei materiali, il trasporto, le attività di costruzione, la fase d'uso e gli eventuali processi di manutenzione e sostituzione, fino alla demolizione, al trattamento dei rifiuti e allo smaltimento finale. In funzione degli obiettivi dell'analisi, i confini del sistema possono tuttavia essere circoscritti a specifiche fasi. La loro definizione assume pertanto un ruolo determinante ai fini dell'interpretazione e della confrontabilità dei risultati.

Secondo il framework definito dalle norme ISO 14040 e ISO 14044, uno studio LCA è articolato in quattro fasi metodologiche strettamente interconnesse: definizione dell'obiettivo e del campo di applicazione (*goal and scope definition*), analisi

dell'inventario (*Life Cycle Inventory*, LCI), valutazione degli impatti (*Life Cycle Impact Assessment*, LCIA) e interpretazione dei risultati.

La fase di definizione dell'obiettivo e del campo di applicazione stabilisce le finalità dello studio e le condizioni entro le quali devono essere interpretati i risultati. In tale fase vengono individuati, tra gli altri aspetti, l'unità funzionale, i confini del sistema, il periodo di riferimento, le categorie di impatto considerate e le principali assunzioni metodologiche. L'unità funzionale assume particolare rilevanza in quanto costituisce il riferimento quantitativo rispetto al quale vengono rapportati i flussi considerati nell'analisi e permette, quando le condizioni metodologiche lo consentono, il confronto tra sistemi differenti.

L'analisi dell'inventario, o *Life Cycle Inventory* (LCI), è finalizzata all'identificazione e alla quantificazione dei flussi elementari in ingresso e in uscita dal sistema. Essa comprende la raccolta dei dati relativi, ad esempio, alle quantità di materiali ed energia impiegate, ai processi produttivi, ai trasporti, alla generazione di rifiuti e alle emissioni associate ai processi inclusi nei confini dell'analisi. La definizione dell'inventario costituisce una fase particolarmente rilevante nell'applicazione dell'LCA agli edifici, data la molteplicità dei materiali, dei componenti, dei processi coinvolti e la lunga durata del loro ciclo di vita.

Nella successiva fase di *Life Cycle Impact Assessment* (LCIA), i flussi inventariati vengono associati alle corrispondenti categorie di impatto e convertiti in indicatori ambientali mediante opportuni fattori di caratterizzazione. Tra gli indicatori di maggiore interesse nell'ambito della valutazione ambientale degli edifici rientra il *Global Warming Potential* (GWP), generalmente espresso in kg di CO₂ equivalente, attraverso il quale è possibile quantificare il contributo delle emissioni di gas a effetto serra al cambiamento climatico. La scelta delle categorie di impatto e degli indicatori da adottare deve risultare coerente con gli obiettivi e con il campo di applicazione definiti per lo studio.

L'interpretazione costituisce infine la fase nella quale i risultati dell'inventario e della valutazione degli impatti vengono analizzati congiuntamente, al fine di individuare i contributi maggiormente significativi, verificare la coerenza delle assunzioni adottate e formulare conclusioni compatibili con gli obiettivi iniziali. Tale fase consente, in

particolare, di identificare gli hotspot ambientali del sistema e di valutare l'influenza delle principali scelte progettuali e metodologiche sul risultato complessivo.

L'applicazione dell'LCA al settore delle costruzioni assume particolare rilevanza in ragione dell'elevato consumo di risorse e della molteplicità dei processi che caratterizzano il ciclo di vita degli edifici. Accanto agli impatti connessi ai consumi energetici durante l'esercizio, la letteratura ha progressivamente evidenziato il ruolo delle emissioni incorporate nei materiali e nei processi di costruzione, manutenzione, sostituzione e fine vita. Tale contributo, generalmente ricondotto al concetto di *embodied carbon*, può rappresentare una quota significativa dell'impatto complessivo dell'edificio e assume un peso relativo crescente con la riduzione dei consumi energetici operativi (Chastas et al., 2016; Pomponi & Moncaster, 2016).

5.1.2 Applicazione del Life Cycle Assessment agli edifici

L'applicazione del *Life Cycle Assessment* al settore delle costruzioni presenta specifiche complessità rispetto alla valutazione di prodotti industriali convenzionali, riconducibili principalmente alla lunga vita utile degli edifici, all'elevato numero di materiali e processi coinvolti e alla diversa durabilità dei componenti che costituiscono il sistema edilizio. Nel corso della vita utile, infatti, elementi strutturali, componenti dell'involucro, finiture e impianti possono essere soggetti a differenti cicli di manutenzione, riparazione e sostituzione, ai quali si aggiungono gli scenari relativi alla demolizione e al trattamento dei materiali al termine della vita dell'opera. Ne consegue che la rappresentatività di un'analisi LCA applicata agli edifici dipende in misura significativa dalla corretta definizione dei confini del sistema, del periodo di riferimento, dell'unità funzionale e degli scenari assunti nelle diverse fasi del ciclo di vita (Cabeza et al., 2014).

Tradizionalmente, le strategie finalizzate alla riduzione dell'impatto ambientale degli edifici si sono concentrate prevalentemente sulla diminuzione dei consumi energetici durante la fase operativa, con particolare riferimento all'energia richiesta per il riscaldamento, il raffrescamento, la ventilazione, la produzione di acqua calda sanitaria e l'illuminazione. Il progressivo miglioramento dell'efficienza energetica dell'involucro e degli impianti ha tuttavia determinato una riduzione dell'incidenza relativa dei consumi operativi, rendendo progressivamente più rilevante il contributo ambientale associato alla produzione dei materiali e ai processi che interessano l'edificio durante il suo ciclo di vita.

Tale evoluzione ha contribuito a spostare l'attenzione dalla sola energia operativa verso una valutazione più estesa delle prestazioni ambientali dell'intero sistema edilizio (Chastas et al., 2016; Pomponi & Moncaster, 2016).

In tale contesto assumono particolare rilevanza i concetti di *operational carbon* ed *embodied carbon*. Il primo identifica le emissioni di gas a effetto serra associate all'energia utilizzata durante l'esercizio dell'edificio, mentre il secondo è riferito alle emissioni incorporate nei materiali e nei processi considerati entro i confini dell'analisi. La valutazione congiunta delle emissioni associate alle differenti fasi consente di ricostruire il profilo emissivo dell'edificio lungo il ciclo di vita e costituisce la base per la determinazione del *Whole Life Carbon* (WLC).

La distinzione tra impatti incorporati e operativi assume particolare importanza negli edifici caratterizzati da elevate prestazioni energetiche. La letteratura evidenzia infatti come, al diminuire dei fabbisogni energetici durante l'esercizio, il contributo relativo dell'energia e delle emissioni incorporate possa assumere un'incidenza crescente sul bilancio complessivo del ciclo di vita. Chastas et al. (2016) hanno mostrato, attraverso una revisione di studi relativi a edifici residenziali a basso consumo energetico, come la quota di *embodied energy* aumenti sensibilmente al migliorare delle prestazioni energetiche dell'edificio, evidenziando la necessità di estendere la valutazione ambientale oltre la sola fase operativa. Analogamente, Pomponi & Moncaster (2016) evidenziano la crescente rilevanza dell'*embodied carbon* nel settore edilizio e la necessità di adottare approcci maggiormente coerenti e completi nella valutazione delle emissioni incorporate.

Nel caso degli edifici in calcestruzzo armato, il contributo ambientale dei materiali assume particolare rilevanza in ragione delle quantità di calcestruzzo e acciaio generalmente impiegate nella struttura. A questi si aggiungono i materiali relativi agli elementi non strutturali, all'involucro, alle finiture e agli impianti, il cui contributo può risultare significativo in funzione dei confini assunti nell'analisi. La valutazione LCA richiede pertanto la costruzione di un inventario quantitativo dei materiali e dei processi inclusi nel sistema, successivamente associati a dati ambientali provenienti da *Environmental Product Declarations* (EPD), database LCA o altre fonti documentate.

La lunga durata del ciclo di vita dell'edificio rende inoltre necessario considerare non soltanto gli impatti iniziali associati alla sua realizzazione, ma anche quelli derivanti dagli

interventi che possono verificarsi durante la fase d'uso. Manutenzione, riparazione e sostituzione comportano infatti ulteriori consumi di materiali ed energia, trasporti e processi di trattamento dei materiali rimossi, modificando il bilancio ambientale complessivo dell'opera. Tale aspetto assume una rilevanza specifica nel caso di edifici localizzati in aree soggette a pericolosità sismica, poiché gli eventi sismici possono determinare interventi di riparazione o sostituzione di componenti strutturali e non strutturali e, conseguentemente, generare ulteriori impatti ambientali durante la vita utile della costruzione. La valutazione di tali contributi consente quindi di estendere il tradizionale approccio LCA includendo le conseguenze ambientali associate al rischio sismico, aspetto che verrà approfondito nei paragrafi successivi.

5.1.3 Framework normativo di riferimento

Il quadro metodologico generale per l'applicazione del *Life Cycle Assessment* è definito dalle norme internazionali ISO 14040 (2006) e ISO 14044 (2006), che stabiliscono i principi, la struttura e i requisiti per lo svolgimento di uno studio LCA. In particolare, la ISO 14040 (2006) definisce i principi e il quadro generale della metodologia, mentre la ISO 14044 (2006) ne specifica i requisiti applicativi, disciplinando le fasi di definizione dell'obiettivo e del campo di applicazione, analisi dell'inventario, valutazione degli impatti e interpretazione dei risultati.

Nel settore delle costruzioni, tale quadro metodologico è integrato da specifiche norme europee finalizzate alla valutazione della sostenibilità dei prodotti e degli edifici. Tra queste assumono particolare rilevanza la EN 15804 (2012), relativa alle dichiarazioni ambientali dei prodotti da costruzione, e la EN 15978 (2011), dedicata alla valutazione della prestazione ambientale degli edifici. Tali riferimenti normativi sono comunemente adottati negli studi LCA applicati agli edifici e costituiscono una base condivisa per la definizione dei confini del sistema e l'organizzazione dei contributi ambientali nelle diverse fasi del ciclo di vita.

La EN 15978 (2012) organizza il ciclo di vita dell'edificio secondo una struttura modulare, attraverso la quale i processi e i relativi impatti ambientali vengono attribuiti alle differenti fasi comprese tra la produzione dei materiali e il fine vita dell'opera. Come schematizzato in Figura 77, tale struttura distingue la fase di produzione e costruzione (moduli A), la fase d'uso (moduli B), la fase di fine vita (moduli C) e gli eventuali benefici

e carichi ambientali derivanti da processi di riuso, recupero o riciclo oltre i confini del sistema (modulo D).

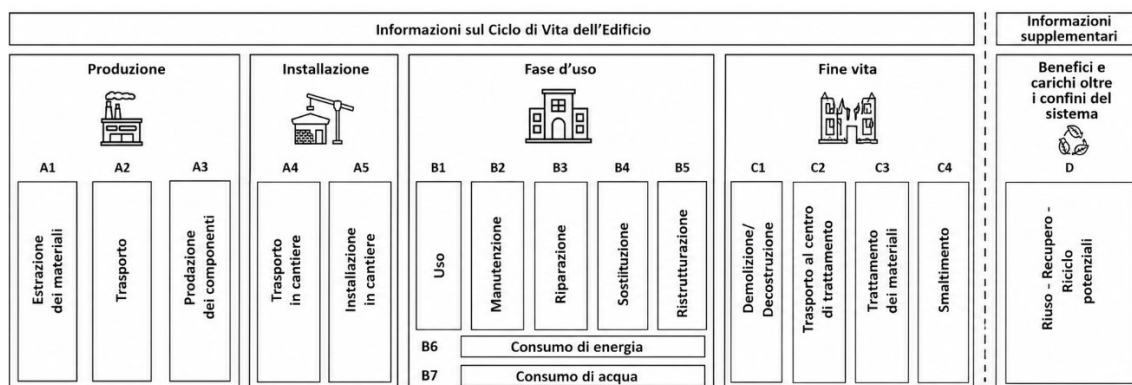


Figura 77 - Articolazione delle fasi e dei moduli del ciclo di vita di un edificio secondo la UNI EN 15978 (2012)

La fase A comprende inizialmente lo stadio di produzione dei materiali, articolato nei moduli A1–A3. Il modulo A1 riguarda l'approvvigionamento e l'estrazione delle materie prime, il modulo A2 il loro trasporto verso il sito produttivo e il modulo A3 i processi di fabbricazione del prodotto. A questi si aggiungono il modulo A4, relativo al trasporto dei prodotti dal sito produttivo al cantiere, e il modulo A5, nel quale sono contabilizzati i processi associati alla costruzione e all'installazione.

La fase B comprende i processi che si verificano durante il periodo di utilizzo dell'edificio. In particolare, i moduli B1–B5 riguardano rispettivamente l'uso (B1), la manutenzione (B2), la riparazione (B3), la sostituzione (B4) e la riqualificazione (*refurbishment*, B5). I moduli B6 e B7 sono invece associati, rispettivamente, all'energia e all'acqua utilizzate durante la fase operativa dell'edificio. La distinzione tra tali contributi risulta particolarmente rilevante nelle valutazioni estese all'intero ciclo di vita, poiché permette di separare gli impatti associati all'esercizio dell'edificio da quelli determinati dagli interventi effettuati sui suoi componenti durante la vita utile.

La fase di fine vita è descritta dai moduli C1–C4. Il modulo C1 comprende le operazioni di decostruzione e demolizione, il modulo C2 il trasporto dei materiali rimossi verso gli impianti di trattamento o smaltimento, il modulo C3 le operazioni di trattamento finalizzate al riuso, recupero o riciclo e il modulo C4 lo smaltimento finale.

Il modulo D è distinto dalle precedenti fasi poiché considera i potenziali benefici e carichi ambientali derivanti dal riuso, recupero e riciclo dei materiali che si manifestano oltre i

confini del sistema. Il relativo contributo deve pertanto essere mantenuto separato dai risultati associati ai moduli A–C, evitando che eventuali benefici futuri vengano direttamente sottratti agli impatti generati durante il ciclo di vita dell'edificio.

All'interno di tale framework, le *Environmental Product Declarations* (EPD) costituiscono una fonte fondamentale di informazioni ambientali per i prodotti da costruzione. Esse riportano dati quantitativi relativi alle prestazioni ambientali dei prodotti, ottenuti mediante metodologia LCA e organizzati secondo confini e moduli dichiarati. La disponibilità di informazioni documentate e verificabili permette di associare ai materiali impiegati nell'edificio indicatori ambientali coerenti con le fasi del ciclo di vita considerate.

Nel contesto della presente ricerca, la struttura modulare della EN 15978 (2012) costituisce il riferimento per l'organizzazione degli impatti ambientali dell'edificio e assume particolare rilevanza per l'integrazione delle conseguenze associate al danneggiamento sismico. Gli interventi resi necessari dal raggiungimento dei differenti stati di danno comportano infatti ulteriori flussi di materiali e processi associati alla riparazione, al rinforzo, alla sostituzione o alla ricostruzione degli elementi danneggiati. Tali contributi possono essere ricondotti ai pertinenti moduli della fase d'uso, in funzione della natura dell'intervento, considerando contestualmente i processi complementari connessi alla produzione dei nuovi materiali, al trasporto, alle attività di cantiere e alla gestione dei materiali rimossi.

Il framework normativo descritto costituisce pertanto la base per la successiva definizione dei confini del sistema, dell'inventario, delle fonti dei dati ambientali e delle modalità di contabilizzazione dei singoli moduli del ciclo di vita adottate nel presente studio.

5.2 Obiettivi e campo di applicazione dello studio

5.2.1 Obiettivi dello studio

L'obiettivo del presente studio è la valutazione delle prestazioni ambientali lungo il ciclo di vita di un edificio residenziale in calcestruzzo armato con tamponature in calcestruzzo aerato autoclavato (AAC), integrando nel bilancio ambientale gli effetti associati al danneggiamento prodotto dagli eventi sismici durante la vita utile della costruzione. L'analisi è stata pertanto sviluppata con l'obiettivo di superare una valutazione limitata ai soli impatti iniziali dell'edificio, includendo anche i contributi ambientali derivanti dagli interventi resi necessari dal danneggiamento sismico.

La valutazione è stata condotta secondo la metodologia *Life Cycle Assessment* (LCA), adottando come riferimento la struttura modulare del ciclo di vita definita dalla EN 15978 e descritta nel Paragrafo 5.1.3. L'analisi ha considerato i processi compresi nei confini del sistema definiti per il caso studio, dalla produzione dei materiali e dalla fase di costruzione fino all'uso e al fine vita dell'edificio. Nell'ambito di tale impostazione, particolare attenzione è stata rivolta alla quantificazione delle emissioni di gas a effetto serra attraverso il *Global Warming Potential* (GWP), espresso in kg CO₂ equivalente, assunto quale principale indicatore per la caratterizzazione della *carbon footprint* dell'edificio.

Un elemento centrale della metodologia adottata è rappresentato dall'integrazione tra analisi della risposta sismica e valutazione ambientale. I risultati delle analisi dinamiche non lineari descritti nel Paragrafo 4.4 sono stati utilizzati per individuare, per ciascun livello di intensità sismica e per ciascun accelerogramma considerato, gli stati di danno raggiunti dagli elementi strutturali e dalle tamponature. A ciascuno stato di danno è stato quindi associato uno specifico intervento post-sisma, definendo le conseguenti quantità di materiali e i processi necessari alla riparazione, al rinforzo o alla ricostruzione degli elementi danneggiati.

Nel presente lavoro, tale integrazione è stata applicata separatamente alle tamponature in AAC e agli elementi strutturali in calcestruzzo armato, in funzione degli stati di danno e delle strategie di intervento definite nel Paragrafo 4.3. In questo modo, per ciascuna analisi sismica è possibile trasformare il danneggiamento fisico della costruzione in una

corrispondente domanda di materiali e processi di ripristino e, successivamente, quantificarne il contributo ambientale attraverso il modello LCA.

L'obiettivo finale è quindi quello di ricostruire il profilo ambientale dell'edificio lungo il ciclo di vita, distinguendo il contributo associato alle differenti fasi e valutando l'incremento degli impatti determinato dagli interventi conseguenti al danneggiamento sismico. Tale impostazione permette di analizzare il peso delle conseguenze sismiche rispetto al bilancio ambientale complessivo della costruzione e di valutare in quale misura esse possano influenzarne il *Whole Life Carbon*.

5.2.2 Unità funzionale, periodo di riferimento e confini del sistema

La definizione dell'unità funzionale, del periodo di riferimento e dei confini del sistema costituisce un passaggio essenziale per l'impostazione dell'analisi LCA, in quanto identifica il sistema oggetto della valutazione, l'orizzonte temporale considerato e i processi inclusi nel bilancio ambientale. Nel presente studio tali aspetti sono stati definiti in coerenza con i principi delle norme ISO 14040 (2006) e ISO 14044 (2006) e con la struttura modulare del ciclo di vita prevista dalla EN 15978 (2012).

L'unità funzionale è stata individuata nell'intero edificio residenziale oggetto di studio. Il periodo di riferimento è stato assunto pari a 50 anni, così da disporre di un orizzonte temporale comune per la valutazione dei contributi che si manifestano durante la vita dell'opera.

Gli impatti ambientali sono stati inizialmente determinati con riferimento all'intero edificio e successivamente normalizzati rispetto alla relativa area totale. Con riferimento al *Global Warming Potential* (GWP), il valore normalizzato è stato calcolato mediante la relazione:

$$GWP_{\text{norm}} = \frac{GWP_{\text{edificio}}}{A_{\text{tot}}}$$

dove GWP_{edificio} rappresenta il contributo complessivo riferito all'edificio, espresso in kg CO₂eq, e A_{tot} l'area totale assunta per la normalizzazione, ottenuta moltiplicando l'area di piano per il numero di piani dell'edificio. I risultati sono pertanto disponibili sia in termini assoluti sia per unità di superficie, in kgCO₂e/m².

I confini del sistema sono stati definiti secondo un approccio *cradle-to-grave*, comprendendo i processi che si estendono dalla produzione dei materiali fino al fine vita dell'opera. In accordo con la EN 15978 (2012), sono stati considerati i moduli relativi alla produzione dei materiali (A1–A3), al trasporto al cantiere (A4), alla costruzione e installazione (A5), alla fase d'uso (B) e al fine vita (C1–C4).

Nell'ambito della fase d'uso è stato incluso il contributo dell'energia operativa (B6), associato ai fabbisogni di riscaldamento e raffrescamento dell'edificio. A questo si affianca il contributo derivante dagli interventi conseguenti al danneggiamento sismico, determinato attraverso l'integrazione dei risultati delle analisi dinamiche non lineari sviluppate nel Paragrafo 4.4 con il modello di valutazione ambientale. Gli stati di danno raggiunti dagli elementi strutturali e dalle tamponature sono stati associati ai rispettivi interventi, consentendo di quantificare i materiali e i processi necessari al ripristino e i corrispondenti impatti ambientali.

La fase di fine vita comprende infine i processi riconducibili ai moduli C1–C4, relativi alla demolizione o decostruzione, al trasporto dei materiali rimossi, al loro trattamento e allo smaltimento finale.

Sulla base dei confini adottati, il contributo complessivo al *Global Warming Potential* lungo il ciclo di vita può essere sinteticamente espresso come

$$GWP_{WLC} = GWP_{A1-A3} + GWP_{A4} + GWP_{A5} + GWP_B + GWP_{C1-C4}$$

dove GWP_{WLC} rappresenta il contributo complessivo associato al *Whole Life Carbon* dell'edificio. La formulazione consente di mantenere distinti i contributi delle singole fasi e costituisce il riferimento per la successiva costruzione dell'inventario e per l'analisi dei risultati.

5.2.3 Indicatore ambientale considerato

La valutazione ambientale sviluppata nel presente studio è stata focalizzata sulla quantificazione del contributo al cambiamento climatico, assumendo come indicatore di riferimento il *Global Warming Potential* (GWP). Tale scelta consente di esprimere mediante un'unica grandezza le emissioni di gas a effetto serra associate ai processi inclusi nei confini del sistema.

Il GWP quantifica il contributo potenziale dei diversi gas serra al riscaldamento globale attraverso la loro conversione in una quantità equivalente di anidride carbonica. L'indicatore è pertanto espresso in kgCO₂e.

La conversione in CO₂ equivalente consente di aggregare emissioni caratterizzate da differenti effetti sul cambiamento climatico mediante specifici fattori di caratterizzazione. Nel modello di calcolo, il contributo ambientale associato a ciascun materiale, vettore energetico o processo è stato determinato a partire dalla relativa quantità e dal corrispondente fattore di emissione. In forma generale:

$$GWP_i = Q_i \cdot EF_i$$

dove Q_i rappresenta la quantità del materiale, dell'energia o del processo considerato, mentre EF_i indica il relativo fattore di emissione, espresso in kgCO₂e per unità di riferimento. Il contributo complessivo è quindi ottenuto mediante la somma dei singoli termini:

$$GWP_{\text{tot}} = \sum_{i=1}^n Q_i EF_i$$

I fattori di emissione adottati dipendono dalla natura del processo analizzato e dalle relative unità di riferimento. La loro individuazione è stata effettuata sulla base dei dati ambientali utilizzati per la costruzione dell'inventario, le cui fonti e modalità di applicazione saranno descritte nei paragrafi successivi.

L'adozione del GWP come indicatore principale permette di esprimere attraverso una metrica omogenea la carbon footprint associata all'edificio e costituisce il riferimento per la successiva quantificazione e interpretazione dei contributi ambientali considerati nell'analisi.

5.2.4 Assunzioni e limitazioni adottate

La valutazione ambientale è stata sviluppata sulla base di un insieme di assunzioni operative necessarie a definire i processi per i quali non risultano disponibili dati direttamente riferibili allo specifico edificio o alle condizioni effettive di esercizio e fine vita. Tali assunzioni sono state applicate in maniera uniforme ai diversi scenari analizzati, così da garantire coerenza metodologica e comparabilità dei risultati.

Il perimetro dell'analisi è stato definito in funzione degli obiettivi dello studio, con particolare attenzione agli elementi e ai materiali direttamente coinvolti nella risposta dell'edificio e negli interventi conseguenti al danneggiamento sismico. Sono pertanto considerati i materiali costituenti gli elementi strutturali e le tamponature, nonché quelli necessari all'esecuzione degli interventi di ripristino associati ai diversi stati di danno. Non sono invece incluse in maniera esaustiva tutte le componenti edilizie, impiantistiche e di finitura che potrebbero concorrere alla carbon footprint complessiva dell'edificio. Tale delimitazione consente di mantenere la valutazione coerente con l'obiettivo principale del lavoro, ossia analizzare l'influenza del danneggiamento sismico e dei conseguenti interventi di ripristino sulle emissioni associate al ciclo di vita dell'edificio.

Per i moduli A1–A3, relativi alla produzione dei materiali, la caratterizzazione ambientale è stata effettuata utilizzando, ove disponibili, dati derivati da *Environmental Product Declarations* (EPD) specifiche o comunque rappresentative dei prodotti considerati. Nei casi in cui non fossero disponibili informazioni direttamente riferibili allo specifico prodotto, sono stati adottati dati provenienti dalle fonti selezionate per la costruzione dell'inventario ambientale. Ne deriva una diversa rappresentatività dei fattori di emissione utilizzati, che costituisce una delle fonti di incertezza della valutazione. I materiali considerati e i relativi fattori di emissione sono presentati nei paragrafi successivi.

Per il modulo A4, relativo al trasporto dei materiali al sito di costruzione, sono stati definiti specifici scenari di approvvigionamento sulla base della localizzazione degli impianti di produzione e del sito considerato. Le distanze percorse e le modalità di trasporto sono quindi assunte come rappresentative delle condizioni di approvvigionamento adottate nel modello e non intendono riprodurre tutte le possibili configurazioni della catena logistica reale. Analogamente, per il modulo A5, relativo alla fase di costruzione e installazione, sono state introdotte ipotesi riguardanti le operazioni e le quantità necessarie alla messa in opera dei materiali.

La fase d'uso è rappresentata principalmente attraverso il modulo B6, relativo al consumo energetico operativo dell'edificio. La domanda energetica è stata determinata sulla base delle caratteristiche termo-fisiche dell'involucro e delle condizioni climatiche associate al sito considerato. I risultati dipendono pertanto dalle condizioni al contorno e dalle ipotesi adottate nella modellazione energetica e non includono possibili variazioni future dovute,

ad esempio, al comportamento degli occupanti, a differenti modalità di utilizzo dell'edificio o all'evoluzione delle prestazioni dei sistemi energetici. Le modalità di determinazione dei fabbisogni di riscaldamento e raffrescamento e la loro conversione in termini di emissioni di gas serra sono approfondite nella successiva trattazione del modulo B6.

Per i moduli di fine vita C1–C4, comprendenti le operazioni di demolizione, il trasporto dei materiali rimossi, il loro trattamento e lo smaltimento finale, sono stati adottati scenari rappresentativi coerenti con le informazioni ambientali disponibili per i materiali considerati. Ove disponibili, sono stati utilizzati i contributi dichiarati nelle relative EPD; negli altri casi sono state adottate le informazioni selezionate nell'ambito dell'inventario ambientale.

La valutazione delle conseguenze sismiche è circoscritta agli impatti ambientali diretti associati al ripristino fisico dell'edificio. Non sono quindi considerate conseguenze indirette dell'evento, quali l'interruzione della funzionalità dell'edificio, la sistemazione temporanea degli occupanti, le attività emergenziali o gli effetti economici e sociali conseguenti al sisma. L'integrazione del rischio sismico nella valutazione ambientale è pertanto finalizzata specificamente a quantificare il contributo emissivo associato al danneggiamento e agli interventi necessari per il ripristino delle condizioni dell'edificio.

Infine, la valutazione ambientale è stata circoscritta al *Global Warming Potential* (GWP), assunto come indicatore delle emissioni climalteranti associate ai processi inclusi nel sistema. Le ulteriori categorie di impatto previste nell'ambito di una valutazione LCA completa non rientrano nel campo di applicazione del presente studio. I risultati devono pertanto essere interpretati come una valutazione della carbon footprint dell'edificio e degli effetti aggiuntivi derivanti dal danneggiamento sismico, e non come una caratterizzazione esaustiva delle sue prestazioni ambientali.

Le assunzioni sopra richiamate definiscono quindi il campo di validità del modello e costituiscono il riferimento per l'interpretazione dei risultati. Nei paragrafi successivi vengono approfonditi separatamente i diversi moduli del ciclo di vita.

5.3 Life Cycle Inventory dell'edificio

5.3.1 Quantificazione dei materiali strutturali

La costruzione dell'inventario relativo al sistema strutturale è stata effettuata mediante un computo metrico analitico, sviluppato a partire dalle caratteristiche geometriche e costruttive dell'archetipo analizzato. In questa fase sono stati considerati gli elementi appartenenti al sistema resistente principale dell'edificio, costituiti da travi, pilastri e pareti in calcestruzzo armato, per i quali sono stati quantificati separatamente il calcestruzzo e l'acciaio d'armatura. I restanti componenti edilizi sono stati trattati separatamente nel Paragrafo 5.3.2.

Il quantitativo di calcestruzzo è stato determinato direttamente sulla base della geometria degli elementi strutturali. Per ciascuna tipologia, il volume è stato ricavato considerando le dimensioni della sezione trasversale, la lunghezza dell'elemento e la relativa numerosità all'interno dell'edificio. In termini generali, il volume complessivo associato alla tipologia i -esima è stato calcolato mediante la relazione

$$V_{cls,i} = A_i L_i n_i$$

dove A_i rappresenta l'area della sezione trasversale, L_i la lunghezza dell'elemento e n_i il numero complessivo di elementi appartenenti alla tipologia considerata. Il volume totale di calcestruzzo relativo al sistema strutturale è stato quindi ottenuto sommando i contributi di travi, pilastri e pareti:

$$V_{cls,tot} = V_{cls,travi} + V_{cls,pilastri} + V_{cls,pareti}$$

Ai fini della costruzione dell'inventario, i quantitativi volumetrici sono stati convertiti in massa mediante le densità adottate nel modello di calcolo. Per il calcestruzzo è stato assunto un valore pari a $\rho_{cls} = 2400 \text{ kg/m}^3$ e la corrispondente massa è stata determinata mediante $m_{cls,i} = \rho_{cls} V_{cls,i}$.

La quantificazione dell'acciaio d'armatura è stata effettuata a partire dalla distinta dei ferri definita per ciascuna tipologia strutturale, considerando le armature longitudinali e trasversali previste per travi, pilastri e pareti.

CAPITOLO 5

Per ciascun diametro nominale ϕ , la massa lineare delle barre è stata determinata a partire dalla relativa sezione e dalla densità dell'acciaio, assunta pari a $\rho_s = 7800 \text{ kg/m}^3$. Indicando con A_ϕ l'area della sezione della barra, la relativa massa lineare risulta pertanto

$$\mu_\phi = \rho_s A_\phi = \rho_s \frac{\pi \phi^2}{4}$$

Nota la lunghezza L_ϕ della singola barra e il numero n_ϕ di barre aventi le medesime caratteristiche, la massa corrispondente è stata quindi calcolata come

$$m_{s,\phi} = n_\phi L_\phi \mu_\phi.$$

La massa di acciaio relativa a ciascuna tipologia strutturale è stata ottenuta mediante la somma dei contributi associati alle differenti barre:

$$m_{s,i} = \sum_{\phi} m_{s,\phi}$$

mentre il quantitativo complessivo di acciaio riferito agli elementi strutturali considerati è stato determinato come:

$$m_{s,tot} = m_{s,travi} + m_{s,pilastri} + m_{s,pareti}.$$

I risultati del computo metrico sono sintetizzati in Tabella 36, nella quale sono riportati i quantitativi di calcestruzzo e acciaio d'armatura relativi a travi, pilastri e pareti in calcestruzzo armato.

Tabella 36 - Quantitativi di calcestruzzo e acciaio d'armatura relativi agli elementi strutturali in c.a. considerati nell'inventario

Tipologia strutturale	Volume lordo di calcestruzzo [m³]	Massa di calcestruzzo [kg]	Volume di acciaio d'armatura [m³]	Massa di acciaio d'armatura [kg]
Travi	61,56	147754,80	0,29	3799,66
Pilastri	3,34	8009,28	0,17	1068,76
Pareti	59,57	142971,84	0,35	6269,82
Totale	124,47	298735,92	0,81	11138,24

5.3.2 Quantificazione dei materiali non strutturali

La costruzione del *Life Cycle Inventory* è stata completata mediante la quantificazione dei componenti edilizi non inclusi nel sistema resistente principale descritto nel paragrafo precedente. Il computo ha riguardato, in particolare, le tamponature in calcestruzzo aerato autoclavato (AAC) e i principali materiali di completamento dell'edificio, comprendenti gli strati di intonaco, l'armatura dell'intonaco e i componenti associati ai solai, alle superfici di interpiano, alla copertura e agli elementi aggettanti.

Per le tamponature perimetrali, la quantificazione è stata effettuata a partire dalla geometria dei singoli pannelli presenti nell'archetipo. Per ciascuna tamponatura sono state considerate la lunghezza effettiva, l'altezza e lo spessore, consentendo di determinare la relativa superficie e il volume di blocchi in AAC. In termini generali, il volume del pannello i -esimo è stato calcolato mediante la relazione

$$V_{AAC,i} = L_i H_i t_i$$

dove L_i , H_i e t_i rappresentano rispettivamente la lunghezza, l'altezza e lo spessore effettivi della tamponatura. Il volume complessivo dei blocchi è stato quindi ottenuto sommando i contributi dei singoli pannelli:

$$V_{AAC,tot} = \sum_{i=1}^N V_{AAC,i}$$

La massa complessiva è stata successivamente determinata mediante

$$m_{AAC} = V_{AAC,tot} \rho_{AAC}$$

adottando, in funzione della tipologia di muratura considerata, la densità corrispondente definita nel modello di calcolo.

Il computo delle chiusure verticali non è stato limitato ai soli blocchi in AAC, ma ha incluso anche gli strati di finitura e i materiali complementari previsti nella configurazione dell'involucro. In particolare, sono stati contabilizzati separatamente gli intonaci caratterizzati dalle differenti densità adottate e l'armatura dell'intonaco

Una procedura analoga è stata adottata per la quantificazione dei materiali associati ai solai e agli ulteriori componenti orizzontali dell'edificio. Il computo comprende gli strati

di intonaco, l'isolante, i massetti, le pavimentazioni di interpiano e le pignatte, nonché i materiali relativi alla copertura e agli elementi aggettanti considerati nel modello.

I quantitativi ottenuti, riportati nella Tabella 37, costituiscono pertanto l'inventario fisico di riferimento per la successiva associazione con i dati ambientali utilizzati nella valutazione del *Global Warming Potential*.

Tabella 37 - *Quantitativi dei componenti non strutturali e di completamento considerati nell'inventario LCA*

<i>Componente/materiale</i>	<i>Area [m²]</i>	<i>Volume [m³]</i>	<i>Massa [kg]</i>
Intonaco $\rho = 1300\text{kg/m}^3$	—	12,24	15912,05
Intonaco $\rho = 1000\text{kg/m}^3$	—	3,28	3278,58
Armatura dell'intonaco	1926,56	—	308,25
Intonaco solai	—	13,21	18382,26
Isolante	—	34,75	1666,79
Massetti	—	52,82	86155,35
Pavimentazione di interpiano	—	15,60	31804,28
Pignatte	—	167,83	109042,55
Coppi	—	—	6,29
Blocchi in AAC	—	280,25	130683,08

5.3.3 Dati ambientali e Environmental Product Declarations

Completata la quantificazione dei materiali e dei componenti costituenti l'edificio, la successiva caratterizzazione ambientale ha richiesto l'associazione delle quantità definite nell'inventario ai corrispondenti dati di impatto. A tale scopo sono state utilizzate principalmente *Environmental Product Declarations* (EPD), integrate, ove necessario, con dati provenienti da database ambientali e ulteriori fonti di riferimento.

Le EPD costituiscono dichiarazioni ambientali di prodotto elaborate secondo procedure standardizzate e forniscono informazioni quantitative sugli impatti associati al ciclo di vita di uno specifico prodotto o di una determinata categoria di prodotti. Nel settore delle costruzioni, la loro redazione è disciplinata dalla EN 15804 (2021), che definisce le regole

comuni per la predisposizione delle dichiarazioni ambientali dei prodotti da costruzione. Il loro utilizzo ha consentito di disporre di dati documentati e tracciabili, organizzati secondo la medesima articolazione modulare adottata per la valutazione del ciclo di vita dell'edificio.

La selezione delle dichiarazioni ambientali è stata effettuata ricercando, per ciascun materiale presente nell'inventario, un prodotto quanto più possibile rappresentativo di quello adottato nel caso studio. La corrispondenza è stata valutata considerando la tipologia di materiale, le caratteristiche tecniche, la destinazione d'uso e l'unità dichiarata.

Dalle dichiarazioni selezionate sono stati acquisiti i valori del *Global Warming Potential* relativi ai moduli del ciclo di vita disponibili e pertinenti all'analisi. I dati sono stati mantenuti distinti per fase, in modo da poter associare successivamente a ciascun processo il corrispondente contributo ambientale. Tale impostazione ha permesso di utilizzare una base dati comune e coerente per la valutazione delle diverse fasi, evitando l'introduzione di fattori emissivi indipendenti per ciascun passaggio del modello.

Particolare attenzione è stata riservata all'unità dichiarata nelle singole fonti. In funzione della natura del prodotto, infatti, il dato ambientale può essere riferito a un'unità di massa, di volume, di superficie o ad altre unità dichiarate. La corrispondenza tra tale unità e i quantitativi determinati nel computo metrico è stata verificata preliminarmente all'applicazione dei dati ambientali, effettuando le necessarie conversioni quando richiesto.

Per alcuni materiali non è stato possibile ricorrere direttamente a un EPD specifico. In particolare, per i principali materiali strutturali sono stati utilizzati, ove previsto nel modello, dati provenienti dal database EC3, selezionando dataset coerenti con le caratteristiche dei materiali e con il contesto di riferimento. Le ulteriori assunzioni adottate nei casi in cui non fosse disponibile un dato ambientale direttamente rappresentativo sono state mantenute esplicite all'interno del modello, al fine di garantirne la tracciabilità.

Le fonti ambientali utilizzate sono sintetizzate in Tabella 38, nella quale sono riportati i materiali considerati, il prodotto o dataset assunto come riferimento, la tipologia della

CAPITOLO 5

fonte e l'unità dichiarata. I valori numerici di GWP associati ai diversi moduli non sono riportati in questa sede, ma vengono introdotti nelle successive sezioni contestualmente alla descrizione delle singole fasi del ciclo di vita.

Tabella 38 - Sintesi delle fonti ambientali adottate per la caratterizzazione dei materiali considerati nell'analisi LCA

<i>Materiale</i>	<i>Prodotto/dataset di riferimento</i>	<i>Tipologia fonte</i>	<i>Unità dichiarata</i>	<i>Riferimento dati ambientali</i>
Calcestruzzo strutturale	<i>Ready Mix Concrete 28d CT – Italy</i>	EC3	m ³	Building Transparency – EC3
Acciaio d'armatura	<i>Steel reinforcing bar</i>	EC3	kg	Building Transparency – EC3
Blocchi AAC	<i>Calcestruzzo aerato autoclavato Xella</i>	EPD	m ³	Xella Baustoffe GmbH (2022)
Intonaco	<i>webercalce into F</i>	EPD	m ²	Saint-Gobain Italia S.p.A. (2023)
Armatura dell'intonaco	<i>Reinforcing Mesh R131</i>	EPD	m ²	Saint-Gobain ADFORS (2012)
Isolante	<i>Multipor mineral insulation board</i>	EPD	m ³	Xella Baustoffe GmbH (2025)
Massetto	<i>weberplan massetto</i>	EPD	kg	Saint-Gobain Italia S.p.A. (2024)
Pavimentazione ceramica	<i>Italian Ceramic Tiles</i>	EPD	m ²	Confindustria Ceramica (2023)
Pignatte in laterizio	<i>Blocco in laterizio per muratura e solaio</i>	EPD	ton	Wienerberger S.p.A. Unipersonale (2020)
Tegole/coppi in laterizio	<i>Tegola portoghese UNICOPPO e TE.SI</i>	EPD	ton	Industrie Cotto Possagno S.p.A. (2019)

5.4 Modellazione delle fasi del ciclo di vita

5.4.1 Fase di produzione: moduli A1–A3

La prima fase considerata nella valutazione del ciclo di vita dell'edificio è relativa alla produzione dei materiali e dei prodotti da costruzione, corrispondente ai moduli A1–A3. In accordo con la suddivisione prevista dalla EN 15978 (2012), tali moduli comprendono l'approvvigionamento e la lavorazione delle materie prime (A1), il loro trasporto verso il sito produttivo (A2) e i processi di fabbricazione del prodotto (A3).

La valutazione è stata condotta considerando l'insieme dei materiali strutturali, non strutturali e di completamento compresi nell'inventario descritto nel Paragrafo 5.3. Per ciascuna voce sono stati utilizzati i valori di *Global Warming Potential* (GWP) relativi ai moduli A1–A3 riportati nelle fonti ambientali precedentemente selezionate.

Per ciascun materiale, il contributo al *Global Warming Potential* della fase di produzione è stato quindi determinato mediante:

$$GWP_{A1-A3,i} = Q_i CF_{A1-A3,i}$$

dove:

- $GWP_{A1-A3,i}$ è il contributo del materiale i -esimo ai moduli A1–A3, espresso in kgCO₂eq;
- Q_i rappresenta il quantitativo complessivo del materiale considerato, espresso nell'unità coerente con il relativo dato ambientale;
- $CF_{A1-A3,i}$ è il fattore di caratterizzazione del *Global Warming Potential* associato ai moduli A1–A3, espresso in kgCO₂eq per unità dichiarata.

La Tabella 39 sintetizza i quantitativi considerati, i fattori di caratterizzazione adottati e il corrispondente contributo al GWP dei moduli A1–A3 per le diverse voci dell'inventario.

CAPITOLO 5

Tabella 39 - *Quantitativi dei materiali, fattori di caratterizzazione e contributi al Global Warming Potential della fase di produzione A1–A3*

<i>Materiale</i>	<i>Quantità</i>	<i>Unità</i>	<i>CF_{A1–A3}</i>	<i>Unità del fattore</i>	<i>Fonte</i>	<i>GWP_{A1–A3} [kgCO₂e]</i>
Intonaco $\rho = 1300\text{kg/m}^3$	12,24	m ³	258,00	kgCO ₂ e/m ³	EPD	3157,93
Intonaco $\rho = 1000\text{kg/m}^3$	3,28	m ³	198,46	kgCO ₂ e/m ³	L.I.	650,67
Armatura intonaco	308,25	kg	2,00	kgCO ₂ e/kg	EPD	616,50
Intonaco solai	13,21	m ³	198,46	kgCO ₂ e/m ³	L.I.	2620,88
Isolante	34,75	m ³	123,00	kgCO ₂ e/m ³	EPD	4274,71
Massetti	86155,35	kg	0,08	kgCO ₂ e/kg	EPD	6789,04
Pavimentazione interpiano	31804,28	kg	0,51	kgCO ₂ e/kg	EPD	16363,29
Pignatte	109042,55	kg	0,22	kgCO ₂ e/kg	EPD	24425,53
Coppi	6,29	kg	0,35	kgCO ₂ e/kg	EPD	2,17
Blocchi in AAC	280,25	m ³	158,00	kgCO ₂ e/m ³	EPD	44280,16
Calcestruzzo strutturale	248,63	m ³	269,00	kgCO ₂ e/m ³	EC3	66882,33
Acciaio d'armatura	23728,36	kg	0,66	kgCO ₂ e/kg	EC3	15684,45
Totale A1–A3	—	—	—	—	—	185747,66

Come evidenziato in Tabella 39, il contributo complessivo associato alla produzione dei materiali impiegati nella configurazione iniziale dell'edificio è risultato pari a 185747,66 kgCO₂e.

Ai fini della successiva valutazione del *Whole Life Carbon*, l'impatto complessivo è stato inoltre rapportato all'area totale dell'edificio considerata nel modello, pari a 718,2 m². Il contributo unitario della fase di produzione è stato pertanto determinato come:

$$GWP_{A1-A3}^{\text{unit}} = \frac{185\,747,66}{718,2} = 258,63 \text{ kgCO}_2\text{e/m}^2$$

Il valore così ottenuto rappresenta il contributo iniziale incorporato associato alla produzione dei materiali inclusi nei confini del sistema e costituisce il termine relativo ai moduli A1–A3 nel bilancio complessivo delle emissioni lungo il ciclo di vita dell'edificio.

5.4.2 Trasporto al cantiere: modulo A4

Il modulo A4 comprende gli impatti ambientali associati al trasporto dei materiali e dei prodotti da costruzione dal luogo di produzione al sito di realizzazione dell'opera. La quantificazione di tale contributo è stata effettuata considerando, per ciascun materiale incluso nell'inventario, la massa trasportata, la distanza percorsa e il fattore di emissione associato al trasporto merci su strada.

Nel presente studio è stata assunta una distanza di trasporto pari a 300 km, corrispondente alla tratta considerata tra lo stabilimento produttivo localizzato a Volla e il sito di costruzione dell'edificio a L'Aquila. La medesima distanza è stata applicata ai materiali inclusi nell'inventario, definendo in tal modo uno scenario uniforme di approvvigionamento.

Il fattore di emissione relativo al trasporto è stato ricavato dai 2024 UK Government Greenhouse Gas Conversion Factors for Company Reporting, pubblicati dal Department for Energy Security and Net Zero. In particolare, è stato adottato il fattore relativo al trasporto merci mediante Heavy Goods Vehicle (HGV), riportato nel full set dei fattori di conversione nella sezione Freightng goods e riferito all'attività di trasporto espressa in tonnellate-chilometro (DESNZ, 2024).

Il valore assunto nell'analisi è pari a:

$$CF_{A4} = 0,21412 \text{ kgCO}_2\text{e}/(\text{ton} \cdot \text{km})$$

ed è riferito a una condizione di carico del mezzo pari al 50% della capacità di carico (50% laden).

Poiché nell'inventario le masse dei materiali sono espresse in chilogrammi, queste sono state preliminarmente convertite in tonnellate. Il contributo al *Global Warming Potential* relativo al modulo A4 è stato quindi determinato, per ciascun materiale i , mediante la relazione:

$$GWP_{A4,i} = \frac{m_i}{1000} \cdot d \cdot CF_{A4}$$

dove m_i rappresenta la massa del materiale espressa in kg, d la distanza di trasporto espressa in km e CF_{A4} il fattore di emissione espresso in $\text{kgCO}_2\text{e}/(\text{ton km})$.

Applicando la relazione precedente alle singole voci dell'inventario, sono stati determinati i contributi al GWP associati al trasporto di ciascun materiale. In Tabella 40 sono riportate le masse complessivamente trasportate e i corrispondenti impatti ambientali relativi al modulo A4, calcolati assumendo la distanza e lo scenario di trasporto precedentemente descritti.

Tabella 40 - Quantità di materiali trasportati e relativo contributo al Global Warming Potential (GWP) per il modulo A4, considerando una distanza di trasporto pari a 300 km

Materiale	Quantità	Unità	GWP_{A4} [kgCO₂e]
Intonaco $\rho = 1300\text{kg/m}^3$	15912,05	kg	1022,13
Intonaco $\rho = 1000\text{kg/m}^3$	3278,58	kg	210,60
Armatura intonaco	308,25	kg	19,80
Intonaco solai	18382,28	kg	1180,80
Isolante	1666,79	kg	107,07
Massetti	86155,35	kg	5534,28
Pavimentazione interpiano	31804,28	kg	2042,98
Pignatte	109042,55	kg	7004,46
Coppi	6,29	kg	0,40
Blocchi in AAC	130683,08	kg	8394,56
Calcestruzzo strutturale	596719,64	kg	38330,88
Acciaio d'armatura	23728,36	kg	1524,21
Totale A4	—	—	65372,17

Sulla base dei contributi riportati in Tabella 40, il *Global Warming Potential* complessivo associato al modulo A4 risulta pari a 65372,17 kgCO₂e. Applicando il medesimo criterio di normalizzazione adottato per il modulo precedente, ossia rapportando l'impatto complessivo alla superficie di riferimento dell'edificio, si è ottenuto:

$$GWP_{A4,norm} = 91,02 \text{ kgCO}_2\text{e/m}^2$$

Tale valore esprime l'incidenza del trasporto dei materiali al cantiere per unità di superficie e consente il confronto diretto del modulo A4 con gli altri contributi considerati nell'analisi del ciclo di vita.

5.4.3 Processo di costruzione: modulo A5

Il modulo A5 comprende gli impatti ambientali associati alle attività di costruzione e installazione dei materiali e dei prodotti nel sito di realizzazione dell'edificio. Tale contributo completa la fase iniziale del ciclo di vita, affiancandosi agli impatti derivanti dalla produzione dei materiali, contabilizzati nei moduli A1–A3, e dal loro trasporto al cantiere, considerato nel modulo A4.

La quantificazione del *Global Warming Potential* associato al modulo A5 è stata effettuata distintamente per le diverse voci dell'inventario, adottando i fattori di caratterizzazione definiti nel modello LCA. In particolare, ove disponibili, sono stati utilizzati i valori relativi alla fase di costruzione riportati nelle *Environmental Product Declarations* (EPD) selezionate per i differenti prodotti.

Per ciascun materiale i -esimo, quando il fattore relativo al modulo A5 è espresso rispetto all'unità dichiarata del prodotto, il contributo ambientale è stato determinato mediante la relazione:

$$GWP_{A5,i} = Q_i CF_{A5,i}$$

dove Q_i rappresenta il quantitativo del materiale i – *esimo*, espresso nell'unità coerente con il relativo dato ambientale, mentre $CF_{A5,i}$ rappresenta il fattore di caratterizzazione del *Global Warming Potential* associato alla fase di costruzione.

Analogamente a quanto effettuato per i moduli A1–A3, l'unità del quantitativo è stata mantenuta coerente con quella del fattore ambientale utilizzato. Il calcolo è stato pertanto effettuato sulla base del volume per i prodotti caratterizzati mediante fattori espressi in kgCO₂e/m³ e sulla massa per quelli caratterizzati mediante fattori espressi in kgCO₂e/kg.

Per le categorie di materiali per le quali non è stato adottato un fattore A5 specifico, il contributo relativo al processo di costruzione è stato assunto convenzionalmente pari allo 0,7% del GWP associato ai moduli di produzione A1–A3.

La Tabella 41 riporta, per ciascuna voce dell'inventario, il criterio adottato, il fattore o la relazione utilizzata e il corrispondente contributo al *Global Warming Potential* del modulo A5.

Tabella 41 - Fattori di caratterizzazione e contributi al Global Warming Potential associati al processo di costruzione (modulo A5)

<i>Materiale</i>	<i>Criterio adottato</i>	<i>GWP_{A5}</i> <i>[kgCO_{2e}]</i>
Intonaco $\rho = 1300\text{kg/m}^3$	Fattore specifico	1013,48
Intonaco $\rho = 1000\text{kg/m}^3$	Fattore adottato	130,51
Armatura intonaco	Fattore specifico	189,19
Intonaco solai	Fattore adottato	525,70
Isolante	Fattore specifico	97,66
Massetti	Fattore specifico	1740,34
Pavimentazione interpiano	Fattore specifico	5266,00
Pignatte	Fattore convenzionale	170,98
Coppi	Fattore convenzionale	0,02
Blocchi in AAC	Fattore specifico	2541,91
Calcestruzzo strutturale	Fattore specifico	2983,60
Acciaio d'armatura	Fattore convenzionale	109,79
Totale A5	—	14769,16

Il contributo complessivo del modulo A5 risulta pertanto pari a 14769,16 kgCO_{2e}, corrispondenti a 20,56 kgCO_{2e}/m². Con la valutazione del processo di costruzione si completa la quantificazione degli impatti relativi alla fase iniziale A1–A5.

5.4.4 Fase d'uso: moduli B1–B7

La fase d'uso comprende i processi che si manifestano durante la vita utile dell'edificio e che, secondo la classificazione prevista dalla EN 15978 (2012), sono ricondotti ai moduli B1–B7. Nell'ambito della presente analisi, tali moduli non sono stati tutti inclusi nella quantificazione ambientale. In particolare, i contributi relativi all'uso diretto dei prodotti installati (B1), alla manutenzione ordinaria programmata (B2) e al consumo operativo di acqua (B7) sono stati trascurati. La modellazione della fase d'uso è stata pertanto concentrata sui contributi associati agli interventi di ripristino conseguenti al danneggiamento sismico, ricondotti complessivamente ai moduli B3–B5, e sul consumo energetico operativo dell'edificio, rappresentato dal modulo B6.

La distinzione tra queste due componenti è sostanziale. I contributi B3–B5 hanno natura event-based, poiché dipendono dall'eventuale verificarsi di un evento sismico, dalla relativa intensità e dal livello di danneggiamento prodotto; il modulo B6 rappresenta

invece un contributo continuativo, accumulato progressivamente durante l'intero periodo di esercizio dell'edificio. La fase d'uso viene pertanto descritta combinando una componente aleatoria, correlata al rischio sismico, e una componente deterministica nel fabbisogno ma variabile nel tempo dal punto di vista emissivo, correlata ai consumi energetici.

5.4.4.1 Moduli B3–B5: riparazione, sostituzione e riqualificazione post-sisma

I moduli B3, B4 e B5 sono stati trattati congiuntamente al fine di rappresentare gli impatti ambientali derivanti dagli interventi necessari per il ripristino delle condizioni dell'edificio a seguito del danneggiamento sismico. La quantificazione di tali contributi costituisce il collegamento tra l'analisi strutturale sviluppata nel Paragrafo 4.4 e la valutazione ambientale del ciclo di vita.

Per ciascuna analisi dinamica non lineare, il danneggiamento raggiunto dai singoli elementi è stato confrontato con le soglie associate agli stati di danno precedentemente definiti. Il superamento di una determinata soglia porta l'attivazione della corrispondente strategia di intervento, dalla quale vengono ricavati i quantitativi dei materiali necessari alla riparazione, alla sostituzione o al ripristino dell'elemento interessato.

La quantificazione ambientale dell'intervento non è stata limitata alla sola produzione dei nuovi materiali, ma ha considerato l'intero insieme dei processi direttamente conseguenti all'operazione di ripristino. Per il generico intervento j – *eismo*, il contributo attribuito ai moduli B3–B5 è stato pertanto espresso come:

$$GWP_{B3-B5,j} = GWP_{A1-A3,j} + GWP_{A4,j} + GWP_{A5,j} + GWP_{C1,j} + GWP_{C2,j} + GWP_{C3,j} + GWP_{C4,j}$$

dove $GWP_{A1-A3,j}$ rappresenta l'impatto associato alla produzione dei materiali necessari all'intervento, $GWP_{A4,j}$ quello relativo al loro trasporto al cantiere e $GWP_{A5,j}$ quello connesso alle attività di installazione e posa. I termini $GWP_{C1,j}$, $GWP_{C2,j}$, $GWP_{C3,j}$ e $GWP_{C4,j}$ rappresentano invece gli impatti associati, rispettivamente, alla rimozione o demolizione delle parti danneggiate, al trasporto dei materiali rimossi, al loro trattamento e allo smaltimento finale.

In questo modo, il contributo B3–B5 non è rappresentato mediante un fattore emissivo convenzionale unico, ma attraverso la ricostruzione del ciclo di vita dell'intervento di ripristino.

L'entità del contributo ambientale dipende direttamente dal livello di danno raggiunto. Stati di danno limitati determinano interventi localizzati e quantitativi ridotti di materiale, mentre livelli di danno più elevati comportano operazioni maggiormente invasive e, conseguentemente, un incremento delle emissioni associate. Tale relazione è particolarmente rilevante nel caso degli elementi strutturali, per i quali le strategie di ripristino previste ai diversi stati di danno comportano quantità e tipologie di materiali significativamente differenti, e nel caso delle tamponature, per le quali si passa dal ripristino superficiale alla sostituzione completa del pannello.

Poiché il quadro di danneggiamento varia in funzione dell'intensità sismica e dello specifico accelerogramma considerato, anche il valore di GWP_{B3-B5} varia da un'analisi all'altra. Il contributo ambientale post-sisma assume quindi carattere probabilistico e viene successivamente elaborato in funzione dei diversi livelli di intensità sismica e delle relative probabilità di occorrenza.

Ai fini della confrontabilità con gli altri contributi del ciclo di vita, i risultati sono stati inoltre normalizzati rispetto all'area totale dell'edificio:

$$GWP_{B3-B5,j}^{\text{norm}} = \frac{GWP_{B3-B5,j}}{A_{\text{tot}}}$$

La modellazione dei moduli B3–B5 permette pertanto di introdurre nel bilancio ambientale dell'edificio un contributo normalmente non considerato nelle applicazioni LCA convenzionali, rendendo la prestazione ambientale dipendente non soltanto dalla composizione materiale e dai consumi energetici dell'edificio, ma anche dalla sua vulnerabilità sismica e dalla conseguente necessità di interventi di ripristino durante la vita utile.

In APPENDICE C sono riportati i valori di kgCO₂e relativi alle fasi B3-B5 per tutti i 200 record.

5.4.4.2 Modulo B6: consumo energetico operativo

Il modulo B6 comprende gli impatti ambientali associati all'energia necessaria al funzionamento dell'edificio durante la fase di esercizio. Nel presente studio sono stati considerati i fabbisogni energetici relativi al riscaldamento e al raffrescamento degli ambienti, determinati sulla base delle proprietà termo-fisiche dell'involucro e delle condizioni climatiche caratteristiche del sito di progetto.

La procedura di calcolo è stata sviluppata a partire dalla valutazione delle dispersioni termiche complessive dell'edificio, considerando separatamente le perdite per trasmissione attraverso l'involucro e quelle associate alla ventilazione. Il coefficiente globale di dispersione termica è stato pertanto espresso come:

$$H_L = H_T + H_V$$

dove H_L rappresenta il coefficiente complessivo di dispersione termica dell'edificio, espresso in W/K, H_T il contributo dovuto alla trasmissione attraverso gli elementi dell'involucro e H_V quello associato al ricambio d'aria.

Il contributo per trasmissione è stato determinato considerando le diverse superfici disperdenti e le rispettive trasmittanze termiche:

$$H_T = \sum_{i=1}^n U_i A_i$$

dove U_i rappresenta la trasmittanza termica del componente i -esimo, espressa in W/(m²K), mentre A_i rappresenta la corrispondente superficie disperdente.

Le perdite termiche dovute alla ventilazione sono state invece determinate mediante:

$$H_V = n V_{\text{int}} c_a$$

dove n rappresenta il numero di ricambi d'aria orari, V_{int} il volume interno climatizzato e c_a la capacità termica volumica dell'aria. Nel modello è stato assunto un tasso di ricambio pari a $n = 0,5 \text{ h}^{-1}$ e una capacità termica volumica dell'aria pari a $c_a = 0,34 \text{ Wh}/(\text{m}^3\text{K})$.

Una volta determinato il coefficiente complessivo H_L , i fabbisogni energetici annuali per il riscaldamento e il raffrescamento sono stati valutati mediante un approccio basato sui

gradi-giorno, introducendo rispettivamente gli *Heating Degree Days* (HDD) e i *Cooling Degree Days* (CDD). Il fabbisogno energetico annuale per il riscaldamento è stato calcolato mediante:

$$E_H = \frac{H_L \cdot HDD \cdot 24}{1000}$$

mentre quello relativo al raffrescamento è stato determinato come:

$$E_C = \frac{H_L \cdot CDD \cdot 24}{1000}$$

dove il fattore 24 consente di convertire i gradi-giorno in gradi-ora, mentre il divisore 1000 permette di esprimere il risultato in kWh/anno.

Particolare attenzione è stata dedicata alla caratterizzazione climatica del sito di L'Aquila, poiché i dati meteorologici direttamente disponibili non risultavano pienamente rappresentativi delle condizioni del contesto urbano. In una prima fase sono stati considerati i dati climatici derivanti dal database Meteonorm 7 (MN7), costituito da serie meteorologiche basate su periodi storici. Tali dati presentano tuttavia il limite di non rappresentare pienamente l'evoluzione climatica osservata negli anni più recenti.

Per tale ragione sono stati presi in considerazione anche file climatici di tipo TMYx (*Typical Meteorological Year*), costruiti attraverso la selezione dei mesi maggiormente rappresentativi a partire da un periodo di osservazioni meteorologiche reali.

Nel caso specifico di L'Aquila, tuttavia, non risultava disponibile un file TMYx direttamente associato a una stazione meteorologica rappresentativa del contesto urbano. Il dataset geograficamente più prossimo era riferito all'area del Gran Sasso e, a causa della maggiore quota, il suo utilizzo diretto avrebbe potuto comportare una sovrastima del fabbisogno di riscaldamento invernale e una sottostima di quello di raffrescamento estivo.

Si è pertanto proceduto a una ricostruzione del profilo termico rappresentativo del sito di progetto, integrando le informazioni disponibili per differenti quote e applicando una correzione altimetrica delle temperature. A tale scopo è stato adottato un gradiente termico verticale pari a:

$$\Gamma = 0,65 \text{ } ^\circ\text{C}/100 \text{ m}$$

in modo da ricondurre le condizioni meteorologiche disponibili alla quota rappresentativa del sito urbano.

A seguito di tale elaborazione sono stati ottenuti i valori di HDD e CDD successivamente impiegati per la valutazione del fabbisogno energetico. I principali parametri climatici adottati per il sito di L'Aquila sono sintetizzati in Tabella 42.

Tabella 42 - Parametri climatici adottati per la valutazione del fabbisogno energetico operativo dell'edificio

<i>Località</i>	<i>HDD annuali (base 20 °C)</i>	<i>CDD annuali (base 24 °C)</i>	<i>Zona climatica</i>	<i>Fabbisogno riscaldamento [kWh/anno]</i>	<i>Fabbisogno raffrescamento [kWh/anno]</i>
L'Aquila	2850	90	E	54657,66	1726,03

Sulla base dei parametri climatici così definiti, il fabbisogno energetico annuale complessivo considerato nell'analisi è stato determinato come somma dei contributi relativi al riscaldamento e al raffrescamento:

$$E_{\text{year}} = E_H + E_C \text{ [kWh/y]}$$

L'approccio adottato consente pertanto di correlare il fabbisogno energetico alle caratteristiche termo-fisiche dell'involucro e alla severità climatica del sito, anziché ricorrere a valori convenzionali di consumo indipendenti dalla configurazione dell'edificio.

La procedura adottata comporta tuttavia alcune semplificazioni. In particolare, sono stati considerati esclusivamente i fabbisogni energetici associati al riscaldamento e al raffrescamento, mentre non sono stati inclusi gli altri consumi operativi dell'edificio. Inoltre, i serramenti non sono stati esplicitamente considerati nel calcolo delle dispersioni attraverso l'involucro, in coerenza con la loro esclusione dall'inventario dei materiali utilizzato per la valutazione dell'*embodied carbon*.

Per la conversione del fabbisogno energetico in emissioni climalteranti è stato assunto che il fabbisogno termico dell'edificio, sia per il riscaldamento sia per il raffrescamento, sia soddisfatto mediante pompe di calore alimentate dalla rete elettrica. Il fabbisogno

energetico precedentemente determinato è stato pertanto associato all'intensità carbonica della produzione elettrica nazionale.

Un ulteriore aspetto considerato nella modellazione riguarda l'evoluzione temporale dell'intensità carbonica della rete elettrica. L'impiego di un fattore emissivo costante per l'intera vita utile dell'edificio comporterebbe infatti l'assunzione implicita di un mix di generazione elettrica invariato nel tempo. Tale ipotesi non consentirebbe di rappresentare la progressiva decarbonizzazione del sistema elettrico e la conseguente riduzione delle emissioni associate alla produzione di energia.

Per tale ragione, nel presente studio la *carbon intensity* della rete elettrica italiana è stata considerata variabile su base annuale, sulla base dei dati e dello scenario di decarbonizzazione adottati nell'analisi. L'andamento assunto è riportato in Figura 78, nella quale è rappresentata la progressiva riduzione dell'intensità emissiva della produzione elettrica durante il periodo di riferimento.

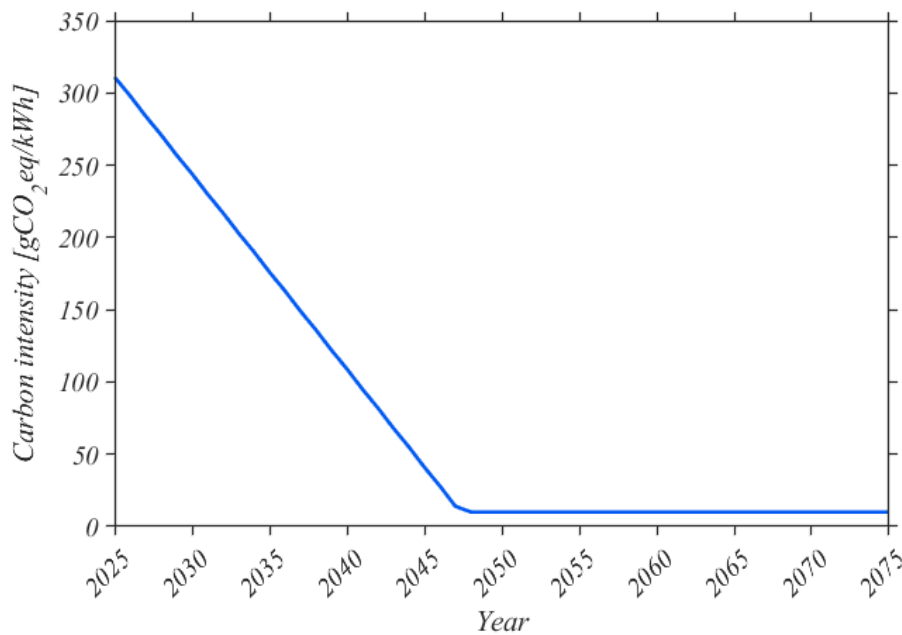


Figura 78 - Evoluzione temporale della carbon intensity della rete elettrica italiana

Indicando con CI_y la *carbon intensity* della rete elettrica nell'anno y –esimo, espressa in gCO₂e/kWh, il contributo al *Global Warming Potential* relativo al singolo anno è stato determinato mediante la relazione:

$$GWP_{B6,y} = E_{\text{year}} \cdot CI_y$$

previa opportuna conversione delle unità di misura.

Il contributo complessivo del modulo B6 lungo l'intero periodo di riferimento è stato quindi determinato mediante la somma dei contributi relativi ai singoli anni:

$$GWP_{B6,tot} = \sum_{y=1}^N GWP_{B6,y}$$

dove N rappresenta il numero di anni della vita utile considerata.

Sulla base dell'andamento temporale della *carbon intensity* assunto nell'analisi, il *Global Warming Potential* complessivo associato al modulo B6 risulta pari a 209296,26 kgCO₂e. Applicando il medesimo criterio di normalizzazione adottato per gli altri moduli, rispetto alla superficie di riferimento dell'edificio, si ottiene un contributo normalizzato pari a 291,42 kgCO₂e/m².

L'introduzione di un fattore di emissione variabile nel tempo consente di tenere conto della progressiva decarbonizzazione del sistema elettrico nazionale, evitando di attribuire agli anni più lontani della vita utile dell'edificio la medesima intensità emissiva delle condizioni iniziali. Il valore ottenuto rappresenta pertanto l'impatto cumulativo associato ai consumi energetici operativi considerati nel periodo di riferimento, tenendo conto dell'evoluzione temporale del mix elettrico nazionale.

5.4.5 Fine vita: moduli C1–C4

La fase di fine vita comprende gli impatti ambientali associati alla dismissione dei materiali e dei componenti al termine della loro permanenza all'interno dell'edificio. In accordo con la struttura modulare prevista dalla EN 15978 (2012), tale fase è articolata nei moduli C1–C4, relativi rispettivamente alla decostruzione o demolizione dell'opera (C1), al trasporto dei materiali rimossi verso gli impianti di trattamento o smaltimento (C2), al trattamento dei rifiuti finalizzato al recupero, riuso o riciclo (C3) e allo smaltimento finale della frazione non recuperata (C4).

La quantificazione degli impatti ambientali associati alla fase di fine vita è stata effettuata mantenendo una corrispondenza diretta con le categorie di materiali definite nell'inventario. Per ciascun prodotto sono stati utilizzati i fattori di caratterizzazione del

Global Warming Potential relativi ai singoli moduli adottati nel modello LCA e ricavati, ove disponibili, dalle *Environmental Product Declarations* (EPD) selezionate.

Poiché i fattori ambientali sono riferiti all'unità dichiarata dello specifico prodotto, il calcolo è stato eseguito utilizzando il quantitativo di ciascun materiale nell'unità corrispondente. Per il generico materiale i – *eismo*, il contributo relativo al modulo C_k , con $k = 1, \dots, 4$, è stato pertanto determinato mediante:

$$GWP_{C_k,i} = Q_i \cdot CF_{C_k,i}$$

dove Q_i rappresenta il quantitativo del materiale i -eismo e $CF_{C_k,i}$ il relativo fattore di caratterizzazione del *Global Warming Potential*.

Per i prodotti caratterizzati mediante fattori riferiti all'unità di massa è stata utilizzata la relazione:

$$GWP_{C_k,i} = m_i \cdot CF_{C_k,i}$$

mentre, per i prodotti i cui fattori sono espressi per unità di volume, il contributo è stato calcolato come:

$$GWP_{C_k,i} = V_i \cdot CF_{C_k,i}$$

dove m_i e V_i rappresentano rispettivamente la massa e il volume complessivo del materiale considerato.

I fattori adottati per le diverse categorie di materiale sono riportati in Tabella 43, distintamente per i quattro moduli di fine vita.

Tabella 43 - Fattori di caratterizzazione del *Global Warming Potential* adottati per i moduli di fine vita C1–C4

<i>Materiale</i>	<i>Unità del fattore</i>	CF_{C1}	CF_{C2}	CF_{C3}	CF_{C4}
Intonaco $\rho = 1300\text{kg/m}^3$	$\text{kgCO}_2\text{e/m}^3$	0,146	0,159	-	0,532
Intonaco $\rho = 1000\text{kg/m}^3$	$\text{kgCO}_2\text{e/m}^3$	0,112	0,122	-	0,409
Armatura intonaco	$\text{kgCO}_2\text{e/kg}$	-	0,002	-	-
Intonaco solai	$\text{kgCO}_2\text{e/m}^3$	0,112	0,122	-	0,409
Isolante	$\text{kgCO}_2\text{e/m}^3$	0,084	0,392	0,346	1,950
Massetti	$\text{kgCO}_2\text{e/kg}$	0,005	0,007	-	0,015
Pavimentazione interpiano	$\text{kgCO}_2\text{e/kg}$	0,00081	0,002	0,003	0,019
Pignatte	$\text{kgCO}_2\text{e/kg}$	-	-	0,004	0,000888

Coppi	kgCO ₂ e/kg	-	-	0,002	0,005
Blocchi in AAC	kgCO ₂ e/m ³	0,280	1,310	1,150	6,510
Calcestruzzo strutturale	kgCO ₂ e/m ³	5,256	9,888	4,392	10,080
Acciaio d'armatura	kgCO ₂ e/kg	0,021	0,004	0,055	0,00012

Per ciascun materiale, il contributo complessivo della fase di fine vita è stato successivamente determinato mediante la somma dei quattro moduli:

$$GWP_{C1-C4,i} = GWP_{C1,i} + GWP_{C2,i} + GWP_{C3,i} + GWP_{C4,i}$$

L'impatto complessivo associato alla dismissione dell'edificio è stato quindi ottenuto sommando i contributi di tutte le categorie di materiali incluse nell'inventario:

$$GWP_{C1-C4}^{tot} = \sum_{i=1}^n GWP_{C1-C4,i}$$

L'applicazione dei fattori di caratterizzazione ai quantitativi effettivamente presenti nell'edificio ha restituito, per i singoli moduli, i seguenti contributi complessivi:

$$GWP_{C1}^{tot} = 2\,307,88 \text{ kgCO}_2\text{e}$$

$$GWP_{C2}^{tot} = 3\,631,43 \text{ kgCO}_2\text{e}$$

$$GWP_{C3}^{tot} = 3\,275,50 \text{ kgCO}_2\text{e}$$

$$GWP_{C4}^{tot} = 6\,440,98 \text{ kgCO}_2\text{e}$$

Il contributo complessivo della fase di fine vita risulta pertanto 15655,80 kgCO₂e.

Rapportando tale valore all'area totale dell'edificio considerata nell'analisi, pari a 718,2 m², si ottiene un impatto normalizzato pari a 21,80 kgCO₂e/m².

L'analisi dei singoli contributi evidenzia una prevalenza del modulo C4, relativo allo smaltimento finale, che rappresenta circa il 41% dell'impatto complessivo della fase di fine vita. Seguono il trasporto dei materiali rimossi (C2), il trattamento dei rifiuti (C3) e le operazioni di decostruzione o demolizione (C1). Tale distribuzione è strettamente dipendente sia dai quantitativi dei materiali presenti nell'edificio sia dai fattori di caratterizzazione associati ai rispettivi scenari di fine vita.

Un ulteriore aspetto della metodologia adottata riguarda l'impiego dei contributi C1–C4 anche nella quantificazione degli interventi conseguenti al danneggiamento sismico. Come descritto nel Paragrafo 4.3, gli interventi di riparazione, ripristino o sostituzione possono comportare la rimozione parziale o completa degli elementi danneggiati. In tali circostanze, gli impatti relativi alla gestione dei materiali rimossi sono stati valutati attraverso i medesimi fattori C1–C4, applicati ai soli quantitativi interessati dallo specifico intervento.

Il contributo ambientale associato al generico intervento post-sisma j è stato pertanto determinato considerando congiuntamente la produzione dei materiali necessari al ripristino, il loro trasporto, le operazioni di posa in opera e la gestione dei materiali rimossi.

La stessa struttura di calcolo assume pertanto una duplice funzione all'interno del modello: da un lato consente di quantificare gli impatti associati alla dismissione finale dell'edificio, considerando l'intero inventario dei materiali; dall'altro permette di includere nella valutazione degli interventi post-sisma gli impatti associati alla rimozione e alla gestione dei soli quantitativi danneggiati.

5.4.6 Benefici e carichi oltre i confini del sistema: modulo D

Il modulo D rappresenta i potenziali benefici e carichi ambientali associati ai processi di riuso, recupero e riciclo dei materiali che si verificano oltre i confini del sistema considerato. A differenza dei moduli A–C, che descrivono gli impatti direttamente attribuibili alle diverse fasi del ciclo di vita dell'edificio, il modulo D consente di contabilizzare separatamente gli effetti ambientali derivanti dalla possibilità che i materiali in uscita dal sistema sostituiscano materie prime o prodotti destinati ad altri cicli produttivi.

A titolo esemplificativo, il recupero dell'acciaio d'armatura al termine della vita utile può determinare un beneficio ambientale qualora il materiale venga riciclato e impiegato come materia prima secondaria, riducendo la necessità di produrre una quantità equivalente di materiale vergine. Analogamente, il recupero e il trattamento di materiali di origine minerale possono generare flussi secondari utilizzabili in successivi processi produttivi. La quantificazione di tali benefici richiede tuttavia la definizione di specifici scenari di fine vita, comprendenti le percentuali effettivamente destinate al riuso, al

riciclo, al recupero o allo smaltimento, nonché le efficienze dei relativi processi e le ipotesi di sostituzione dei materiali primari.

Nell'ambito del presente studio, il modulo D non è stato dunque incluso nella quantificazione del *Global Warming Potential*. Tale scelta è stata adottata al fine di mantenere il bilancio ambientale circoscritto agli impatti direttamente associati all'edificio e agli interventi considerati entro i confini del sistema, senza introdurre potenziali crediti ambientali dipendenti da scenari futuri di recupero e sostituzione caratterizzati da un livello di incertezza maggiore.

5.5 Integrazione del danneggiamento sismico nel modello LCA

5.5.1 Framework per l'integrazione tra risposta sismica e impatto ambientale

L'integrazione del danneggiamento sismico all'interno del modello di *Life Cycle Assessment* costituisce il passaggio metodologico attraverso il quale la risposta dell'edificio alle azioni sismiche viene tradotta in una conseguenza di natura ambientale. L'approccio adottato si basa sulla definizione di una relazione sequenziale tra intensità dell'azione sismica, risposta dell'edificio, stato di danneggiamento, intervento di ripristino e relativo impatto ambientale. In questo modo, agli impatti associati alle condizioni ordinarie del ciclo di vita vengono affiancati quelli potenzialmente generati dagli interventi necessari a seguito del verificarsi di un evento sismico.

L'impostazione metodologica può essere sinteticamente rappresentata attraverso la seguente relazione:

$$IM \rightarrow EDP \rightarrow DS \rightarrow RI \rightarrow Q_{\text{mat}} \rightarrow GWP_{\text{repair}}$$

dove *IM* rappresenta la misura di intensità dell'azione sismica (*Intensity Measure*), *EDP* il parametro di domanda ingegneristica (*Engineering Demand Parameter*) utilizzato per descrivere la risposta dell'edificio, *DS* lo stato di danno (*Damage State*) raggiunto, *RI* il corrispondente intervento di ripristino (*Repair Intervention*), *Q_{mat}* il quantitativo di materiali e risorse necessario alla sua esecuzione e *GWP_{repair}* il conseguente impatto ambientale, espresso in termini di *Global Warming Potential*.

Nel presente studio, il punto di partenza del processo di integrazione è costituito dai risultati delle analisi dinamiche non lineari *multi-stripe*. Per ciascun livello di intensità sismica e per ciascun accelerogramma considerato, la risposta numerica dell'edificio consente di individuare lo stato di danneggiamento raggiunto dai diversi componenti strutturali e non strutturali. I parametri utilizzati per la valutazione della risposta, le soglie adottate per la classificazione degli stati di danno e la relativa associazione con gli interventi di ripristino sono stati definiti nel Paragrafo 4.3 e vengono pertanto assunti in questa fase come dati di ingresso del modello ambientale.

Il collegamento tra analisi sismica e LCA avviene attraverso l'associazione, a ciascuno stato di danno raggiunto, del corrispondente intervento di ripristino. La risposta sismica

viene quindi trasformata dapprima in una misura fisica del danno e successivamente in una domanda di materiali e lavorazioni, determinata sulla base della tipologia e dell'estensione degli interventi necessari. I quantitativi così ottenuti costituiscono l'input per la successiva valutazione ambientale, permettendo di associare a ciascuna configurazione di danno uno specifico valore delle emissioni generate dalle operazioni di ripristino.

Gli impatti conseguenti al danneggiamento sismico sono stati contabilizzati all'interno della fase d'uso e, in particolare, dei moduli B3–B5, secondo l'impostazione descritta nel Paragrafo 5.4.4.1 .

L'impatto post-sisma non viene pertanto rappresentato mediante un coefficiente ambientale prefissato, ma viene determinato in funzione della specifica configurazione di danno restituita dalla singola analisi sismica. Questo aspetto risulta particolarmente rilevante nell'ambito delle analisi *multi-stripe*, poiché accelerogrammi differenti associati al medesimo livello di intensità possono determinare differenti distribuzioni del danno all'interno dell'edificio. Ne consegue che, a parità di IM , possono risultare necessari interventi differenti per tipologia ed estensione e, conseguentemente, possono essere ottenuti diversi valori dell'impatto ambientale associato al ripristino.

La variabilità della risposta sismica viene quindi conservata anche nella valutazione ambientale. A ciascuna realizzazione della risposta dell'edificio corrisponde infatti uno specifico scenario di danneggiamento e, attraverso l'associazione con gli interventi previsti, uno specifico valore di GWP_{repair} .

L'approccio adottato consente quindi di stabilire una connessione quantitativa tra prestazione sismica e prestazione ambientale, preservando al tempo stesso la natura probabilistica della risposta dell'edificio. La distribuzione degli impatti ambientali ottenuta per i diversi livelli di intensità costituisce il punto di partenza per la successiva quantificazione delle conseguenze associate ai singoli scenari di danneggiamento e per la loro elaborazione in termini probabilistici, sviluppate nei paragrafi successivi.

5.5.2 Quantificazione degli interventi associati al danneggiamento sismico

La quantificazione degli interventi conseguenti al danneggiamento sismico è stata sviluppata mediante una procedura automatizzata di post-processing, finalizzata a

trasformare lo stato di danno raggiunto dai singoli componenti dell'edificio in quantità fisiche di materiali necessarie per il relativo ripristino. Tale passaggio costituisce l'elemento intermedio tra la valutazione della risposta sismica e la successiva determinazione dell'impatto ambientale, poiché consente di associare a ciascun scenario di danno un inventario specifico di materiali, espresso, a seconda dei casi, in termini di superficie, volume o massa.

La procedura è stata applicata separatamente alle tamponature in AAC e agli elementi strutturali in calcestruzzo armato, in ragione delle differenti modalità con cui il danneggiamento viene descritto e delle diverse tecniche di intervento previste. Per ciascuna analisi *multi-stripe*, è stato identificato il livello di danno raggiunto dal singolo componente sulla base dei criteri definiti nel Capitolo 4 e, in funzione della soglia superata, è stato assegnato il corrispondente intervento di ripristino. A partire dalle caratteristiche geometriche dell'elemento interessato sono state quindi calcolati i quantitativi di materiali necessari alla realizzazione dell'intervento.

5.5.2.1 Interventi sulle tamponature in AAC

Per le tamponature, gli interventi sono stati definiti in funzione della severità del danneggiamento distinguendo tra una condizione riparabile mediante intervento superficiale e una condizione tale da richiedere la sostituzione dell'elemento. Le soglie di attivazione dei diversi interventi sono state definite nel Paragrafo 4.3.1 e non vengono pertanto riproposte in questa sede.

Per il livello di danno meno severo è stato previsto il ripristino della rasatura, comprensivo della relativa armatura. In questo caso, la quantificazione è stata effettuata a partire dalla superficie della tamponatura interessata dall'intervento. Indicando con A_{inf} l'area della parete sulla quale viene effettuato il ripristino, il volume di intonaco necessario è stato determinato mediante:

$$V_{\text{int}} = A_{\text{inf}} t_{\text{int}}$$

dove t_{int} rappresenta lo spessore dello strato di intonaco considerato.

La massa del materiale è quindi ottenuta a partire dalla relativa densità:

$$m_{\text{int}} = \rho_{\text{int}} V_{\text{int}}$$

Allo stesso intervento è stata associata la ricostituzione dell'armatura dell'intonaco, quantificata in funzione della superficie interessata. Indicando con μ_{arm} la massa dell'armatura per unità di superficie, il quantitativo complessivo può essere espresso come:

$$m_{\text{arm}} = A_{\text{inf}} \mu_{\text{arm}}$$

Per gli stati di danno più severi è stata invece prevista la sostituzione della tamponatura, attraverso la demolizione dell'elemento danneggiato e la successiva ricostruzione mediante blocchi in calcestruzzo aerato autoclavato. Il quantitativo di AAC necessario alla ricostruzione è stato determinato sulla base del volume geometrico della tamponatura:

$$V_{\text{AAC}} = A_{\text{inf}} t_{\text{AAC}}$$

dove t_{AAC} rappresenta lo spessore della parete.

La relativa massa è stata quindi ricavata attraverso:

$$m_{\text{AAC}} = \rho_{\text{AAC}} V_{\text{AAC}}$$

5.5.2.2 Interventi sugli elementi strutturali in calcestruzzo armato

Per gli elementi strutturali in calcestruzzo armato sono stati considerati tre livelli di intervento progressivamente più invasivi: ripristino del copriferro, rinforzo mediante fasciatura in FRP e resina epossidica e demolizione e ricostruzione dell'elemento. Analogamente a quanto previsto per le tamponature, le soglie di attivazione dei singoli interventi sono state definite nel Paragrafo 4.3.2; la presente sezione è pertanto dedicata esclusivamente alla loro quantificazione ai fini del modello LCA.

Per il primo livello di intervento è stato previsto il ripristino dello strato di calcestruzzo di copriferro interessato dal danneggiamento. Lo spessore di ripristino è stato assunto coincidente con il copriferro originariamente previsto per l'elemento, ricavato dalle caratteristiche geometriche della sezione.

L'intervento è stato considerato esteso alle superfici laterali dell'elemento, adottando un criterio conservativo che prevede il ripristino lungo l'intero perimetro della sezione interessata. La superficie di intervento può essere espressa, in forma generale, come:

$$A_{\text{rip}} = P_{\text{int}}L$$

dove P_{int} rappresenta il perimetro interessato dal ripristino e L la lunghezza dell'elemento.

Il volume del materiale necessario è stato quindi determinato mediante:

$$V_{\text{rip}} = A_{\text{rip}}c$$

dove c rappresenta lo spessore del copriferro originario.

Per il computo adottato, il ripristino è stato considerato sui quattro lati degli elementi strutturali, determinando così il quantitativo complessivo necessario alla ricostituzione dello strato superficiale danneggiato. La massa del materiale di ripristino è stata successivamente calcolata come:

$$m_{\text{rip}} = \rho_{\text{rip}}V_{\text{rip}}$$

dove ρ_{rip} rappresenta la densità del materiale impiegato per il ripristino.

Per uno stato di danneggiamento intermedio degli elementi strutturali è stato previsto un intervento di rinforzo mediante materiali compositi fibrorinforzati (*Fiber Reinforced Polymers*, FRP), applicati mediante resina epossidica. Nello specifico, nel presente studio è stato assunto l'impiego del tessuto unidirezionale in fibra di carbonio RureGold C-WRAP 300 HR, associato alla resina epossidica RureGold C-RESIN R.

Sulla base delle proprietà riportate nelle relative schede tecniche, il tessuto C-WRAP 300 HR presenta una massa areica pari a 300 g/m², una densità delle fibre pari a 1,80 g/cm³ e uno spessore equivalente del tessuto pari a 0,167 mm. Per la resina epossidica C-RESIN R è invece indicata una densità pari a 1,15±0,05 g/cm³; ai fini delle elaborazioni è stato assunto il valore nominale di 1150 kg/m³. Il consumo di resina associato all'applicazione del tessuto C-WRAP 300 HR è compreso tra 1,0 e 1,2 kg/m²; nel presente studio è stato pertanto adottato, ai fini della quantificazione, il valore medio pari a 1,10 kg/m².

Ai fini del computo dei materiali è stato considerato un singolo strato di tessuto FRP, senza includere percentuali aggiuntive per sfridi o sovrapposizioni. La superficie interessata dall'intervento è stata determinata in funzione della geometria e della tipologia dell'elemento strutturale. In particolare, per i pilastri è stata considerata la fasciatura sulle

CAPITOLO 5

quattro facce, per le travi l'applicazione su tre lati, mentre per le pareti il rinforzo è stato applicato sulle due facce principali. Di seguito sono riportati degli esempi.

Indicando con L l'estensione longitudinale dell'intervento e con p_{FRP} lo sviluppo della sezione effettivamente interessato dalla fasciatura, la superficie complessiva di tessuto necessaria per il generico elemento è stata determinata mediante:

$$A_{FRP} = p_{FRP} L$$

Nel caso di un pilastro rettangolare, di dimensioni della sezione b e h , considerando la fasciatura sulle quattro facce, lo sviluppo interessato dall'intervento coincide con il perimetro della sezione:

$$p_{FRP} = 2(b + h)$$

e pertanto:

$$A_{FRP,pil} = 2(b + h)L$$

Per una trave rettangolare rinforzata su tre lati, assumendo l'applicazione sulle due facce laterali di altezza h e sulla faccia inferiore di larghezza b , si ottiene:

$$p_{FRP} = b + 2h$$

da cui:

$$A_{FRP,tr} = (b + 2h)L$$

Per le pareti, considerando l'applicazione del rinforzo sulle due facce principali, indicando con l_w la larghezza della parete e con L l'estensione dell'intervento lungo l'elemento, la superficie è stata valutata come:

$$A_{FRP,parete} = 2l_w L$$

Una volta determinata la superficie di applicazione, i quantitativi di fibra di carbonio e di resina epossidica sono stati calcolati separatamente. Per il tessuto C-WRAP 300 HR, considerando la massa areica nominale di $0,300 \text{ kg/m}^2$, la massa di FRP associata al generico intervento è risultata essere pari a:

$$m_{FRP} = A_{FRP} \cdot 0,300$$

CAPITOLO 5

Analogamente, assumendo per la resina C-RESIN R un consumo medio di $1,10 \text{ kg/m}^3$, la massa di resina necessaria è stata determinata mediante:

$$m_R = A_{\text{FRP}} \cdot 1,10$$

La quantificazione separata dei due componenti consente di mantenere distinta, nella successiva valutazione ambientale, la fibra di carbonio dalla matrice epossidica, associando a ciascun materiale il relativo fattore di impatto. Tale impostazione evita pertanto di rappresentare il sistema FRP mediante un unico materiale equivalente e consente una più trasparente determinazione del contributo dell'intervento agli indicatori ambientali considerati.

Per gli stati di danno più severi, infine, è stata prevista la demolizione e ricostruzione dell'elemento strutturale, assumendo il ripristino mediante calcestruzzo e acciaio d'armatura con caratteristiche coerenti con quelle dell'elemento originario.

Ai fini della quantificazione, calcestruzzo e acciaio sono stati contabilizzati separatamente. Il volume complessivo delle armature è stato determinato a partire dalla geometria e dalla disposizione delle barre presenti nell'elemento. Indicando con V_s il volume totale dell'acciaio, la relativa massa è stata calcolata mediante:

$$m_s = \rho_s V_s$$

dove ρ_s rappresenta la densità dell'acciaio.

Per evitare una doppia contabilizzazione del volume occupato dalle armature, il quantitativo di calcestruzzo necessario alla ricostruzione è stato determinato come volume netto:

$$V_{\text{cls,net}} = V_{\text{geom}} - V_s$$

dove V_{geom} rappresenta il volume geometrico lordo dell'elemento.

La massa di calcestruzzo è stata quindi ottenuta mediante:

$$m_{\text{cls}} = \rho_{\text{cls}} V_{\text{cls,net}}$$

Tale impostazione permette di rappresentare separatamente i due principali materiali costituenti l'elemento strutturale, requisito necessario per l'applicazione dei rispettivi fattori di caratterizzazione ambientale.

La procedura descritta è stata dunque applicata a ogni componente dell'edificio per ciascuna delle analisi considerate.

Indicando con $q_{m,i,r,IM}$ il quantitativo del materiale m necessario per l'intervento sull'elemento i , relativo al record r e al livello di intensità IM , il quantitativo complessivo del materiale richiesto dal generico scenario sismico è stato determinato mediante:

$$Q_{m,r,IM} = \sum_{i=1}^N q_{m,i,r,IM}$$

dove N rappresenta il numero complessivo di elementi interessati dal danneggiamento.

Le elaborazioni relative alle tamponature e agli elementi strutturali sono state inizialmente mantenute separate, così da preservare la possibilità di analizzare individualmente il contributo delle due componenti. I risultati sono stati successivamente aggregati per ottenere, per ciascun livello di intensità e per ciascun accelerogramma, il quantitativo complessivo dei materiali richiesti dagli interventi post-sisma.

L'esito del post-processing è pertanto costituito, per ogni scenario analizzato, da un inventario dei materiali necessari al ripristino, espresso nelle unità appropriate per la successiva valutazione ambientale. Tale inventario rappresenta il collegamento quantitativo tra il danneggiamento fisico restituito dalle analisi sismiche e il modello LCA: a una differente configurazione di danno corrispondono infatti differenti superfici di intervento, volumi e masse di materiale e, conseguentemente, differenti impatti ambientali.

La procedura consente inoltre di conservare la variabilità associata alla risposta sismica. Infatti, accelerogrammi differenti appartenenti al medesimo livello di intensità possono interessare un diverso numero di componenti o determinare stati di danno di diversa severità; ciò si riflette direttamente nei quantitativi di materiali necessari agli interventi. Il modello non attribuisce quindi un unico intervento rappresentativo a ciascun livello di intensità, ma costruisce uno specifico scenario di ripristino per ogni analisi effettuata.

I quantitativi ottenuti costituiscono infine l'input della successiva fase di valutazione, nella quale i materiali associati ai singoli scenari di ripristino vengono convertiti in termini di Global Warming Potential attraverso i fattori ambientali relativi ai processi di produzione, trasporto, installazione e gestione dei materiali rimossi.

5.5.3 Quantificazione dell'impatto ambientale

Una volta determinati, per ciascuno scenario sismico, i quantitativi di materiali necessari agli interventi di ripristino, la fase successiva ha riguardato la loro conversione in termini di impatto ambientale. La procedura è stata sviluppata considerando come indicatore principale il *Global Warming Potential* (GWP), espresso in kgCO₂e, in coerenza con l'impostazione generale dell'analisi LCA adottata nel presente studio.

Per ogni combinazione di livello di intensità sismica e accelerogramma, l'elaborazione descritta nel Paragrafo 5.5.2 restituisce un inventario specifico dei materiali richiesti dagli interventi sulle tamponature e sugli elementi strutturali. A ciascun quantitativo è stato quindi associato il corrispondente fattore di caratterizzazione ambientale, mantenendo la coerenza tra l'unità del quantitativo fisico e quella dichiarata per il relativo fattore emissivo.

Indicando con $Q_{m,r,IM}$ il quantitativo del materiale m richiesto per il record r al livello di intensità IM , il contributo ambientale relativo al generico modulo del ciclo di vita k può essere espresso come:

$$GWP_{k,m,r,IM} = Q_{m,r,IM} CF_{k,m}$$

dove $CF_{k,m}$ rappresenta il fattore di caratterizzazione del materiale m per il modulo k considerato.

La grandezza $Q_{m,r,IM}$ può essere espressa in termini di massa, volume o superficie a seconda della tipologia di materiale e dell'unità di riferimento del dato ambientale utilizzato.

Come precedentemente definito per i moduli B3–B5, l'impatto ambientale conseguente al danneggiamento sismico comprende l'insieme dei processi necessari alla realizzazione degli interventi post-sisma. In particolare, il contributo complessivo associato al generico scenario sismico è stato determinato come:

$$GWP_{\text{repair},r,IM} = GWP_{A1-A3,r,IM} + GWP_{A4,r,IM} + GWP_{A5,r,IM} + GWP_{C1-C4,r,IM}$$

I singoli contributi sono ottenuti sommando gli impatti di tutti i materiali necessari agli interventi previsti nello specifico scenario:

$$GWP_{k,r,IM} = \sum_{m=1}^M GWP_{k,m,r,IM}$$

dove M rappresenta il numero complessivo delle categorie di materiali coinvolte nelle operazioni di ripristino.

Ai fini del confronto tra gli scenari e della successiva integrazione con il bilancio ambientale dell'edificio, gli impatti possono inoltre essere espressi in forma normalizzata rispetto alla superficie complessiva dell'edificio:

$$GWP_{\text{repair},r,IM}^{\text{norm}} = \frac{GWP_{\text{repair},r,IM}}{A_{\text{tot}}}$$

La normalizzazione non modifica la distribuzione relativa dei risultati, ma consente di esprimere le conseguenze ambientali in una forma confrontabile con gli altri contributi del *Whole Life Carbon* e con indicatori comunemente utilizzati negli studi LCA applicati agli edifici.

Dal punto di vista metodologico, il procedimento adottato differisce dall'assegnazione diretta di un impatto ambientale convenzionale a ciascuno stato di danno. Nel modello sviluppato, infatti, la conseguenza ambientale è ricostruita esplicitamente a partire dai quantitativi fisici richiesti dagli interventi, ai quali vengono applicati i fattori ambientali delle rispettive fasi del ciclo di vita. Tale approccio permette di mantenere una relazione trasparente tra danno fisico, risorse impiegate e conseguenza ambientale, rendendo il risultato sensibile sia alla severità sia alla diffusione del danneggiamento.

Il risultato finale della procedura consiste pertanto, per ogni analisi sismica, in un valore complessivo di GWP_{repair} che rappresenta l'impatto ambientale richiesto per il ripristino dell'edificio nella specifica configurazione di danno considerata. L'insieme di tali valori, organizzato in funzione dei diversi livelli di intensità sismica, costituisce la base per l'elaborazione probabilistica descritta nel paragrafo successivo, mediante la quale la

distribuzione delle conseguenze ambientali viene integrata con la probabilità di occorrenza dei diversi livelli di intensità.

5.5.4 Elaborazione probabilistica dell'impatto ambientale post-sisma

La valutazione delle conseguenze ambientali non è stata limitata ai singoli scenari sismici analizzati, ma è stata successivamente sviluppata in termini probabilistici, combinando la variabilità della risposta dell'edificio con la frequenza di occorrenza dei differenti livelli di intensità sismica. Tale elaborazione consente di passare dagli impatti ambientali associati alle singole analisi a una stima delle conseguenze ambientali attese durante la vita dell'edificio.

Per ogni livello di intensità e per ogni accelerogramma, la procedura di post-processing restituisce una specifica configurazione di danneggiamento e, attraverso la quantificazione degli interventi descritta nel Paragrafo 5.5.2, il corrispondente valore delle emissioni di carbonio associate alle attività di riparazione e ricostruzione.

Per ciascun livello di intensità IM_i sono quindi disponibili 20 valori di conseguenza ambientale:

$$EC_{i,j} \quad i = 1, \dots, 10 \quad j = 1, \dots, 20$$

dove i identifica il livello di intensità e j il record sismico considerato.

A ciascuno dei dieci livelli di intensità è stata inoltre associata la corrispondente probabilità annua di superamento, ricavata come inverso del periodo di ritorno:

$$P(T_{R,i}) = \frac{1}{T_{R,i}}$$

Nel caso in esame sono stati considerati periodi di ritorno pari a:

$$T_R = [10, 50, 100, 250, 500, 1000, 2500, 5000, 10000, 100000] \text{ anni}$$

corrispondenti ai dieci livelli di intensità analizzati.

Per tenere conto della variabilità associata alla selezione degli accelerogrammi, è stata adottata una procedura basata sulla permutazione indipendente dei 20 risultati all'interno di ciascuna striscia. In ogni ciclo di permutazione, l'ordine dei 20 valori viene modificato randomicamente per ciascuno dei dieci livelli di intensità. In questo modo, ciascuna delle

20 righe della matrice così ottenuta combina un valore di emissione di CO₂e proveniente da ciascuna striscia di accelerogrammi e definisce una possibile realizzazione completa della curva conseguenza–probabilità annua di superamento.

Una generica realizzazione k può quindi essere rappresentata come:

$$EC_{1,j_1}^{(k)}, EC_{2,j_2}^{(k)}, \dots, EC_{10,j_{10}}^{(k)}$$

A ciascuno di questi valori viene associata la probabilità annua di superamento del corrispondente livello di intensità, ottenendo una specifica curva:

$$\left(P(T_{R,i}), EC_{i,j_i}^{(k)} \right) \quad i = 1, \dots, 10$$

Per ciascuna curva viene quindi determinata, mediante integrazione numerica con la regola dei trapezi, la corrispondente Perdita Annua Media (PAM):

$$PAM^{(k)} = \int EC^{(k)}(P(T_R)) dP(T_R)$$

L'integrazione viene effettuata utilizzando esclusivamente i dieci livelli di intensità analizzati e, pertanto, i nove intervalli compresi tra punti consecutivi della curva.

Al fine di caratterizzare la variabilità della PAM associata alla selezione dei moti sismici, la procedura è stata ripetuta per 100 000 cicli di permutazione. L'insieme dei valori ottenuti costituisce una distribuzione statistica della Perdita Annua Media, caratterizzata attraverso il 16° percentile, la mediana e l'84° percentile:

$$PAM_{16}, PAM_{50}, PAM_{84}$$

La mediana rappresenta il valore centrale della distribuzione, mentre l'intervallo compreso tra il 16° e l'84° percentile consente di descrivere la dispersione associata alla variabilità dei moti sismici.

Ai fini della valutazione del *Whole Life Carbon*, la Perdita Annua Media viene infine riferita alla vita nominale della costruzione, assunta pari a 50 anni. Il valore così ottenuto è definito Building Expected Loss (BEL):

$$BEL = PAM \cdot V_N$$

CAPITOLO 5

Il BEL rappresenta pertanto l'impatto ambientale atteso associato al danneggiamento sismico nell'intero periodo di riferimento e costituisce il contributo dei moduli B3–B5 considerato nel calcolo del WLC.

5.6 Risultati della valutazione ambientale

5.6.1 Bilancio ambientale del ciclo di vita dell'edificio in assenza del contributo sismico

Sulla base della metodologia e dei confini del sistema definiti nei paragrafi precedenti, è stato determinato il bilancio ambientale dell'edificio nel periodo di riferimento. In questa prima fase, la valutazione è stata condotta considerando le emissioni associate alla produzione dei materiali (A1-A3), al loro trasporto al sito di costruzione (A4), alle operazioni di costruzione e installazione (A5), ai consumi energetici durante la fase d'uso (B6) e alle operazioni di fine vita (C1-C4). Il contributo relativo agli interventi conseguenti al danneggiamento sismico (B3-B5) viene invece escluso dal presente bilancio e analizzato separatamente nel Paragrafo 5.6.2, così da poter quantificare successivamente l'incremento dell'impatto ambientale derivante dalla sua introduzione.

La Tabella 44 riporta i contributi delle singole fasi del ciclo di vita, sia in termini assoluti sia normalizzati rispetto alla superficie.

Tabella 44 - Contributo delle diverse fasi del ciclo di vita al GWP dell'edificio nel caso di riferimento, esclusi gli interventi conseguenti al danneggiamento sismico

<i>Fase</i>	<i>Descrizione</i>	<i>GWP [kgCO₂e]</i>	<i>GWP normalizzato [kgCO₂e/m²]</i>	<i>Incidenza [%]</i>
A1- A3	Produzione dei materiali	185 747,66	258,63	37,80
A4	Trasporto al sito	65372,17	91,02	13,30
A5	Costruzione e installazione	14 769,16	20,56	3,00
B6	Consumi energetici operativi	209296,26	291,42	42,60
C1- C4	Fine vita	15 655,80	21,80	3,20
Totale	-	490841,05	683,43	100,00

La distribuzione dei contributi delle diverse fasi è rappresentata in Figura 79(a), nella quale il valore complessivo di GWP normalizzato è scomposto nelle componenti associate ai diversi moduli del ciclo di vita.

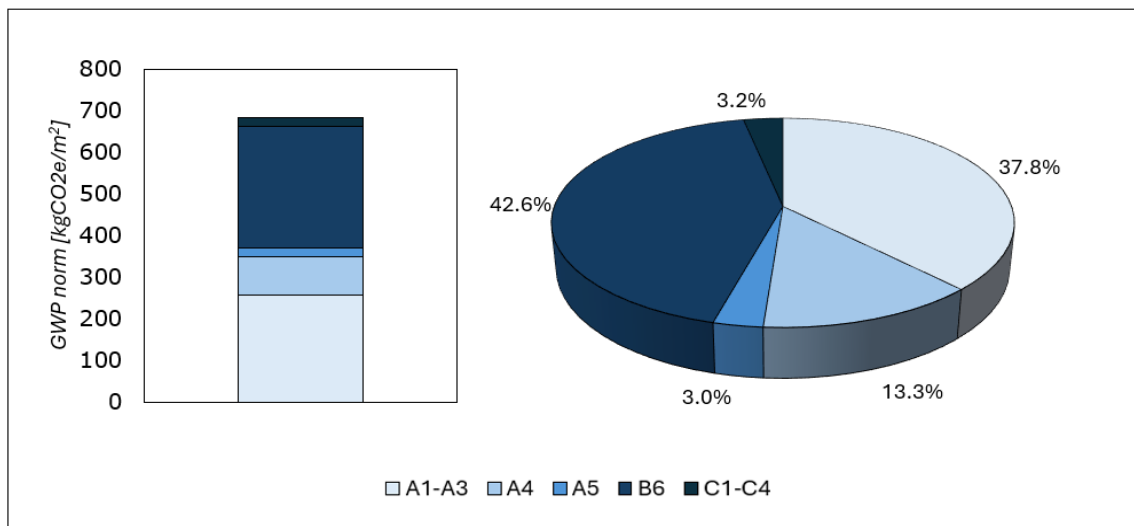


Figura 79 - Bilancio ambientale del ciclo di vita dell'edificio nel caso di riferimento: (a) contributo delle diverse fasi al GWP normalizzato; (b) relativa incidenza percentuale sul GWP complessivo

La Figura 79(a) evidenzia come il bilancio ambientale sia principalmente determinato da due contributi: la fase d'uso B6, pari a 291,42 kgCO₂e/m², e la produzione dei materiali A1-A3, pari a 258,63 kgCO₂e/m². Considerate congiuntamente, tali fasi determinano circa l'80% dell'impatto complessivo del ciclo di vita considerato. Ne deriva che, nonostante il progressivo peso assunto dall'embodied carbon nella valutazione ambientale degli edifici, nel caso studio il contributo associato ai consumi energetici operativi rimane la componente più rilevante del bilancio.

In particolare, il modulo B6 rappresenta il 42,4% del GWP complessivo. Tale risultato deve essere interpretato alla luce delle ipotesi adottate per la fase d'uso: il contributo è stato valutato sull'intero periodo di riferimento di 50 anni, considerando i fabbisogni energetici per riscaldamento e raffrescamento e l'evoluzione temporale dell'intensità carbonica dell'energia elettrica descritta nel Paragrafo 5.4.4.2. Il valore ottenuto non rappresenta quindi l'impatto di un singolo anno di esercizio, bensì il contributo cumulato della fase operativa sull'intera vita utile assunta.

Il secondo contributo per importanza è rappresentato dai moduli A1-A3, che incidono per il 37,8% sul bilancio complessivo. Le emissioni associate alla produzione iniziale dei

materiali risultano quindi dello stesso ordine di grandezza di quelle cumulate durante la fase operativa, sebbene leggermente inferiori.

Un contributo non trascurabile è inoltre associato al trasporto dei materiali al sito di costruzione, corrispondente al modulo A4. Il valore ottenuto, pari a $91,02 \text{ kgCO}_2\text{e/m}^2$, rappresenta circa il 13,3% dell'impatto complessivo. Tale incidenza risulta sensibilmente superiore a quella delle fasi A5 e C1-C4 e riflette le ipotesi adottate relativamente alle masse trasportate, alla distanza di approvvigionamento e al fattore emissivo del mezzo di trasporto. Il risultato evidenzia pertanto come, all'interno dei confini di sistema adottati, anche la logistica di approvvigionamento possa assumere un peso significativo rispetto alle sole emissioni di produzione.

Risultano invece più contenuti i contributi relativi alla fase di costruzione A5 e al fine vita C1-C4. Il primo è pari a $20,56 \text{ kgCO}_2\text{e/m}^2$, corrispondente al 3% del totale, mentre il secondo raggiunge complessivamente $21,80 \text{ kgCO}_2\text{e/m}^2$, pari al 3,2%.

La distribuzione percentuale dei contributi è riportata in Figura 79(b) e consente di evidenziare ulteriormente la gerarchia tra le diverse componenti del bilancio ambientale.

5.6.2 Impatto ambientale associato al danneggiamento sismico

L'applicazione della procedura descritta nel Paragrafo 5.5.2 ha consentito di quantificare le conseguenze ambientali associate al danneggiamento sismico dell'edificio, considerando congiuntamente gli interventi richiesti sulle tamponature in AAC e sugli elementi strutturali in calcestruzzo armato.

A differenza dei contributi ambientali analizzati nel Paragrafo 5.6.1, l'impatto associato al danneggiamento sismico non può essere rappresentato mediante un unico valore deterministico. Ciascuno dei dieci livelli di intensità considerati nelle analisi *multi-stripe* è stato infatti analizzato mediante 20 accelerogrammi, ottenendo altrettanti valori di emissioni post-sisma.

A titolo rappresentativo, la Figura 80 riporta le emissioni B3-B5 ottenute per i 20 accelerogrammi relativi al livello di intensità IM08. Al fine di mantenere una lettura sintetica dei risultati, nel corpo della tesi viene riportata esclusivamente la rappresentazione relativa a tale livello di intensità, mentre i grafici analoghi ottenuti per le restanti strisce sono raccolti in APPENDICE C.

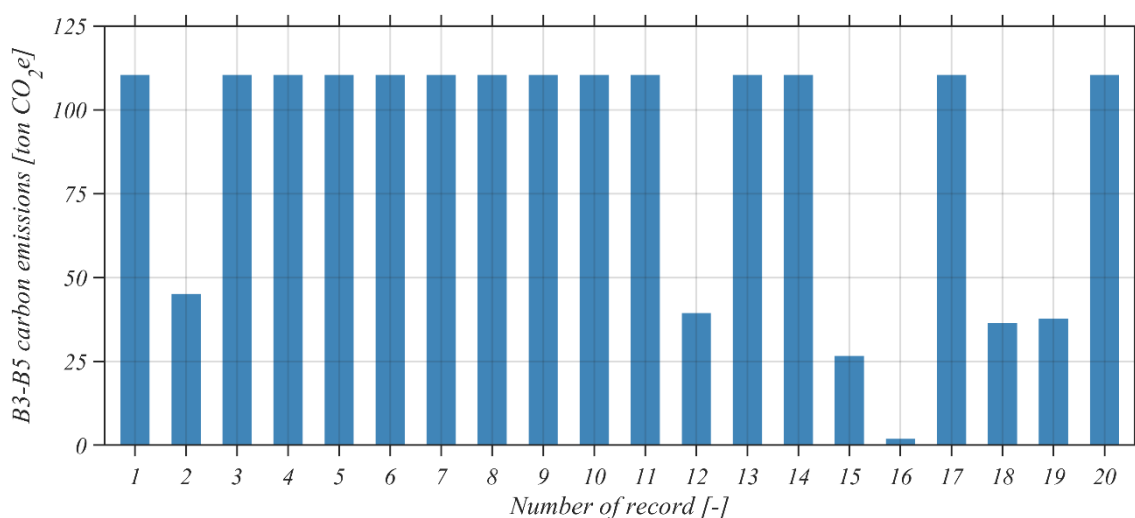


Figura 80 - Emissioni di carbonio associate agli interventi post-sisma (B3-B5) per i 20 accelerogrammi relativi al livello di intensità IM08

La Figura 80 evidenzia una marcata dispersione delle conseguenze ambientali tra i differenti accelerogrammi. Per IM08 si osservano infatti valori che variano da emissioni molto contenute fino a valori superiori a 110 ton CO₂e con numerosi record concentrati nella parte superiore dell'intervallo e altri caratterizzati da conseguenze sensibilmente inferiori.

A parità di IM, le differenti caratteristiche dei moti sismici producono infatti differenti richieste deformative sulla struttura e sulle tamponature e, conseguentemente, differenti distribuzioni e livelli di danneggiamento. La variabilità della risposta si trasferisce quindi lungo l'intera catena di valutazione: cambia il numero di componenti che raggiunge i diversi stati di danno, cambiano gli interventi richiesti e i relativi quantitativi di materiali e varia, infine, il GWP associato al ripristino dell'edificio.

La dispersione osservata risente inoltre della natura discreta degli stati di danno e delle corrispondenti strategie di intervento adottate nel modello. Il superamento di una soglia non comporta necessariamente un incremento graduale delle quantità impiegate, ma può determinare il passaggio a un intervento più invasivo. Ne consegue che differenze nella risposta sismica anche relativamente contenute possono tradursi in variazioni più marcate delle conseguenze ambientali qualora comportino, per un numero significativo di componenti, il passaggio da una strategia di riparazione a una di sostituzione o ricostruzione.

Per ottenere una lettura complessiva dell'evoluzione delle conseguenze ambientali, i risultati delle dieci strisce sono stati successivamente sintetizzati secondo la procedura statistica descritta nel Paragrafo 5.5.4.

La Figura 81 riporta, per ciascun livello di intensità, il valore medio delle emissioni associate ai moduli B3-B5 e l'intervallo compreso tra il 16° e l'84° percentile, rappresentati in funzione della corrispondente probabilità annua di superamento.

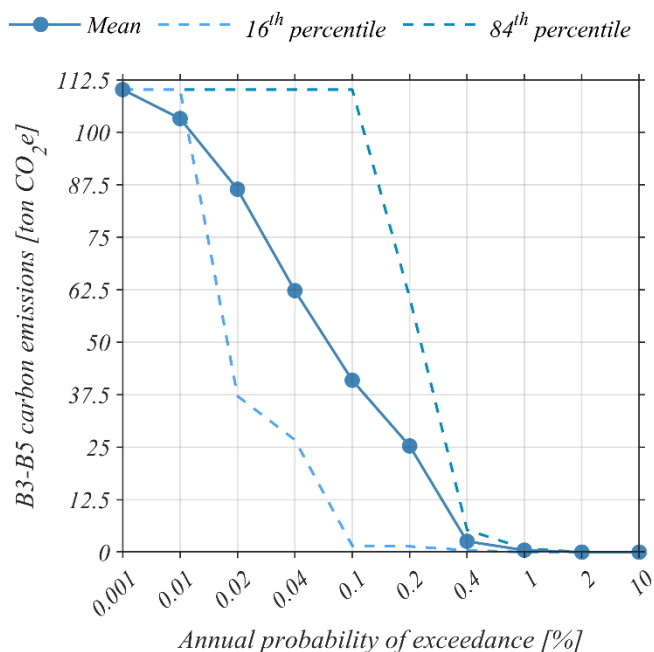


Figura 81 - Emissioni di carbonio associate agli interventi post-sisma (B3-B5) in funzione della probabilità annua di superamento

I valori sono stati ottenuti a partire dai 20 accelerogrammi considerati per ciascuna striscia di intensità. La curva dei valori medi assume inoltre un ruolo centrale nella successiva valutazione probabilistica, in quanto la sua integrazione rispetto alla probabilità annua di superamento consente di determinare la Perdita Annua Media (PAM) associata al danneggiamento sismico.

L'andamento riportato in Figura 81 evidenzia una relazione fortemente non lineare tra la probabilità annua di superamento dell'azione sismica e le conseguenze ambientali associate agli interventi post-sisma. In corrispondenza delle maggiori probabilità annue di superamento, rappresentative degli eventi meno severi, le emissioni medie risultano molto contenute o pressoché nulle. Al diminuire della probabilità annua di superamento, e quindi all'aumentare della severità dell'azione sismica, si osserva invece un rapido

incremento delle emissioni. In particolare, i valori medi risultano pari a circa 2,6 ton CO_{2e} per una probabilità annua dello 0,4%, aumentano a circa 25,3 ton CO_{2e} allo 0,2%, 40,9 ton CO_{2e} allo 0,1% e 62,3 ton CO_{2e} allo 0,04%. Per gli eventi caratterizzati dalle minori probabilità annue di superamento, le emissioni aumentano ulteriormente, raggiungendo circa 86,4 ton CO_{2e} allo 0,02%, 103,3 ton CO_{2e} allo 0,01% e circa 110,2 ton CO_{2e} allo 0,001%.

L'evoluzione osservata consente di distinguere qualitativamente differenti regioni di comportamento. Per i livelli di intensità inferiori la domanda sismica determina un danneggiamento limitato e solo una quota ridotta degli elementi richiede interventi significativi; le conseguenze ambientali rimangono pertanto modeste. Nella regione intermedia, l'aumento dell'intensità determina il progressivo superamento delle soglie di danno da parte di un numero crescente di elementi strutturali e non strutturali, con un conseguente rapido incremento delle quantità di materiali necessarie per gli interventi di riparazione e ricostruzione e delle relative emissioni. Alle intensità più elevate, invece, la crescita delle emissioni diviene progressivamente meno marcata, con valori medi che raggiungono circa 110 ton CO_{2e} per gli eventi più rari e severi..

Un ulteriore elemento di interesse è rappresentato dall'intervallo compreso tra il 16° e l'84° percentile, utilizzato per descrivere la variabilità record-to-record delle conseguenze ambientali all'interno di ciascuna striscia. L'ampiezza di tale intervallo esprime la dispersione delle emissioni ottenute dai 20 accelerogrammi: quanto maggiore è la distanza tra i due percentili, tanto maggiore risulta la variabilità delle conseguenze ambientali associate al medesimo livello di intensità. Dalla Figura 81 emerge come tale dispersione non sia uniforme al variare dell'intensità sismica e risulti particolarmente pronunciata nella regione di transizione.

Il comportamento osservato alle intensità più elevate deve essere interpretato anche alla luce del criterio cautelativo adottato per la gestione delle analisi interrotte per mancata convergenza. In tali casi, l'attribuzione convenzionale del massimo livello di danneggiamento agli elementi strutturali e alle tamponature comporta un incremento delle quantità associate agli interventi post-sisma e, conseguentemente, delle emissioni relative ai moduli B3–B5. L'effetto di tale assunzione diviene progressivamente più rilevante

nelle strisce di maggiore intensità, caratterizzate da una maggiore incidenza di analisi non portate a completamento.

Le conseguenze ambientali condizionate ai singoli livelli di intensità sono state infine combinate con le corrispondenti probabilità annue di superamento secondo la procedura probabilistica illustrata nel Paragrafo 5.5.4. L'integrazione della curva delle emissioni medie riportata in Figura 81 consente di determinare la Perdita Annua Media (PAM) associata al danneggiamento sismico, risultata pari a $0,192 \text{ kg CO}_2\text{e}/(\text{m}^2 \cdot \text{anno})$. Riferendo tale valore alla vita utile dell'edificio, assunta pari a 50 anni, si ottiene un Building Expected Loss (BEL) pari a $9,61 \text{ kg CO}_2\text{e}/\text{m}^2$, rappresentativo dell'impatto ambientale atteso cumulato dei moduli B3–B5 nel periodo di riferimento. Il risultato è riportato in

Figura 82.

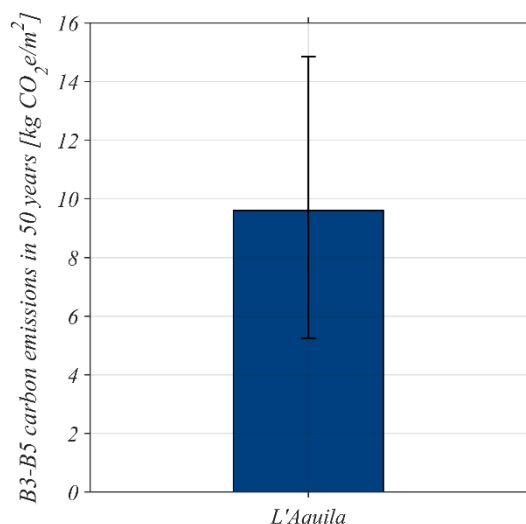


Figura 82 - Building Expected Loss (BEL) associato al danneggiamento sismico nel periodo di riferimento di 50 anni per il caso studio

Il BEL non rappresenta la conseguenza ambientale associata a un singolo evento sismico, ma una grandezza attesa che tiene conto congiuntamente delle conseguenze associate ai diversi livelli di intensità e della relativa probabilità annua di superamento. Tale distinzione risulta particolarmente importante nel confronto con la Figura 81: gli eventi più severi possono infatti determinare conseguenze ambientali condizionate molto elevate, ma sono associati a probabilità annue di superamento progressivamente inferiori. La loro influenza sulla valutazione complessiva viene pertanto ponderata attraverso l'integrazione probabilistica, riconducendo le conseguenze post-sisma a una grandezza direttamente confrontabile con gli altri contributi del ciclo di vita.

La variabilità *record-to-record* è stata propagata alla valutazione sull'intero periodo di riferimento mediante la procedura di permutazione descritta nel Paragrafo 5.5.4. Per ciascuna permutazione sono state costruite possibili curve complete conseguenza-probabilità combinando i risultati ottenuti nelle diverse strisce di intensità; ciascuna curva è stata successivamente integrata e riferita alla vita utile di 50 anni. La distribuzione così ottenuta è stata utilizzata per determinare il 16° e l'84° percentile, rappresentati in Figura 82 mediante la barra di errore. La sua ampiezza evidenzia pertanto come la dispersione osservata tra i diversi accelerogrammi si propaghi fino alla stima delle conseguenze ambientali cumulative

Nel complesso, le Figure 80–82 descrivono livelli progressivi e complementari della valutazione. La Figura 80 evidenzia la variabilità delle conseguenze ambientali tra i diversi accelerogrammi per uno specifico livello di intensità; la Figura 81 ne descrive l'evoluzione lungo l'intero intervallo di pericolosità considerato e individua, attraverso la curva dei valori medi, la relazione utilizzata per il calcolo del PAM; la Figura 82 restituisce infine il risultato riferito alla vita utile di 50 anni, espresso attraverso il BEL. Si passa quindi dalle conseguenze associate alle singole realizzazioni dell'azione sismica alla loro integrazione probabilistica in una grandezza direttamente utilizzabile nella valutazione del *Whole Life Carbon*.

5.6.2.1 Contributo ambientale delle tamponature e degli elementi strutturali

Al fine di approfondire l'origine delle conseguenze ambientali associate al danneggiamento sismico, il contributo complessivo dei moduli B3–B5 è stato ulteriormente analizzato distinguendo gli interventi relativi alle tamponature da quelli riguardanti gli elementi strutturali in calcestruzzo armato. Tale distinzione consente di valutare separatamente il ruolo dei due sottosistemi e di verificare come la loro incidenza sulle emissioni post-sisma vari al crescere dell'intensità dell'azione sismica.

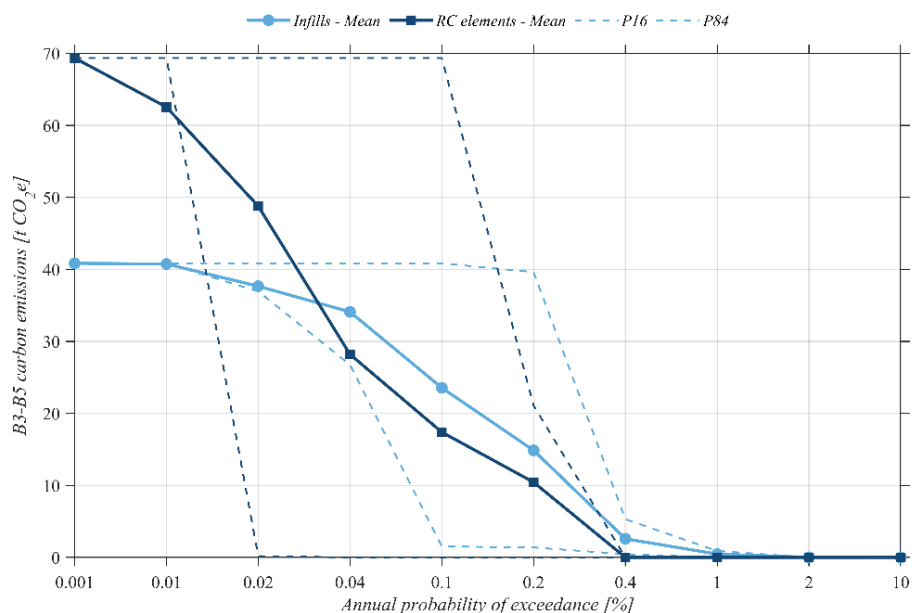


Figura 83 - Confronto tra le emissioni di carbonio associate ai moduli B3–B5 per le tamponature e per gli elementi strutturali in c.a. al variare della probabilità annua di superamento

La Figura 83 evidenzia una marcata differenza nell'evoluzione delle conseguenze ambientali associate ai due sottosistemi. Alle intensità più basse, il contributo B3–B5 risulta nullo per entrambi i sottosistemi. All'aumentare dell'intensità sismica, il contributo medio delle tamponature cresce progressivamente, passando da valori pressoché nulli nelle strisce meno severe a circa 14,9 ton CO₂e per una probabilità annua di superamento dello 0,2% ($T_R = 500$ anni), 23,6 ton CO₂e allo 0,1% ($T_R = 1000$ anni) e 34,1 ton CO₂e allo 0,04% ($T_R = 2500$ anni). Nelle strisce più severe tende quindi a stabilizzarsi intorno a 40,8 ton CO₂e.

Il contributo degli elementi strutturali presenta invece un'attivazione più tardiva e un incremento più marcato. Il valore medio risulta nullo fino alla striscia corrispondente a una probabilità annua di superamento dello 0,4% ($T_R = 250$ anni), raggiunge circa 10,4 ton CO₂e allo 0,2%, 17,4 ton CO₂e allo 0,1% e 28,2 ton CO₂e allo 0,04%. A partire dalla probabilità annua dello 0,02% ($T_R = 5000$ anni), il contributo medio strutturale supera quello delle tamponature, raggiungendo circa 48,8 ton CO₂e, per poi aumentare fino a circa 69,3 ton CO₂e nella striscia più severa.

Tale andamento può essere interpretato anche alla luce del livello di azione assunto nella progettazione sismica dell'edificio. In particolare, lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), adottato come riferimento per la progettazione agli Stati Limite Ultimi, è associato a un periodo di ritorno di circa 475 anni, prossimo alla striscia della *Multi-Stripe Analysis* caratterizzata da $T_R = 500$ anni e probabilità annua di superamento pari allo 0,2%. In corrispondenza di tale livello di intensità, il contributo strutturale interessa ancora una quota limitata dei record, mentre la sua frequenza e la sua entità aumentano progressivamente per periodi di ritorno superiori. Tale confronto fornisce un riferimento utile per interpretare l'evoluzione delle conseguenze ambientali strutturali, senza tuttavia implicare una corrispondenza diretta tra il raggiungimento dello SLV e l'attivazione degli interventi considerati nella valutazione ambientale.

Particolarmente significativa risulta la dispersione tra i record nella regione di transizione; per probabilità annue di superamento comprese tra lo 0,2% e lo 0,04%, il percentile 84-esimo del contributo strutturale raggiunge valori elevati, mentre il percentile inferiore rimane nullo. Ciò evidenzia come, a parità di livello di intensità, alcuni accelerogrammi possano non determinare conseguenze ambientali associate agli interventi strutturali, mentre altri conducano a interventi caratterizzati da emissioni sensibilmente maggiori.

Per approfondire tale comportamento, la Figura 84 distingue la probabilità con cui si manifesta un contributo B3–B5 non nullo dalla severità ambientale associata ai soli record per i quali tale contributo risulta presente.

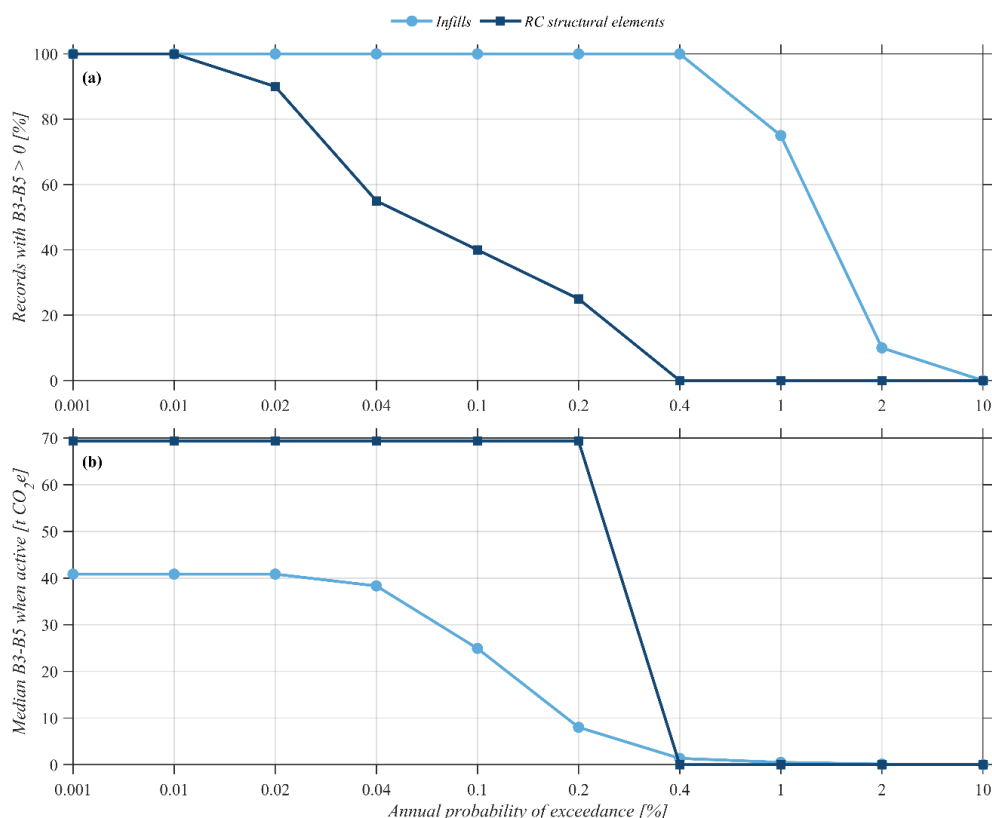


Figura 84 - Confronto tra tamponature ed elementi strutturali in c.a.: (a) probabilità di attivazione del contributo B3–B5; (b) severità ambientale mediana condizionata all’attivazione

La Figura 84(a) mostra come le tamponature siano caratterizzate da un’attivazione sensibilmente più precoce rispetto agli elementi strutturali. Un contributo B3–B5 associato alle tamponature è presente nel 10% dei record già per una probabilità annua di superamento del 2%, raggiunge il 75% all’1% e interessa la totalità dei record a partire dallo 0,4%. Per gli elementi strutturali, invece, il contributo rimane nullo fino allo 0,4%, interessa il 25% dei record allo 0,2%, il 40% allo 0,1% e il 55% allo 0,04%, raggiungendo il 90% allo 0,02% e la totalità dei record nelle due strisce più severe.

La Figura 84(b) completa tale lettura mostrando l’entità delle emissioni nei soli casi caratterizzati da un contributo B3–B5 non nullo. Per le tamponature, la mediana cresce progressivamente con l’intensità sismica, fino a stabilizzarsi intorno a 40,8 ton CO₂e nelle strisce più severe. Per gli elementi strutturali, invece, quando il contributo B3–B5 risulta presente, le conseguenze ambientali raggiungono valori sensibilmente maggiori: la mediana raggiunge circa 69,3 ton CO₂e già nelle strisce intermedie in cui si attivano gli interventi strutturali e mantiene tale valore nelle strisce di maggiore intensità.

La lettura congiunta delle due figure evidenzia pertanto due differenti modalità di contribuzione alle conseguenze ambientali post-sisma. Le tamponature risultano interessate dagli interventi già a livelli di intensità inferiori e con maggiore frequenza, mentre il contributo degli elementi strutturali emerge più tardivamente ma, quando presente, è associato a conseguenze ambientali di maggiore entità.

Infine, i valori pressoché costanti osservati nelle strisce di maggiore intensità devono essere interpretati anche alla luce del criterio cautelativo adottato per le analisi interrotte per mancata convergenza. In tali casi, l'attribuzione convenzionale del massimo livello di danneggiamento agli elementi strutturali e alle tamponature comporta un incremento delle quantità associate agli interventi post-sisma e delle relative emissioni. L'effetto di tale assunzione diviene progressivamente più rilevante nelle strisce caratterizzate da una maggiore incidenza di analisi non portate a completamento e contribuisce pertanto all'andamento osservato per gli eventi più severi.

5.6.3 Whole Life Carbon e incidenza del rischio sismico

I risultati ottenuti nei paragrafi precedenti sono stati infine ricomposti all'interno del bilancio complessivo del ciclo di vita, al fine di valutare l'incidenza delle conseguenze ambientali associate al danneggiamento sismico sul *Whole Life Carbon* (WLC) dell'edificio.

Il WLC è stato determinato considerando congiuntamente i contributi relativi alla produzione dei materiali (A1–A3), al trasporto verso il sito (A4), alla fase di costruzione (A5), agli interventi di riparazione e sostituzione conseguenti al danneggiamento sismico (B3–B5), ai consumi energetici operativi (B6) e alle operazioni di fine vita (C1–C4).

La Figura 85 riporta la composizione del *Whole Life Carbon* ottenuta per il caso studio di L'Aquila. In particolare, la Figura 85(a) mostra i contributi normalizzati delle singole fasi del ciclo di vita, mentre la Figura 85(b) ne rappresenta la relativa incidenza percentuale sul bilancio complessivo.

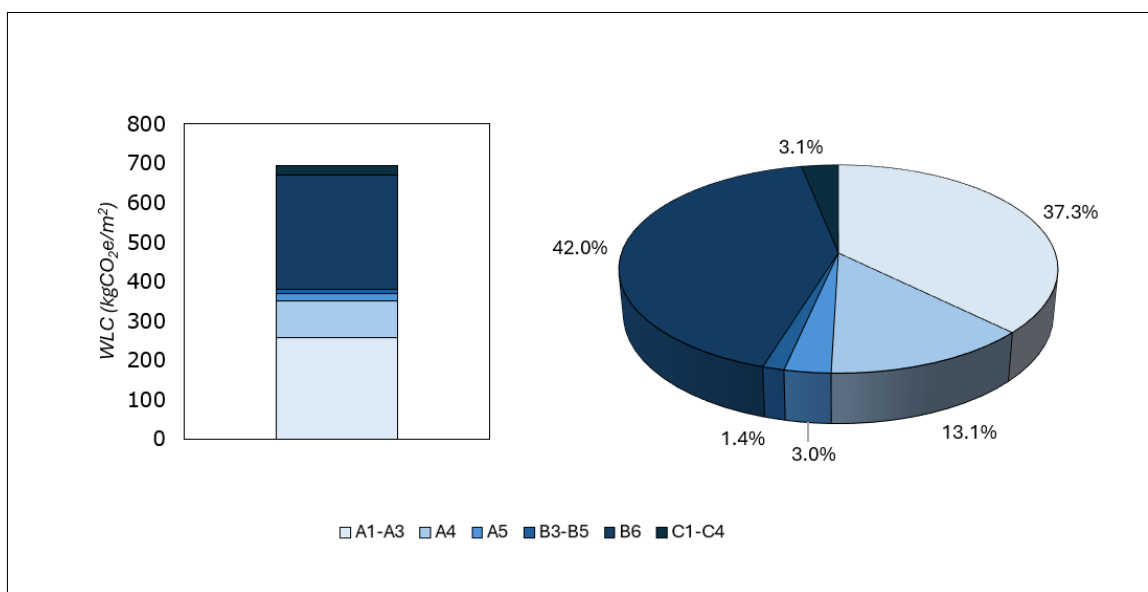


Figura 85 - Composizione del Whole Life Carbon dell'edificio comprensivo del contributo B3-B5: (a) contributi normalizzati delle diverse fasi del ciclo di vita; (b) relativa incidenza percentuale sul WLC complessivo

Dall'analisi della Figura 85(b) emerge come il *Whole Life Carbon* dell'edificio sia principalmente determinato dai contributi associati alla produzione dei materiali e alla fase operativa. Il modulo A1–A3 rappresenta infatti il 37,3% del WLC complessivo, mentre il modulo B6 raggiunge il 42,0%, risultando la componente individualmente più rilevante. Considerate congiuntamente, le due fasi sono responsabili del 79,3% delle emissioni complessive. La produzione iniziale dei materiali e i consumi energetici durante la vita utile dell'edificio continuano pertanto a rappresentare le componenti predominanti del bilancio ambientale.

Il trasporto dei materiali (A4) contribuisce per il 13,1% del WLC, mentre incidenze più contenute sono associate alla fase di costruzione (A5) e alle operazioni di fine vita (C1–C4), rispettivamente pari al 3,0% e al 3,1%. Il contributo associato agli interventi conseguenti al danneggiamento sismico (B3–B5) rappresenta invece circa l'1,4% del WLC complessivo, risultando la componente meno incidente tra quelle considerate.

In termini assoluti normalizzati, il contributo dei moduli B3–B5 assunto nel WLC è pari a 9,61 kgCO₂e/m² e corrisponde al Building Expected Loss (BEL) determinato nel Paragrafo 5.6.2. Tale valore deriva da un PAM pari a 0,192 kg CO₂e/(m²·anno), riferito alla vita utile dell'edificio di 50 anni, e rappresenta pertanto il valore atteso cumulato

delle conseguenze ambientali associate al danneggiamento sismico nell'orizzonte temporale considerato.

La scomposizione del BEL tra i due sottosistemi, approfondita nel Paragrafo 5.6.2.1 , mostra inoltre che 5,62 kg CO₂e/m² sono riconducibili alle tamponature e 3,98 kg CO₂e/m² agli elementi strutturali in calcestruzzo armato, corrispondenti rispettivamente al 58,53% e al 41,47% del contributo B3–B5. La maggiore incidenza complessiva delle tamponature è riconducibile alla loro attivazione già per livelli di intensità inferiori e quindi associati a eventi più frequenti. Gli elementi strutturali, pur determinando conseguenze ambientali maggiori negli scenari più severi, assumono invece un peso inferiore nel BEL a causa della loro attivazione prevalentemente a livelli di intensità più elevati e caratterizzati da minori probabilità annue di superamento.

La lettura congiunta dei due pannelli della Figura 85 consente quindi di evidenziare come l'introduzione delle conseguenze associate al danneggiamento sismico determini un incremento relativamente contenuto del bilancio ambientale complessivo. L'incidenza dell'1,4% non implica tuttavia che le conseguenze ambientali associate a un singolo evento sismico siano necessariamente modeste. Come evidenziato nei paragrafi precedenti, gli scenari di maggiore intensità possono determinare emissioni post-sisma considerevoli; il loro contributo al WLC risulta però ridotto dalla minore probabilità annua con cui tali eventi sono attesi.

L'inclusione del rischio sismico nella valutazione del ciclo di vita fornisce pertanto un contributo aggiuntivo rispetto a una LCA limitata alle condizioni ordinarie. Nel caso studio di L'Aquila, tale contributo risulta quantitativamente inferiore rispetto alle principali componenti del WLC e anche rispetto alle fasi A4, A5 e C1–C4, ma consente di rappresentare esplicitamente le conseguenze ambientali attese degli interventi post-sisma all'interno del medesimo orizzonte temporale adottato per la valutazione complessiva.

Il contributo B3–B5 deve tuttavia essere interpretato alla luce delle ipotesi adottate nella valutazione delle conseguenze sismiche. Come discusso nel Paragrafo 4.3, per le analisi interrotte per mancata convergenza è stato assunto, in via cautelativa, il massimo stato di danneggiamento previsto dalla metodologia per gli elementi strutturali e per le tamponature, con conseguente attribuzione degli interventi più estesi contemplati per le

single componenti. L'influenza di tale assunzione risulta maggiore nelle strisce di intensità più elevate, nelle quali aumenta l'incidenza delle analisi non portate a completamento.

Al tempo stesso, la metodologia adottata non introduce una specifica soglia di collasso globale dell'edificio alla quale associare la demolizione e la successiva ricostruzione. Il contributo B3–B5 ottenuto deve pertanto essere interpretato nell'ambito dei criteri di danno considerati, che descrivono gli interventi conseguenti al danneggiamento delle singole componenti ma non includono esplicitamente le conseguenze ambientali associate a un eventuale scenario di perdita globale dell'edificio. Tale aspetto può assumere particolare rilevanza per gli eventi di maggiore intensità e costituisce pertanto un possibile sviluppo della metodologia adottata.

5.6.4 Confrontabilità con i dati di letteratura

Al fine di contestualizzare i risultati ottenuti, è stata inizialmente valutata la possibilità di un confronto con valori di *embodied carbon* disponibili in letteratura per edifici residenziali italiani ed europei. L'analisi delle metodologie adottate nei diversi studi ha tuttavia evidenziato differenze significative nei periodi di riferimento, nei confini di sistema, nelle fasi del ciclo di vita considerate, nelle superfici di normalizzazione e nei criteri di inventario. Tali differenze non consentono di garantire una piena omogeneità tra i valori disponibili e quello ottenuto per il caso studio.

Un aspetto particolarmente rilevante riguarda il Reference Study Period. Rasmussen et al. (2019), ad esempio, adottano per il benchmark italiano un periodo di riferimento di 100 anni e mostrano come la modifica di tale parametro determini variazioni non trascurabili del GWP, anche a causa delle sostituzioni dei componenti previste durante il ciclo di vita. Gli stessi autori evidenziano pertanto come la dipendenza dal periodo di riferimento non possa essere ricondotta a una semplice proporzionalità lineare.

Anche gli altri riferimenti analizzati presentano condizioni metodologiche differenti. Huovila et al. (2021) adottano un periodo di valutazione di 60 anni e considerano i moduli A1–A4, B4–B5 e C1–C4, mentre il quadro metodologico analizzato da Toth et al. (BPIE 2024) assume un periodo di riferimento di 50 anni ma presenta proprie specificità in termini di confini di sistema, superficie di riferimento e modalità di quantificazione del *Whole Life Carbon*.

Nel presente studio, inoltre, il contributo dei moduli B3–B5 è stato determinato mediante una procedura probabilistica specificamente finalizzata alla quantificazione delle conseguenze ambientali associate al danneggiamento sismico. Le conseguenze ottenute dalle analisi *multi-stripe* sono state combinate con le corrispondenti probabilità annue di superamento per determinare la Perdita Annua Media (PAM); quest'ultima è stata quindi riferita alla vita utile dell'edificio, assunta pari a 50 anni, ottenendo il Building Expected Loss (BEL) utilizzato nel calcolo del WLC. Tale impostazione differisce dai benchmark nei quali le fasi di riparazione e sostituzione sono valutate sulla base di scenari convenzionali definiti per il ciclo di vita dell'edificio.

Per tali ragioni, si è scelto di non effettuare un confronto quantitativo diretto tra i risultati ottenuti per il caso studio e singoli benchmark di letteratura. I dati disponibili sono stati pertanto utilizzati principalmente come riferimento metodologico, evidenziando la sensibilità dei risultati alle ipotesi e ai confini adottati e evitando di attribuire alle differenze numeriche un significato prestazionale diretto.

CONCLUSIONI

Il presente lavoro di tesi ha sviluppato e applicato una metodologia integrata per valutare l'influenza del danneggiamento sismico sulla prestazione ambientale lungo il ciclo di vita di un edificio in calcestruzzo armato con tamponature in calcestruzzo aerato autoclavato (AAC). L'obiettivo è stato quello di superare una valutazione ambientale limitata alle condizioni ordinarie del ciclo di vita, introducendo nel bilancio anche le conseguenze associate agli interventi di riparazione, sostituzione e ricostruzione resi necessari dal danneggiamento prodotto dagli eventi sismici.

Il principale contributo metodologico del lavoro consiste nella definizione di una relazione esplicita tra intensità dell'azione sismica, risposta dell'edificio, stato di danno, strategia di intervento e conseguenza ambientale. In tale impostazione, il danneggiamento costituisce l'elemento di collegamento tra prestazione sismica e prestazione ambientale: la risposta meccanica delle componenti viene tradotta in interventi di ripristino, questi ultimi nelle corrispondenti quantità di materiali e, infine, negli impatti ambientali associati. La successiva integrazione probabilistica consente di ricondurre le conseguenze dei diversi scenari sismici a un valore atteso coerente con l'orizzonte temporale della valutazione del ciclo di vita.

L'applicazione della metodologia al caso studio ha richiesto la caratterizzazione distinta del comportamento degli elementi strutturali in calcestruzzo armato e delle tamponature in AAC. La risposta dell'edificio è stata valutata mediante analisi dinamiche non lineari secondo un approccio *multi-stripe*, considerando dieci livelli di intensità e venti accelerogrammi per ciascun livello, per un totale di 200 analisi. Per ciascuna componente, il danneggiamento è stato classificato mediante parametri di domanda e criteri coerenti con le rispettive modalità di risposta e successivamente associato alle strategie di intervento considerate nella valutazione ambientale.

I risultati delle analisi evidenziano una differente evoluzione del danneggiamento tra tamponature ed elementi strutturali. Le tamponature risultano coinvolte già per livelli di intensità relativamente contenuti e con maggiore frequenza, mentre il contributo degli elementi strutturali emerge prevalentemente al crescere dell'intensità sismica. Ne deriva una distinzione rilevante tra frequenza di attivazione degli interventi e severità delle

CONCLUSIONI

relative conseguenze ambientali: le tamponature contribuiscono più frequentemente alle emissioni post-sisma, mentre il danneggiamento degli elementi strutturali, quando significativo, può richiedere interventi caratterizzati da un maggiore impiego di materiali e da conseguenze ambientali più elevate.

L'analisi ha inoltre evidenziato una marcata variabilità delle conseguenze ambientali tra accelerogrammi appartenenti allo stesso livello di intensità. Tale dispersione riflette sia la variabilità della risposta dinamica dell'edificio sia la natura discreta della relazione adottata tra stato di danno e strategia di intervento. Il superamento di una soglia di danno può infatti determinare il passaggio a una diversa modalità di ripristino, producendo variazioni significative delle quantità di materiale e delle emissioni associate. La sola intensità sismica non è pertanto sufficiente a descrivere univocamente la conseguenza ambientale di un evento, che dipende dalla risposta effettivamente sviluppata dalle diverse componenti dell'edificio.

L'integrazione delle conseguenze ambientali con la pericolosità sismica ha condotto a una Perdita Annuale Media (PAM) pari a $0,192 \text{ kgCO}_2\text{e}/(\text{m}^2 \cdot \text{anno})$. Assumendo una vita utile dell'edificio di 50 anni, è stato quindi ottenuto un Building Expected Loss (BEL) pari a $9,61 \text{ kgCO}_2\text{e}/\text{m}^2$, assunto come contributo dei moduli B3–B5 associato agli interventi post-sisma. Il BEL non rappresenta la conseguenza ambientale di un singolo terremoto, ma l'impatto atteso cumulato nell'orizzonte temporale considerato, ottenuto ponderando le conseguenze dei differenti livelli di intensità mediante le rispettive probabilità annue di superamento.

La scomposizione del BEL evidenzia, in particolare, il ruolo delle tamponature in AAC. Nel caso studio, $5,62 \text{ kgCO}_2\text{e}/\text{m}^2$, pari al 58,53% del BEL, sono riconducibili alle tamponature, mentre $3,98 \text{ kgCO}_2\text{e}/\text{m}^2$, corrispondenti al 41,47%, derivano dagli elementi strutturali in calcestruzzo armato. La maggiore incidenza delle tamponature sul valore atteso è principalmente riconducibile al loro coinvolgimento anche in corrispondenza degli eventi meno intensi e più frequenti. Il risultato mostra pertanto come componenti non appartenenti al sistema resistente principale possano assumere un ruolo significativo nella valutazione delle conseguenze ambientali attese associate al rischio sismico.

L'integrazione del BEL nel *Whole Life Carbon* consente infine di valutare il peso delle conseguenze sismiche rispetto al bilancio ambientale complessivo dell'edificio. Per il

CONCLUSIONI

caso studio analizzato, i moduli B3–B5 rappresentano circa l'1,4% del WLC, che rimane prevalentemente determinato dalla produzione dei materiali e dai consumi energetici della fase operativa. Tale incidenza, pur quantitativamente contenuta, non implica che le conseguenze ambientali associate al singolo evento sismico severo siano necessariamente modeste. Gli scenari di maggiore intensità possono infatti determinare interventi post-sisma caratterizzati da emissioni significative, ma il loro peso sul valore atteso lungo il ciclo di vita viene ridimensionato dalla minore frequenza di accadimento.

Il valore dell'1,4% deve quindi essere interpretato nel contesto specifico del caso studio e, soprattutto, non rappresenta di per sé una misura generale dell'importanza ambientale del rischio sismico. L'interesse dell'approccio risiede piuttosto nella possibilità di rendere esplicita e quantificabile una componente del ciclo di vita normalmente non rappresentata nelle valutazioni ambientali convenzionali, mettendola in relazione con la vulnerabilità dell'edificio e con le conseguenze materiali del danneggiamento.

Da questa prospettiva emerge una relazione diretta tra resilienza sismica e prestazione ambientale. Limitare il danneggiamento non comporta infatti benefici esclusivamente in termini di sicurezza, funzionalità e riduzione delle perdite economiche, ma può ridurre anche la necessità di riparazioni, sostituzioni e ricostruzioni e, conseguentemente, il consumo aggiuntivo di materiali e le emissioni associate. La riduzione del danno può pertanto essere interpretata anche come una strategia di contenimento degli impatti ambientali generati durante la vita utile dell'edificio.

I risultati quantitativi ottenuti devono tuttavia essere letti alla luce delle ipotesi e delle semplificazioni adottate. In primo luogo, la metodologia è stata applicata a un singolo edificio e a una specifica condizione di pericolosità sismica. L'entità delle conseguenze ambientali post-sisma dipende dalla configurazione strutturale, dalle proprietà dei materiali, dalle caratteristiche delle tamponature, dalla vulnerabilità delle diverse componenti, dalla pericolosità del sito e dalle strategie di intervento considerate. L'incidenza del contributo B3–B5 sul WLC non può quindi essere generalizzata al patrimonio edilizio in calcestruzzo armato, ma deve essere considerata un risultato specifico del sistema e delle condizioni analizzate.

Un'ulteriore fonte di incertezza riguarda la rappresentazione del danneggiamento mediante stati discreti associati a strategie di intervento predefinite. Tale

CONCLUSIONI

schematizzazione è necessaria per costruire una relazione operativa tra risposta sismica e conseguenza ambientale, ma semplifica il processo decisionale successivo a un evento reale. La scelta tra riparazione, rinforzo, sostituzione o ricostruzione può infatti dipendere, oltre che dalla severità del danno, dalla sua distribuzione, dalle condizioni residue del componente, dall'accessibilità, dalle modalità esecutive e da valutazioni di natura tecnica ed economica.

Con particolare riferimento alle tamponature in AAC, le conseguenze ottenute dipendono inoltre dalla rappresentazione numerica adottata, dalle soglie utilizzate per la classificazione del danno e dalla corrispondenza definita tra stato di danno e intervento. Tali assunzioni sono state formulate sulla base delle indicazioni disponibili in letteratura e adattate alle finalità del presente lavoro, ma non derivano da una calibrazione sperimentale specifica sul sistema analizzato. Il contributo ambientale attribuito alle tamponature deve pertanto essere interpretato in relazione a tali ipotesi e non come un valore direttamente generalizzabile ad altre configurazioni in AAC.

Un ulteriore elemento di cautela riguarda il trattamento delle analisi interrotte per mancata convergenza. Nel presente lavoro è stato adottato un criterio conservativo, attribuendo alle componenti i rispettivi stati di danno massimi. Tale scelta consente di evitare una sottostima delle conseguenze negli scenari per i quali l'analisi non può essere completata, ma tende ad aumentare le quantità di riparazione e le relative emissioni alle intensità maggiori. L'assunzione deve quindi essere interpretata come un criterio cautelativo per la quantificazione delle conseguenze e non come l'identificazione automatica di una condizione di collasso globale dell'edificio.

Anche la componente LCA introduce ulteriori fonti di incertezza, legate alla rappresentatività geografica e temporale dei dati ambientali, alla quantificazione dei materiali, alle distanze di trasporto, alle modalità di esecuzione degli interventi e agli scenari di fine vita. Inoltre, l'analisi è stata sviluppata assumendo il *Global Warming Potential* come indicatore ambientale di riferimento. I risultati descrivono pertanto la componente climatica della prestazione ambientale, senza rappresentare in modo esaustivo altri possibili impatti associati al consumo di risorse e agli interventi post-sisma.

Le limitazioni individuate definiscono al tempo stesso le principali prospettive di sviluppo della metodologia. Una prima estensione riguarda l'applicazione a un campione

CONCLUSIONI

più ampio di edifici, caratterizzati da differenti geometrie, sistemi strutturali, livelli di progettazione sismica, condizioni di pericolosità e tipologie di tamponatura. Un'analisi parametrica di questo tipo permetterebbe di verificare la generalizzabilità delle tendenze osservate e di individuare le caratteristiche che maggiormente influenzano il rapporto tra vulnerabilità sismica e conseguenze ambientali.

Particolarmente significativo sarebbe il confronto tra soluzioni progettuali caratterizzate da differenti livelli di resilienza. Un incremento delle prestazioni sismiche può richiedere un maggiore impiego iniziale di materiali e determinare quindi un aumento del carbonio incorporato nelle fasi di produzione e costruzione; tale incremento potrebbe tuttavia essere compensato, almeno in parte, dalla riduzione del danneggiamento e degli interventi necessari durante la vita utile. L'approccio sviluppato potrebbe quindi essere impiegato per valutare quantitativamente il compromesso tra impatto ambientale iniziale e conseguenze ambientali future, supportando il confronto tra differenti strategie di progettazione e retrofit.

Un secondo sviluppo riguarda la caratterizzazione e la propagazione delle incertezze. Oltre alla variabilità associata alla selezione degli accelerogrammi, esplicitamente considerata nel presente lavoro, potrebbero essere introdotte le incertezze relative alle proprietà meccaniche dei materiali, ai parametri dei modelli numerici, alle soglie di danno, alle strategie di intervento e ai fattori di emissione. L'impiego di analisi di sensibilità consentirebbe inoltre di individuare i parametri maggiormente influenti sul risultato finale e di indirizzare verso di essi eventuali attività sperimentali o approfondimenti modellistici.

Un ulteriore sviluppo riguarda l'introduzione di un criterio esplicito di collasso globale dell'edificio. La metodologia adottata quantifica infatti le conseguenze ambientali a partire dal danneggiamento delle singole componenti, senza definire una soglia globale oltre la quale l'edificio debba essere considerato non più riparabile. L'introduzione di tale criterio consentirebbe, per gli scenari più severi, di distinguere le condizioni ancora riconducibili alla riparazione delle singole componenti da quelle nelle quali sia necessario considerare la demolizione dell'edificio e la successiva ricostruzione, includendo nel bilancio ambientale le conseguenze associate alla perdita della costruzione esistente e alla sua sostituzione.

CONCLUSIONI

Per le tamponature in AAC, ulteriori sviluppi potrebbero riguardare una calibrazione delle soglie di danno e delle strategie di ripristino basata su dati sperimentali specifici, nonché il confronto tra differenti materiali, tecnologie costruttive e modalità di connessione. Ciò permetterebbe di valutare congiuntamente carbonio incorporato iniziale, vulnerabilità sismica, riparabilità e conseguenze ambientali post-sisma, verificando se soluzioni vantaggiose nella fase di produzione mantengano tale beneficio anche quando vengono considerate le prestazioni durante l'intera vita utile.

Infine, l'integrazione delle conseguenze ambientali con ulteriori indicatori, quali costi di riparazione, tempi di ripristino e perdita di funzionalità, consentirebbe di estendere il framework verso una valutazione multi-criterio della resilienza. Sicurezza, impatto ambientale, costo e continuità d'uso potrebbero così essere considerati all'interno di un quadro comune, fornendo una base più completa per il confronto tra strategie progettuali alternative.

Nel complesso, il lavoro mostra come il danneggiamento sismico possa essere incorporato quantitativamente nella valutazione ambientale lungo il ciclo di vita attraverso una catena metodologica che collega azione sismica, risposta strutturale e non strutturale, danno, interventi di ripristino e impatti ambientali. Nel caso studio analizzato, tale componente determina un BEL pari a 9,61 kgCO₂e/m² e un'incidenza di circa l'1,4% sul *Whole Life Carbon* complessivo. Più che il valore percentuale in sé, necessariamente dipendente dalle caratteristiche del caso analizzato, il risultato rilevante consiste nella possibilità di rappresentare esplicitamente nel bilancio ambientale le conseguenze attese del rischio sismico.

In questa prospettiva, progettazione sismica e valutazione ambientale non costituiscono ambiti indipendenti. Le scelte che influenzano la vulnerabilità, il danneggiamento e la riparabilità dell'edificio possono modificare anche il consumo di risorse e le emissioni generate nel corso della sua vita utile. Integrare tali aspetti permette quindi di ampliare il concetto di prestazione dell'edificio, affiancando agli obiettivi di sicurezza e funzionalità anche la capacità di limitare le conseguenze ambientali associate al danneggiamento e al successivo ripristino. In questo senso, la resilienza sismica può essere interpretata non soltanto come requisito prestazionale nei confronti degli eventi estremi, ma anche come una componente della sostenibilità dell'ambiente costruito.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Asteris, P. G., Cavaleri, L., Di Trapani, F., & Tsaris, A. K. (2017). Numerical modelling of out-of-plane response of infilled frames: State of the art and future challenges for the equivalent strut macromodels. *Engineering Structures*, 132, 110–122. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.10.012>
- Belleri, A., & Marini, A. (2016). Does seismic risk affect the environmental impact of existing buildings? *Energy and Buildings*, 110, 149–158. <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2015.10.048>
- Bertoldi, S. H., Decanini, L. D., & Gavarini, C. (1993). Telai tamponati soggetti ad azione sismica, un modello semplificato: confronto sperimentale e numerico. Atti del 6° *Convegno Nazionale ANIDIS*, 2, 815–824. Perugia, Italy.
- Binici, B., Canbay, E., Aldemir, A., Demirel, I. O., Uzgan, U., Eryurtlu, Z., Bulbul, K., & Yakut, A. (2019). Seismic behavior and improvement of autoclaved aerated concrete infill walls. *Engineering Structures*, 193, 68–81. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.05.032>
- Bracchi, S., Mazzei, I., Penna, A., Pomponi, F., Rota, M., Salvatori, C. (2026). Analisi di strutture in muratura di calcestruzzo cellulare (AAC) per valutazione della carbon footprint considerando anche l'effetto dell'esposizione all'azione sismica. Rapporto di ricerca, Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura, Università di Pavia.
- Brodsky, A. (2021). A micro–macro modelling methodology for the analysis of infilled frames. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 19(5), 2161–2184. <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01045-9>
- Building Transparency. (s.d.). EC3 – Embodied Carbon in Construction Calculator. Building Transparency. <https://buildingtransparency.org/ec3>
- Cabeza, L. F., Rincón, L., Vilariño, V., Pérez, G., & Castell, A. (2014). Life cycle assessment (LCA) and life cycle energy analysis (LCEA) of buildings and the building sector: A review. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 29, 394–416. <https://doi.org/10.1016/j.rser.2013.08.037>

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Chamasemani, N. F., Kelishadi, M., Mostafaei, H., Najvani, M. A. D., & Mashayekhi, M. (2023). Environmental Impacts of Reinforced Concrete Buildings: Comparing Common and Sustainable Materials: A Case Study. *Construction Materials*, 4(1), 1–15. <https://doi.org/10.3390/constrmater4010001>
- Charney, F. A. (2008). Unintended Consequences of Modeling Damping in Structures. *Journal of Structural Engineering*, 134(4), 581–592. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2008\)134:4\(581\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:4(581))
- Chastas, P., Theodosiou, T., & Bikas, D. (2016). Embodied energy in residential buildings-towards the nearly zero energy building: A literature review. *Building and Environment*, 105, 267–282. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2016.05.040>
- Crisafulli, F. J. (1997). Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills. Doctoral dissertation, University of Canterbury.
- Crisafulli, F. J., & Carr, A. J. (2007). Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 40(2). <https://doi.org/10.5459/bnzsee.40.2.69-77>
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. (2019). Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. – Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- De Risi, M., Del Gaudio, C., & Verderame, G. (2019). Evaluation of Repair Costs for Masonry Infills in RC Buildings from Observed Damage Data: The Case-Study of the 2009 L’Aquila Earthquake. *Buildings*, 9(5), 122. <https://doi.org/10.3390/buildings9050122>
- European Committee for Standardization (CEN). (2004). EN 1992-1-1:2004 – Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, Belgium: CEN.
- European Committee for Standardization (CEN). (2005). EN 1996-1-1:2005 – Eurocode 6: Design of masonry structures – Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. Brussels, Belgium: CEN.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- European Committee for Standardization. (2011). EN 15978:2011. Sustainability of construction works – Assessment of environmental performance of buildings – Calculation method. CEN.
- European Committee for Standardization. (2021). EN 15804:2012+A2:2019/AC:2021. Sustainability of construction works – Environmental product declarations – Core rules for the product category of construction products. CEN.
- Fardis, M. N. (2018). Capacity design: Early history. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 47(14), 2887–2896. <https://doi.org/10.1002/eqe.3110>
- Furtado, A., Rodrigues, H., Arêde, A., & Varum, H. (2021). A Review of the Performance of Infilled RC Structures in Recent Earthquakes. *Applied Sciences*, 11(13), 5889. <https://doi.org/10.3390/app11135889>
- Hájek, P., Fiala, C., & Kynčlová, M. (2011). Life cycle assessments of concrete structures – a step towards environmental savings. *Structural Concrete*, 12(1), 13–22. <https://doi.org/10.1002/suco.201000026>
- Hall, J. F. (2006). Problems encountered from the use (or misuse) of Rayleigh damping. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 35(5), 525–545. <https://doi.org/10.1002/eqe.541>
- Holmes, M. (1961). Steel frames with brickwork and concrete infilling. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 19, 473–478.
- Huovila, P., Kuittinen, M., Ristimäki, S., & Pasanen, P. (2021). Embodied Carbon Benchmarks for European Buildings. Bionova Ltd <https://143253260.fs1.hubspotusercontent-eu1.net/hubfs/143253260/Ebooks/Embodied-Carbon-Benchmarks-for-European-Buildings-10-June-2021-FINAL.pdf>
- Iervolino, I. (2016). Soil-Invariant Seismic Hazard and Disaggregation. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 106(4), 1900–1907. <https://doi.org/10.1785/0120160072>

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Iervolino, I., Spillatura, A., & Bazzurro, P. (2018). Seismic Reliability of Code-Conforming Italian Buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 22(sup2), 5–27. <https://doi.org/10.1080/13632469.2018.1540372>
- International Organization for Standardization. (2006). ISO 14040:2006. Environmental management – Life cycle assessment – Principles and framework. ISO.
- International Organization for Standardization. (2006). ISO 14044:2006. Environmental management – Life cycle assessment – Requirements and guidelines. ISO.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804–1826. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804))
- Menegotto, M., & Pinto, P. E. (1973). Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending. <https://doi.org/10.5169/seals-13741>
- METEOTEST. (2012). Meteonorm: Global Meteorological Database for Solar Energy and Applied Climatology, Version 7. Bern, Switzerland: METEOTEST. <https://meteonorm.com/>
- MIDAS Information Technology Co., Ltd. (2024). Midas Gen: Integrated Structural Design and Analysis Software. MIDAS IT.
- Milanesi, R. R., Morandi, P., Penna, A., & Magenes, G. (2018). Seismic performance of AAC masonry infill: From traditional systems to innovative solutions. *Ce/Papers*, 2(4), 311–317. <https://doi.org/10.1002/cepa.889>
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. (2018). Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni». *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, n. 42 del 20 febbraio 2018, Supplemento Ordinario n. 8.
- Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. Wiley. <https://doi.org/10.1002/9780470172841>

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Penna, A., Calvi, G. M., & Costa, A. A. (2007). Prestazioni sismiche del calcestruzzo cellulare. *Convegno Nazionale ANIDIS – L'Ingegneria Sismica in Italia*, Pisa, Italy, 10–14 July 2007 <https://hdl.handle.net/11571/33464>
- Penna, A., Mandirola, M., Rota, M., & Magenes, G. (2015). Experimental assessment of the in-plane lateral capacity of autoclaved aerated concrete (AAC) masonry walls with flat-truss bed-joint reinforcement. *Construction and Building Materials*, 82, 155–166. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.02.057>
- Penna, A., Magenes, G., Rosti, A., Mandirola, M., & Rota, M. (2016). Seismic assessment of innovative AAC masonry solutions. *Proceedings of the 16th International Brick and Block Masonry Conference*, Padova, Italy, 26–30 June 2016. <https://doi.org/10.1201/b21889-36>
- Pomponi, F., & Moncaster, A. (2016). Embodied carbon mitigation and reduction in the built environment – What does the evidence say? *Journal of Environmental Management*, 181, 687–700. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2016.08.036>
- Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J. (2007). Displacement-Based Seismic Design of Structures. *IUSS Press*, Pavia, Italy. ISBN 978-88-6198-000-6.
- Rasmussen, F. N., Ganassali, S., Zimmermann, R. K., Lavagna, M., Campioli, A., & Birgisdóttir, H. (2019). LCA benchmarks for residential buildings in Northern Italy and Denmark – learnings from comparing two different contexts. *Building Research & Information*, 47(7), 833–849. <https://doi.org/10.1080/09613218.2019.1613883>
- Rossi, A., Morandi, P., & Magenes, G. (2021). A novel approach for the evaluation of the economical losses due to seismic actions on RC buildings with masonry infills. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 145, 106722. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.106722>
- Schwarz, S., Hanaor, A., & Yankelevsky, D. Z. (2015). Experimental Response of Reinforced Concrete Frames With AAC Masonry Infill Walls to In-plane Cyclic Loading. *Structures*, 3, 306–319. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2015.06.005>
- Seismosoft. (2026). SeismoStruct 2026 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures, available from <https://seismosoft.com/>

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Smyrou, E. (2006). Implementation and verification of a masonry panel model for nonlinear dynamic analysis of infilled RC frames. M.Sc. Dissertation, European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School), Pavia, Italy (downloadable from www.roseschool.it)
- Smyrou, E., Blandon, C., Antoniou, S., Pinho, R., & Crisafulli, F. (2011). Implementation and verification of a masonry panel model for nonlinear dynamic analysis of infilled RC frames. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9(5), 1519–1534. <https://doi.org/10.1007/s10518-011-9262-6>
- Stafford-Smith, B. (1966). Behaviour of square infilled frames. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of the Structural Division, 92(ST1), 381–403. <https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0001387>
- Toth, Z., Broer, R., Graaf, L., & Röck, M. (2024). How to Establish Whole Life Carbon Benchmarks. BPIE – Buildings Performance Institute Europe, Brussels. Copyright 2024, BPIE. <https://doi.org/10.5281/zenodo.21105103>
- UK Department for Energy Security and Net Zero. (2024). Greenhouse Gas Reporting: Conversion Factors 2024. <https://www.gov.uk/government/publications/greenhousegas-reporting-conversion-factors-2024>

EPD

ACARA Concepts. (2024). Reinforcing Mesh R131. Environmental Product Declaration.

Disponibile su: <https://www.acaraconcepts.com/wp-content/uploads/2024/03/EPD-Reinforcing-Mesh-R131-EN.pdf>

Building Transparency. (2026). Ready Mix Concrete 28d CT – Italy. EC3 – Embodied Carbon in Construction Calculator. EC3 – Building Transparency.

<https://buildingtransparency.org/ec3>

Building Transparency. (2026). Steel reinforcing bar. EC3 – Embodied Carbon in Construction Calculator. EC3 – Building Transparency.

<https://buildingtransparency.org/ec3>

Confindustria Ceramica. (2023). Italian Ceramic Tiles. Environmental Product Declaration, Registration No. MR-EPDITALY0064. EPDItaly. Disponibile su:

https://www.ceramica.info/cerinfo-content/uploads/2024/01/EPD_Italian-Ceramic-Tiles_2023.pdf

Industrie Cotto Possagno S.p.A. (2019). Tegola portoghese tipo UNICOPPO e TE.SI. Environmental Product Declaration, Registration No. EPDITALY0057. EPDItaly.

Disponibile su: <https://www.epditaly.it/en/wp-content/uploads/2016/12/Cotto-Possagno-Tegola-Portoghese-con-logo.pdf>

Saint-Gobain Italia S.p.A. (2023). webercalce into F. Environmental Product Declaration, EPD-IES-0008330:002 (S-P-08330). The International EPD System. Disponibile su:

<https://api.environdec.com/api/v1/EPDLibrary/Files/7379e237-dade-425c-ce27-08db351f0eff/Data>

Saint-Gobain Italia S.p.A. (2024). weberplan massetto. Environmental Product Declaration, EPD-IES-0005995. The International EPD System. Disponibile su:

<https://api.environdec.com/api/v1/EPDLibrary/Files/a7f0ea47-33f6-4cbd-9cb3-08ddad7246ec/Data>

Seico Compositi S.r.l. (2026). EPONASTRO GEL ECO. Environmental Product Declaration, EPD-IES-0026632:001. The International EPD System.

<https://environdec.com/library/epd26632>

Seico Compositi S.r.l. (2026). Reinforcement material for FRP composite systems. Environmental Product Declaration, EPD-IES-0026633:001. The International EPD System. <https://environdec.com/library/epd26633>

Wienerberger S.p.A. Unipersonale. (2020). Blocco in laterizio per muratura e solaio. Environmental Product Declaration, Declaration No. WB0119, Registration No. EPDITALY0107. EPDItaly. Disponibile su: https://www.epditaly.it/en/wp-content/uploads/2016/12/WIENERBERGER-EPDITALY-2020_FINALE1877-1.pdf

Xella Baustoffe GmbH. (2022). Calcestruzzo aerato autoclavato. Environmental Product Declaration, EPD-XEL-20220257-IBA2-DE. Institut Bauen und Umwelt e.V. (IBU). https://www.epditaly.it/en/wp-content/uploads/2016/12/EPD-ITALY_IBU_XellaItalia_AAC.pdf

Xella Baustoffe GmbH. (2025). Multipor Mineral Insulation Board. Environmental Product Declaration, EPD-XEL-20250256-IBA1-EN. Institut Bauen und Umwelt e.V. (IBU). <https://storefrontapi.commerce.xella.com/medias/EPD-XEL-20250256-IBA1-EN-Multipor-mineral-insulation-board.pdf?context=bWFzdGVyfHJvb3R8MTIzMDUxMnxhcHBsaWNhdGlvbi9wZGZ8YUdFMUwyZ3lNaTg1TWpRMU1EZzBOakUwTmpnMkwwVlFSQzFZU1V3dE1qQXlOVEF5TIRZdFNVSkJNUzFGVGw5TmRXeDBhWEJ2Y2lCdGFXNWxjbUZzSUdsdWMzVnNZWFJwYjI0Z1ltOWhjbVF1Y0dSbXw5YTMxMzBkYzI1ZjZiZDY1OGQ5MzJmYWVmNmU3YjEwMzM1NGM5MWQwOTRiYjZiZjA4MWI3OWFIYjdkYzQ1NDBh>

APPENDICE A

RISULTATI COMPLETI DELLA PROGETTAZIONE E DELLE VERIFICHE STRUTTURALI

La presente Appendice raccoglie e completa i risultati relativi alla progettazione e alla verifica degli elementi strutturali dell'edificio oggetto di studio, la cui metodologia di dimensionamento è stata illustrata nel CAPITOLO 2.

Al fine di mantenere la trattazione principale sufficientemente sintetica, nel CAPITOLO 2 le procedure di progettazione e verifica sono state sviluppate nel dettaglio con riferimento agli elementi o alle configurazioni ritenuti maggiormente rappresentativi. Le medesime procedure sono state tuttavia applicate all'insieme degli elementi che costituiscono il sistema strutturale dell'edificio.

L'Appendice fornisce pertanto un quadro organico dei risultati della progettazione, riportando, per le diverse tipologie di elemento, la relativa identificazione all'interno dell'edificio, le caratteristiche geometriche e le armature adottate, nonché una sintesi delle verifiche condotte agli stati limite considerati.

L'organizzazione dei contenuti riprende la sequenza adottata nel Paragrafo 2.8, distinguendo nell'ordine i solai, gli elementi a sbalzo, le travi, i pilastri e le pareti strutturali in calcestruzzo armato. Per ciascuna tipologia vengono dapprima richiamate la nomenclatura e la localizzazione degli elementi, quindi vengono riepilogati i risultati della progettazione e, infine, gli esiti delle relative verifiche.

La documentazione riportata consente inoltre di definire in maniera completa la configurazione strutturale risultante dal processo di progettazione, successivamente assunta come riferimento per la modellazione numerica e per le analisi sviluppate nei capitoli successivi.

APPENDICE A

A.1 Solai

A.1.1 Solaio interpiano e di sottotetto

A.1.1.1 Identificazione e caratteristiche geometriche

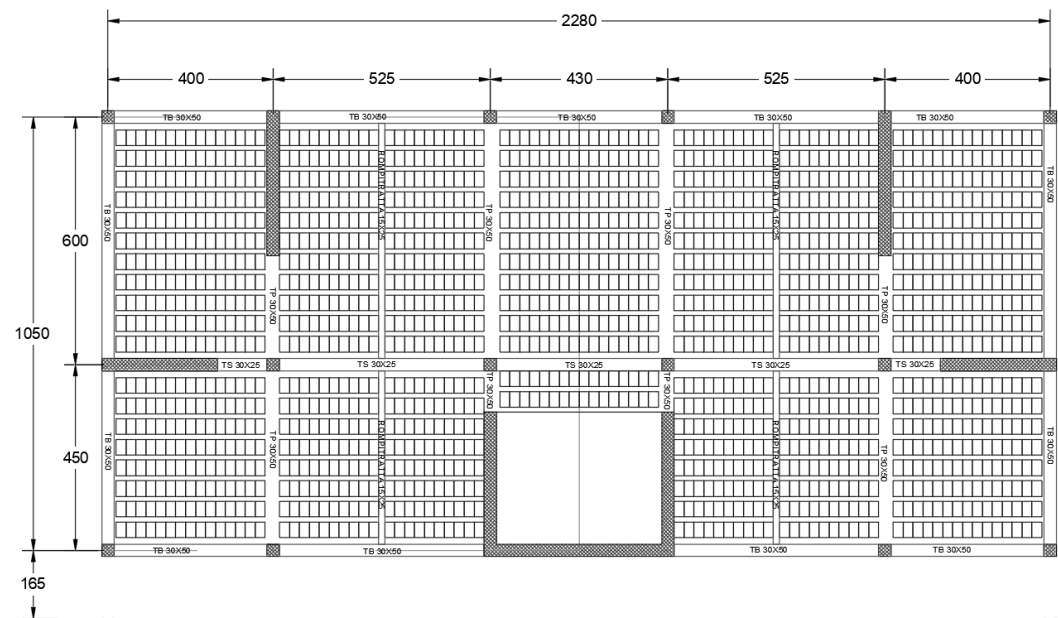


Figura 86 - Pianta di carpenteria solaio interpiano

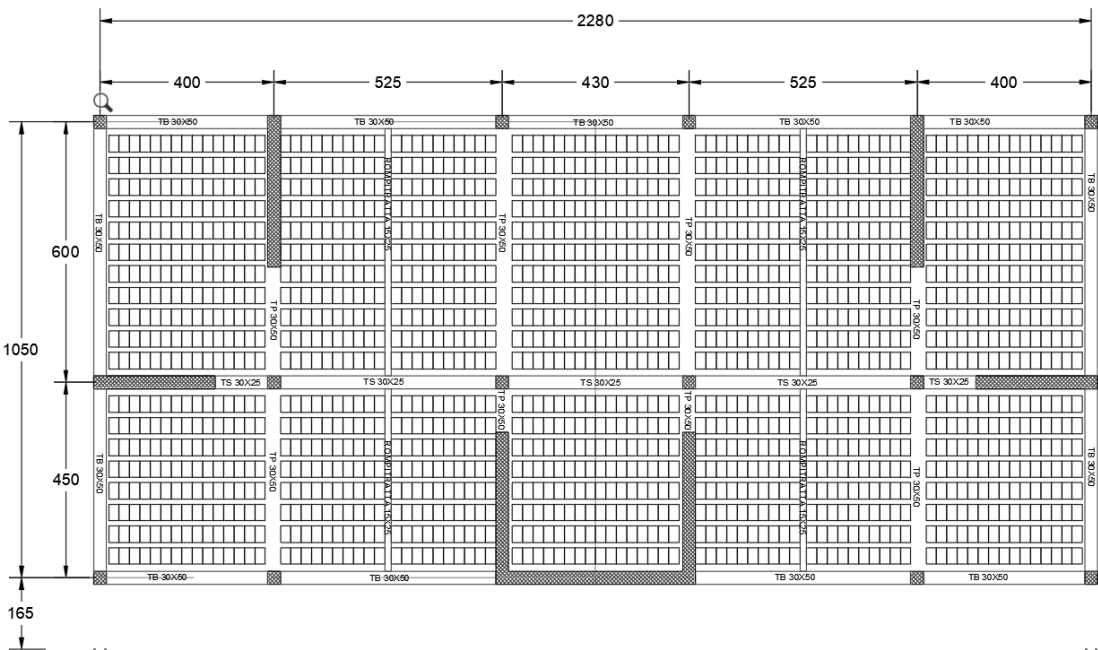


Figura 87 - Pianta di carpenteria solaio di sottotetto

APPENDICE A

A.1.1.2 Armature adottate

Tabella 45 - Armature longitudinali adottate per i travetti del solaio di interpiano e di sottotetto¹

<i>Zona</i>	<i>Armatura superiore</i>	<i>Armatura inferiore</i>
Appoggio A	2Ø12	1Ø12
Campata AB	1Ø12	1Ø12
Appoggio B	3Ø12	1Ø12
Campata BC	1Ø12	2Ø12
Appoggio C	3Ø12	1Ø12
Campata CD	1Ø12	2Ø12
Appoggio D	3Ø12	1Ø12
Campata DE	1Ø12	2Ø12
Appoggio E	3Ø12	1Ø12
Campata EF	1Ø12	1Ø12
Appoggio F	2Ø12	1Ø12

A.1.1.3 Verifiche SLU

Tabella 46 - Verifica a flessione allo SLU solaio interpiano e sottotetto

<i>Sezione</i>	<i>M_{Ed}[kNm]</i>	<i>Armatura tesa</i>	<i>A_s[mm²]</i>	<i>x/d</i>	<i>M_{Rd}[kNm]</i>	<i>M_{Ed}/M_{Rd}</i>	<i>Esito</i>
A-	21,63	2Ø12	226,08	0,270	33,94	0,637	OK
AB+	16,36	1Ø12	113,04	0,032	18,78	0,871	OK
B-	37,86	3Ø12	339,12	0,406	47,83	0,792	OK
BC+	27,95	2Ø12	226,08	0,065	37,07	0,754	OK
C-	37,27	3Ø12	339,12	0,406	47,83	0,779	OK
CD+	18,75	2Ø12	226,08	0,065	37,07	0,506	OK
D-	37,27	3Ø12	339,12	0,406	47,83	0,779	OK
DE+	27,95	2Ø12	226,08	0,065	37,07	0,754	OK

¹ **Nota:** le armature indicate sono riferite al singolo travetto; l'armatura inferiore pari a 1Ø12 è mantenuta continua

APPENDICE A

E-	37,86	3Ø12	339,12	0,406	47,83	0,792	OK
EF+	16,36	1Ø12	113,04	0,032	18,78	0,871	OK
F-	21,63	2Ø12	226,08	0,270	33,94	0,637	OK

Tabella 47 - Verifica a taglio allo SLU solaio interpiano e sottotetto²

<i>Zona</i>	<i>V_{Ed}[kN]</i>	<i>Sezione resistente</i>	<i>b_w[mm]</i>	<i>V_{Rd}[kN]</i>	<i>V_{Ed}/V_{Rd}</i>	<i>Esito</i>
A-AB	32,45	travetto	120	35,35	0,918	OK
B-AB	41,91	fascia semipiena	310	67,98	0,616	OK
B-BC	44,54	fascia semipiena	310	67,98	0,655	OK
C-BC	42,59	fascia semipiena	310	67,98	0,626	OK
C-CD	36,47	travetto	120	40,46	0,901	OK
D-CD	36,47	travetto	120	40,46	0,901	OK
D-DE	42,59	fascia semipiena	310	67,98	0,627	OK
E-DE	44,54	fascia semipiena	310	67,98	0,655	OK
E-EF	41,91	fascia semipiena	310	67,98	0,617	OK
F-EF	32,45	travetto	120	35,35	0,918	OK

² **Nota:** nelle sezioni in prossimità degli appoggi per le quali la resistenza del solo travetto risulta insufficiente, la verifica è stata condotta considerando la fascia semipiena prevista nel dettaglio costruttivo, caratterizzata da una maggiore larghezza resistente.

APPENDICE A

A.1.1.4 Verifiche SLE

Tabella 48 - Verifica delle tensioni di esercizio per la combinazione rara solaio interpiano e sottotetto

Sezione	$M_{Ek}[kNm]$	Armatura tesa	$A_s[mm^2]$	$x[mm]$	$\sigma_c[MPa]$	$\frac{\sigma_c}{\sigma_{c,lim}}$	$\sigma_s[MPa]$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_{s,lim}}$	Esito
A-	15,53	2Ø12 sup.	226,08	85,54	8,11	0,483	184,18	0,512	OK
A+	0,00	1Ø12 inf.	113,04	34,95	0,00	0,000	0,00	0,000	OK
AB-	0,00	1Ø12 sup.	113,04	65,09	0,00	0,000	0,00	0,000	OK
AB+	11,65	1Ø12 inf.	113,04	34,95	3,28	0,195	253,41	0,704	OK
B-	27,14	3Ø12 sup.	339,12	99,12	12,54	0,746	219,91	0,611	OK
B+	0,00	1Ø12 inf.	113,04	34,95	0,00	0,000	0,00	0,000	OK
BC-	0,00	1Ø12 sup.	113,04	65,09	0,00	0,000	0,00	0,000	OK
BC+	20,07	2Ø12 inf.	226,08	47,65	4,23	0,252	222,92	0,619	OK
C-	26,76	3Ø12 sup.	339,12	99,12	12,36	0,736	216,83	0,602	OK
C+	0,00	1Ø12 inf.	113,04	34,95	0,00	0,000	0,00	0,000	OK
CD-	0,00	1Ø12 sup.	113,04	65,09	0,00	0,000	0,00	0,000	OK
CD+	13,46	2Ø12 inf.	226,08	47,65	2,84	0,169	149,50	0,415	OK
D-	26,76	3Ø12 sup.	339,12	99,12	12,36	0,736	216,83	0,602	OK
D+	0,00	1Ø12 inf.	113,04	34,95	0,00	0,000	0,00	0,000	OK
DE-	0,00	1Ø12 sup.	113,04	65,09	0,00	0,000	0,00	0,000	OK
DE+	20,07	2Ø12 inf.	226,08	47,65	4,23	0,252	222,92	0,619	OK
E-	27,14	3Ø12 sup.	339,12	99,12	12,54	0,746	219,91	0,611	OK
E+	0,00	1Ø12 inf.	113,04	34,95	0,00	0,000	0,00	0,000	OK
EF-	0,00	1Ø12 sup.	113,04	65,09	0,00	0,000	0,00	0,000	OK
EF+	11,65	1Ø12 inf.	113,04	34,95	3,28	0,195	253,41	0,704	OK
F-	15,53	2Ø12 sup.	226,08	85,54	8,11	0,483	184,18	0,512	OK
F+	0,00	1Ø12 inf.	113,04	34,95	0,00	0,000	0,00	0,000	OK

APPENDICE A

Tabella 49 - Verifica delle tensioni di esercizio per la combinazione quasi permanente solaio interpiano e sottotetto

<i>Sezione</i>	<i>M_{EQP}[kNm]</i>	<i>Armatura tesa</i>	<i>A_s[mm²]</i>	<i>x[mm]</i>	<i>σ_c[MPa]</i>	<i>σ_c/σ_{c,lim}</i>	<i>Esito</i>
A-	13,67	2Ø12 sup.	226,08	85,54	7,14	0,567	OK
A+	0,00	1Ø12 inf.	113,04	34,95	0,00	0,000	OK
AB-	0,00	1Ø12 sup.	113,04	65,09	0,00	0,000	OK
AB+	10,25	1Ø12 inf.	113,04	34,95	2,88	0,229	OK
B-	23,56	3Ø12 sup.	339,12	99,12	10,89	0,864	OK
B+	0,00	1Ø12 inf.	113,04	34,95	0,00	0,000	OK
BC-	0,00	1Ø12 sup.	113,04	65,09	0,00	0,000	OK
BC+	17,66	2Ø12 inf.	226,08	47,65	3,72	0,295	OK
C-	19,70	3Ø12 sup.	339,12	99,12	9,10	0,722	OK
C+	0,00	1Ø12 inf.	113,04	34,95	0,00	0,000	OK
CD-	0,00	1Ø12 sup.	113,04	65,09	0,00	0,000	OK
CD+	11,85	2Ø12 inf.	226,08	47,65	2,50	0,198	OK
D-	23,54	3Ø12 sup.	339,12	99,12	10,88	0,863	OK
D+	0,00	1Ø12 inf.	113,04	34,95	0,00	0,000	OK
DE-	0,00	1Ø12 sup.	113,04	65,09	0,00	0,000	OK
DE+	17,66	2Ø12 inf.	226,08	47,65	3,72	0,295	OK
E-	23,56	3Ø12 sup.	339,12	99,12	10,89	0,864	OK
E+	0,00	1Ø12 inf.	113,04	34,95	0,00	0,000	OK
EF-	0,00	1Ø12 sup.	113,04	65,09	0,00	0,000	OK
EF+	10,25	1Ø12 inf.	113,04	34,95	2,88	0,229	OK
F-	13,67	2Ø12 sup.	226,08	85,54	7,14	0,567	OK
F+	0,00	1Ø12 inf.	113,04	34,95	0,00	0,000	OK

APPENDICE A

Tabella 50 - Verifica a fessurazione per la combinazione frequente solaio interpiano e sottotetto

Sezione	$M_{E,FRE}[kNm]$	Armatura tesa	$\sigma_s[MPa]$	$\phi[mm]$	$\phi_{lim}[mm]$	ϕ / ϕ_{lim}	$s[mm]$	$s_{lim}[mm]$	s / s_{lim}	Esito
A-	14,20	2Ø12 sup.	168,40	12	37,68	0,318	40	300,00	0,133	OK
A+	0,00	1Ø12 inf.	0,00	12	40,00	0,300	60	300,00	0,200	OK
AB-	0,00	1Ø12 sup.	0,00	12	40,00	0,300	60	300,00	0,200	OK
AB+	10,65	1Ø12 inf.	231,65	12	22,88	0,524	60	260,43	0,230	OK
B-	24,58	3Ø12 sup.	199,17	12	29,79	0,403	30	300,00	0,100	OK
B+	0,00	1Ø12 inf.	0,00	12	40,00	0,300	60	300,00	0,200	OK
BC-	0,00	1Ø12 sup.	0,00	12	40,00	0,300	60	300,00	0,200	OK
BC+	18,35	2Ø12 inf.	203,81	12	28,72	0,418	40	295,23	0,135	OK
C-	24,46	3Ø12 sup.	198,20	12	30,02	0,400	30	300,00	0,100	OK
C+	0,00	1Ø12 inf.	0,00	12	40,00	0,300	60	300,00	0,200	OK
CD-	0,00	1Ø12 sup.	0,00	12	40,00	0,300	60	300,00	0,200	OK
CD+	12,31	2Ø12 inf.	136,73	12	40,00	0,300	40	300,00	0,133	OK
D-	24,46	3Ø12 sup.	198,20	12	30,02	0,400	30	300,00	0,100	OK
D+	0,00	1Ø12 inf.	0,00	12	40,00	0,300	60	300,00	0,200	OK
DE-	0,00	1Ø12 sup.	0,00	12	40,00	0,300	60	300,00	0,200	OK
DE+	18,35	2Ø12 inf.	203,81	12	28,72	0,418	40	295,23	0,135	OK
E-	24,58	3Ø12 sup.	199,17	12	29,79	0,403	30	300,00	0,100	OK
E+	0,00	1Ø12 inf.	0,00	12	40,00	0,300	60	300,00	0,200	OK
EF-	0,00	1Ø12 sup.	0,00	12	40,00	0,300	60	300,00	0,200	OK
EF+	10,50	1Ø12 inf.	228,39	12	23,51	0,510	60	264,51	0,227	OK
F-	14,20	2Ø12 sup.	168,40	12	37,68	0,318	40	300,00	0,133	OK
F+	0,00	1Ø12 inf.	0,00	12	40,00	0,300	60	300,00	0,200	OK

APPENDICE A

Tabella 51 - Verifica a fessurazione per la combinazione quasi permanente solaio interpiano e sottotetto

Sezione	$M_{EQP}[kNm]$	Armatura tesa	$\sigma_s[MPa]$	$\phi[mm]$	$\phi_{lim}[mm]$	ϕ / ϕ_{lim}	$s[mm]$	$s_{lim}[mm]$	s / s_{lim}	Esito
A-	13,67	2Ø12 sup.	162,12	12	31,60	0,380	40	300,00	0,133	OK
A+	0,00	1Ø12 inf.	0,00	12	32,00	0,375	60	300,00	0,200	OK
AB-	0,00	1Ø12 sup.	0,00	12	32,00	0,375	60	300,00	0,200	OK
AB+	10,25	1Ø12 inf.	222,95	12	18,99	0,632	60	271,31	0,221	OK
B-	23,56	3Ø12 sup.	190,90	12	25,05	0,479	30	300,00	0,100	OK
B+	0,00	1Ø12 inf.	0,00	12	32,00	0,375	60	300,00	0,200	OK
BC-	0,00	1Ø12 sup.	0,00	12	32,00	0,375	60	300,00	0,200	OK
BC+	17,66	2Ø12 inf.	196,15	12	23,97	0,501	40	300,00	0,133	OK
C-	19,70	3Ø12 sup.	159,63	12	32,00	0,375	30	300,00	0,100	OK
C+	0,00	1Ø12 inf.	0,00	12	32,00	0,375	60	300,00	0,200	OK
CD-	0,00	1Ø12 sup.	0,00	12	32,00	0,375	60	300,00	0,200	OK
CD+	11,85	2Ø12 inf.	131,62	12	32,00	0,375	40	300,00	0,133	OK
D-	23,54	3Ø12 sup.	190,74	12	25,09	0,478	30	300,00	0,100	OK
D+	0,00	1Ø12 inf.	0,00	12	32,00	0,375	60	300,00	0,200	OK
DE-	0,00	1Ø12 sup.	0,00	12	32,00	0,375	60	300,00	0,200	OK
DE+	17,66	2Ø12 inf.	196,15	12	23,97	0,501	40	300,00	0,133	OK
E-	23,56	3Ø12 sup.	190,90	12	25,05	0,479	30	300,00	0,100	OK
E+	0,00	1Ø12 inf.	0,00	12	32,00	0,375	60	300,00	0,200	OK
EF-	0,00	1Ø12 sup.	0,00	12	32,00	0,375	60	300,00	0,200	OK
EF+	10,25	1Ø12 inf.	222,95	12	18,99	0,632	60	271,31	0,221	OK
F-	13,67	2Ø12 sup.	162,12	12	31,60	0,380	40	300,00	0,133	OK
F+	0,00	1Ø12 inf.	0,00	12	32,00	0,375	60	300,00	0,200	OK

APPENDICE A

A.1.2 Solaio di copertura

A.1.2.1 Identificazione e caratteristiche geometriche

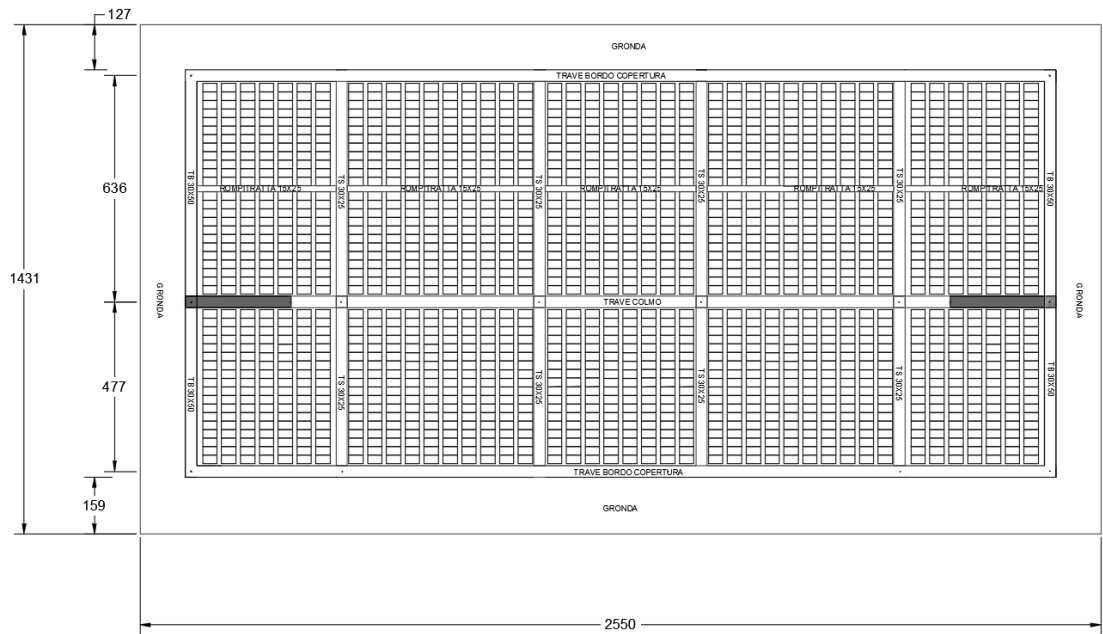


Figura 88 - Pianta di carpenteria solaio di copertura

A.1.2.2 Armature adottate

Tabella 52 - Armature longitudinali adottate per i travetti del solaio di copertura³

Zona	Armatura superiore	Armatura inferiore
Appoggio A	2Ø12	1Ø12
Campata AB	1Ø12	2Ø12
Appoggio B	4Ø12	1Ø12
Campata BC	1Ø12	3Ø12
Appoggio C	3Ø12	1Ø12

³ **Nota:** le armature sono riferite al singolo travetto; l'armatura minima pari a 1Ø12 è mantenuta continua.

APPENDICE A

A.1.2.3 Verifiche SLU

Tabella 53 - Verifica a flessione allo SLU del solaio di copertura

<i>Sezione</i>	<i>M_{Ed}[kNm]</i>	<i>Armatura tesa</i>	<i>A_s[mm²]</i>	<i>x/d</i>	<i>M_{Rd}[kNm]</i>	<i>M_{Ed}/M_{Rd}</i>	<i>Esito</i>
A-	23,30	2Ø12	226,08	0,270	33,94	0,686	OK
A+	0,00	1Ø12	113,04	0,032	18,78	0,000	OK
AB-	0,00	1Ø12	113,04	0,135	18,00	0,000	OK
AB+	17,47	2Ø12	226,08	0,065	37,07	0,471	OK
B-	51,96	4Ø12	452,16	0,541	59,65	0,871	OK
B+	0,00	1Ø12	113,04	0,032	18,78	0,000	OK
BC-	0,00	1Ø12	113,04	0,135	18,00	0,000	OK
BC+	40,66	3Ø12	339,12	0,097	54,87	0,741	OK
C-	43,23	3Ø12	339,12	0,406	47,83	0,904	OK
C+	0,00	1Ø12	113,04	0,032	18,78	0,000	OK

Tabella 54 - Verifica a taglio allo SLU del solaio di copertura

<i>Zona</i>	<i>V_{Ed}[kN]</i>	<i>Sezione resistente</i>	<i>b_w[mm]</i>	<i>V_{Rd}[kN]</i>	<i>V_{Ed}/V_{Rd}</i>	<i>Esito</i>
A-AB	29,37	travetto	120	35,35	0,831	OK
B-AB	40,28	travetto	120	44,53	0,904	OK
B-BC	49,03	fascia semipiena	310	67,98	0,721	OK
C-BC	40,85	fascia semipiena	310	76,18	0,540	OK

APPENDICE A

A.1.2.4 Verifiche SLE

Tabella 55 - Verifica delle tensioni di esercizio per la combinazione rara solaio di copertura

Sezione	$M_{EK}[kNm]$	Armatura tesa	$A_s[mm^2]$	$x[mm]$	$\sigma_c[MPa]$	$\sigma_c/\sigma_{c,lim}$	$\sigma_s[MPa]$	$\sigma_s/\sigma_{s,lim}$	Esito
A-	15,99	2Ø12	226,08	85,54	8,35	0,497	189,63	0,527	OK
A+	0,00	1Ø12	113,04	34,95	0,00	0,000	0,00	0,000	OK
AB-	0,00	1Ø12	113,04	65,09	0,00	0,000	0,00	0,000	OK
AB+	11,99	2Ø12	226,08	47,65	2,53	0,150	133,17	0,370	OK
B-	34,63	4Ø12	452,16	109,31	14,79	0,880	214,45	0,596	OK
B+	0,00	1Ø12	113,04	34,95	0,00	0,000	0,00	0,000	OK
BC-	0,00	1Ø12	113,04	65,09	0,00	0,000	0,00	0,000	OK
BC+	25,68	3Ø12	339,12	56,75	4,62	0,275	193,09	0,536	OK
C-	28,46	3Ø12	339,12	99,12	13,15	0,783	230,61	0,641	OK
C+	0,00	1Ø12	113,04	34,95	0,00	0,000	0,00	0,000	OK

Tabella 56 - Verifica delle tensioni di esercizio per la combinazione quasi permanente solaio di copertura

Sezione	$M_{EQP}[kNm]$	Armatura tesa	$A_s[mm^2]$	$x[mm]$	$\sigma_c[MPa]$	$\sigma_c/\sigma_{c,lim}$	Esito
A-	12,99	2Ø12	226,08	85,54	6,79	0,539	OK
A+	0,00	1Ø12	113,04	34,95	0,00	0,000	OK
AB-	0,00	1Ø12	113,04	65,09	0,00	0,000	OK
AB+	9,74	2Ø12	226,08	47,65	2,05	0,163	OK
B-	28,13	4Ø12	452,16	109,31	12,01	0,953	OK
B+	0,00	1Ø12	113,04	34,95	0,00	0,000	OK
BC-	0,00	1Ø12	113,04	65,09	0,00	0,000	OK
BC+	20,61	3Ø12	339,12	56,75	3,70	0,294	OK
C-	23,12	3Ø12	339,12	99,12	10,68	0,848	OK
C+	0,00	1Ø12	113,04	34,95	0,00	0,000	OK

APPENDICE A

Tabella 57 - Verifica di fessurazione per la combinazione frequente solaio di copertura

Sezione	$M_{E,FRE}[kNm]$	Armatura tesa	$\sigma_s[MPa]$	$\emptyset$ [mm]	$\emptyset_{lim}$ [mm]	$\emptyset/\emptyset_{lim}$	$s[mm]$	$s_{lim}[mm]$	s/s_{lim}	Esito
A-	12,99	2Ø12	154,05	12	40,00	0,300	40	300	0,133	OK
A+	0,00	1Ø12	0,00	12	40,00	0,300	60	300	0,200	OK
AB-	0,00	1Ø12	0,00	12	40,00	0,300	60	300	0,200	OK
AB+	9,74	2Ø12	108,18	12	40,00	0,300	60	300	0,200	OK
B-	28,13	4Ø12	174,20	12	36,10	0,332	24	300	0,080	OK
B+	0,00	1Ø12	0,00	12	40,00	0,300	60	300	0,200	OK
BC-	0,00	1Ø12	0,00	12	40,00	0,300	60	300	0,200	OK
BC+	20,61	3Ø12	154,97	12	40,00	0,300	40	300	0,133	OK
C-	23,12	3Ø12	187,34	12	32,67	0,367	30	300	0,100	OK
C+	0,00	1Ø12	0,00	12	40,00	0,300	60	300	0,200	OK

Tabella 58 - Verifica di fessurazione per la combinazione quasi permanente solaio di copertura

Sezione	$M_{EQP}[kNm]$	Armatura tesa	$\sigma_s[MPa]$	$\emptyset$ [mm]	$\emptyset_{lim}$ [mm]	$\emptyset/\emptyset_{lim}$	$s[mm]$	$s_{lim}[mm]$	s/s_{lim}	Esito
A-	12,99	2Ø12	154,05	12	32,00	0,375	40	300	0,133	OK
A+	0,00	1Ø12	0,00	12	32,00	0,375	60	300	0,200	OK
AB-	0,00	1Ø12	0,00	12	32,00	0,375	60	300	0,200	OK
AB+	9,74	2Ø12	108,18	12	32,00	0,375	60	300	0,200	OK
B-	28,13	4Ø12	174,20	12	28,73	0,418	24	300	0,080	OK
B+	0,00	1Ø12	0,00	12	32,00	0,375	60	300	0,200	OK
BC-	0,00	1Ø12	0,00	12	32,00	0,375	60	300	0,200	OK
BC+	20,61	3Ø12	154,97	12	32,00	0,375	40	300	0,133	OK
C-	23,12	3Ø12	187,34	12	25,81	0,465	30	300	0,100	OK
C+	0,00	1Ø12	0,00	12	32,00	0,375	60	300	0,200	OK

A.2 Elementi a sbalzo

A.2.1 Balconi

A.2.1.1 Identificazione e caratteristiche geometriche

Lo sbalzo laterale è costituito da una soletta piena in calcestruzzo armato a spessore variabile, rastremata verso il bordo libero. Ai fini delle verifiche è stata considerata una striscia di larghezza unitaria e sono state individuate cinque sezioni rappresentative, indicate con A–E, caratterizzate da altezza utile crescente procedendo dal bordo libero verso l'incastro.

Tabella 59 - Caratteristiche geometriche delle sezioni dello sbalzo rastremato

Sezione	$h[mm]$	$d[mm]$	Larghezza $b[mm]$
A	160,0	125,0	1000
B	180,0	145,0	1000
C	200,0	165,0	1000
D	214,5	179,5	1000
E	220,0	185,0	1000

A.2.1.2 Armature adottate

Tabella 60 - Dimensionamento dell'armatura longitudinale dello sbalzo rastremato

Sezione	$M_{Ed}[kNm]$	$d[mm]$	$A_{s,nec}[mm^2/m]$	$A_{s,min}[mm^2/m]$	Armatura adottata	$A_s[mm^2/m]$	Esito
A	0,00	125,0	0,00	295,68	6Ø10/m	471,2	OK
B	6,49	145,0	127,52	295,68	6Ø10/m	471,2	OK
C	16,39	165,0	283,00	295,68	6Ø10/m	471,2	OK
D	25,99	179,5	412,51	295,68	6Ø10/m	471,2	OK
E	29,86	185,0	459,84	295,68	6Ø10/m	471,2	OK

APPENDICE A

Tabella 61 - Armature adottate nello sbalzo

<i>Funzione</i>	<i>Armatura adottata</i>	<i>Disposizione</i>
Armatura principale	6Ø10/m	superiore, longitudinale allo sbalzo
Armatura di ripartizione	rete Ø8 – 20×20 cm	ortogonale/di ripartizione
Formato rete	2,00 × 3,00 m	–
Copriferro nominale	30 mm	–

Tabella 62 - Dettagli di ancoraggio delle armature dello sbalzo

<i>Parametro</i>	<i>Valore di calcolo [mm]</i>	<i>Valore adottato [mm]</i>
Lunghezza di ancoraggio l_{bd}	235,76	250
Lunghezza minima $l_{b,min}$	200,00	250
Lunghezza di sovrapposizione l_0	505,20	550
Prolungamento nel solaio retrostante	–	1500

A.2.1.3 Verifiche SLU

Tabella 63 - Verifica a flessione allo SLU dello sbalzo rastremato

<i>Sezione</i>	$M_{Ed}[kNm]$	$d[mm]$	<i>Armatura tesa</i>	$A_s[mm^2/m]$	$x[mm]$	x/d	$M_{Rd}[kNm]$	M_{Ed}/M_{Rd}	<i>Esito</i>
A	0,00	125,0	6Ø10	471,2	14,54	0,116	21,99	0,000	OK
B	6,49	145,0	6Ø10	471,2	14,54	0,100	25,68	0,253	OK
C	16,39	165,0	6Ø10	471,2	14,54	0,088	29,37	0,558	OK
D	25,99	179,5	6Ø10	471,2	14,54	0,081	32,04	0,811	OK
E	29,86	185,0	6Ø10	471,2	14,54	0,079	33,05	0,903	OK

APPENDICE A

Tabella 64 - Verifica a taglio allo SLU dello sbalzo rastremato

Sezione	$V_{Ed}[kN]$	$d[mm]$	$b_w[mm]$	$A_{sl}[mm^2]$	$V_{Rd}[kN]$	V_{Ed}/V_{Rd}	Esito
A	8,22	125,0	1000	471,2	67,44	0,122	OK
B	14,64	145,0	1000	471,2	78,23	0,187	OK
C	21,41	165,0	1000	471,2	89,02	0,241	OK
D	26,55	179,5	1000	471,2	96,84	0,274	OK
E	28,50	185,0	1000	471,2	99,81	0,286	OK

A.2.1.4 Verifiche SLE

Tabella 65 - Verifica delle tensioni di esercizio per la combinazione rara

Sezione	$M_{Ek}[kNm]$	$A_s[mm^2/m]$	$x[mm]$	$\sigma_c[MPa]$	$\sigma_c/\sigma_{c,lim}$	$\sigma_s[MPa]$	$\sigma_s/\sigma_{s,lim}$	Esito
A	0,00	471,2	35,56	0,00	0,000	0,00	0,000	OK
B	4,42	471,2	38,75	1,73	0,103	71,02	0,197	OK
C	11,29	471,2	41,74	3,58	0,213	158,59	0,441	OK
D	18,01	471,2	43,80	4,99	0,297	231,79	0,644	OK
E	20,71	471,2	44,56	5,46	0,325	258,31	0,718	OK

Tabella 66 - Verifica delle tensioni di esercizio per la combinazione quasi permanente

Sezione	$M_{EQP}[kNm]$	$A_s[mm^2/m]$	$x[mm]$	$\sigma_c[MPa]$	$\sigma_c/\sigma_{c,lim}$	Esito
A	0,00	471,2	35,56	0,00	0,000	OK
B	4,19	471,2	38,75	1,64	0,130	OK
C	10,42	471,2	41,74	3,30	0,262	OK
D	16,40	471,2	43,80	4,54	0,360	OK
E	18,82	471,2	44,56	4,96	0,394	OK

APPENDICE A

Tabella 67 - Verifica di fessurazione per la combinazione frequente

Sezione	$M_{E,FRE}$ [kNm]	σ_s [MPa]	$\emptyset$ [mm]	s [mm]	$\emptyset_{lim}$ [mm]	$\emptyset/\emptyset_{lim}$	s_{lim} [mm]	s/s_{lim}	Esito
A	0,00	0,00	10	166,7	40,00	0,250	300,00	0,556	OK
B	4,25	68,29	10	166,7	40,00	0,250	300,00	0,556	OK
C	10,67	149,88	10	166,7	40,00	0,250	300,00	0,556	OK
D	16,86	216,99	10	166,7	25,82	0,387	278,77	0,598	OK
E	19,36	241,48	10	166,7	21,08	0,474	248,16	0,672	OK

Tabella 68 - Verifica di fessurazione per la combinazione quasi permanente

Sezione	M_{EQP} [kNm]	σ_s [MPa]	$\emptyset$ [mm]	s [mm]	$\emptyset_{lim}$ [mm]	$\emptyset/\emptyset_{lim}$	s_{lim} [mm]	s/s_{lim}	Esito
A	0,00	0,00	10	166,7	32,00	0,313	300,00	0,556	OK
B	4,19	67,32	10	166,7	32,00	0,313	300,00	0,556	OK
C	10,42	146,37	10	166,7	32,00	0,313	300,00	0,556	OK
D	16,40	211,07	10	166,7	21,09	0,474	286,17	0,582	OK
E	18,82	234,74	10	166,7	17,08	0,585	256,57	0,650	OK

APPENDICE A

A.2.2 Gronde

A.2.2.1 Armature adottate

Tabella 69 - Armature adottate per le gronde della copertura

Elemento	Armatura principale	$A_s[\text{mm}^2/\text{m}]$	Armatura di ripartizione	Copriferro
Gronda 120 cm	4Ø10/m – passo 25 cm	314	rete Ø8 – 20×20 cm	30 mm
Gronda 165 cm	4Ø10/m – passo 25 cm	314	rete Ø8 – 20×20 cm	30 mm

A.2.2.2 Verifiche SLU

Tabella 70 - Verifica a flessione allo SLU della gronda da 120 cm

Sezione	$M_{Ed}[\text{kNm}]$	$d[\text{mm}]$	$A_{s,nec}[\text{mm}^2/\text{m}]$	Armatura	$A_s[\text{mm}^2/\text{m}]$	x/d	$M_{Rd}[\text{kNm}]$	M_{Ed}/M_{Rd}	Esito
Inc B	8,14	185	125,40	4Ø10	314	0,052	22,27	0,366	OK

Tabella 71 - Verifica a taglio allo SLU della gronda da 120 cm

Sezione	$V_{Ed}[\text{kN}]$	$b_w[\text{mm}]$	$d[\text{mm}]$	$A_{sl}[\text{mm}^2]$	$V_{Rd}[\text{kN}]$	V_{Ed}/V_{Rd}	Esito
Inc B	12,06	1000	185	314	99,81	0,121	OK

Tabella 72 - Verifica a flessione allo SLU della gronda da 165 cm

Sezione	$M_{Ed}[\text{kNm}]$	$d[\text{mm}]$	$A_{s,nec}[\text{mm}^2/\text{m}]$	Armatura	$A_s[\text{mm}^2/\text{m}]$	x/d	$M_{Rd}[\text{kNm}]$	M_{Ed}/M_{Rd}	Esito
Inc B ⁻	12,16	185	187,32	4Ø10	314	0,052	22,27	0,546	OK

Tabella 73 - Verifica a taglio allo SLU della gronda da 165 cm

Sezione	$V_{Ed}[\text{kN}]$	$b_w[\text{mm}]$	$d[\text{mm}]$	$A_{sl}[\text{mm}^2]$	$V_{Rd}[\text{kN}]$	V_{Ed}/V_{Rd}	Esito
Inc B	14,74	1000	185	314	99,81	0,148	OK

APPENDICE A

A.2.2.3 Verifiche SLE

Tabella 74 - Verifica delle tensioni di esercizio della gronda da 120 cm – combinazione rara

Sezione	$M_{E,rara}[kNm]$	Armatura tesa	$A_s[mm^2/m]$	$x[mm]$	$\sigma_c[MPa]$	$\frac{\sigma_c}{\sigma_{c,lim}}$	$\sigma_s[MPa]$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_{s,lim}}$	Esito
Inc. B-	8,14	Ø10/15 cm	523,60	46,62	2,06	0,123	91,77	0,255	OK

Tabella 75 - Verifica delle tensioni di esercizio della gronda da 120 cm – combinazione quasi permanente

Sezione	$M_{E,qp}[kNm]$	Armatura tesa	$A_s[mm^2/m]$	$x[mm]$	$\sigma_c[MPa]$	$\sigma_c/\sigma_{c,lim}$	Esito
Inc. B-	6,26	Ø10/15 cm	523,60	46,62	1,59	0,126	OK

Tabella 76 - Verifica di fessurazione della gronda da 120 cm – combinazione frequente

Sezione	$M_{E,freq}[kNm]$	$\sigma_s[MPa]$	$\emptyset [mm]$	$s[mm]$	$\emptyset_{lim} [mm]$	$\emptyset/\emptyset_{lim}$	$s_{lim}[mm]$	$\frac{s}{s_{lim}}$	Esito
Inc. B-	6,64	74,84	10	150	40,00	0,250	300,00	0,500	OK

Tabella 77 - Verifica di fessurazione della gronda da 120 cm – combinazione quasi permanente

Sezione	$M_{E,qp}[kNm]$	$\sigma_s[MPa]$	$\emptyset [mm]$	$s[mm]$	$\emptyset_{lim} [mm]$	$\emptyset/\emptyset_{lim}$	$s_{lim}[mm]$	s/s_{lim}	Esito
Inc. B-	6,26	70,60	10	150	32,00	0,313	300,00	0,500	OK

Tabella 78 - Verifica delle tensioni di esercizio della gronda da 165 cm – combinazione rara

Sezione	$M_{E,rara}[kNm]$	Armatura tesa	$A_s[mm^2/m]$	$x[mm]$	$\sigma_c[MPa]$	$\frac{\sigma_c}{\sigma_{c,lim}}$	$\sigma_s[MPa]$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_{s,lim}}$	Esito
Inc. B-	12,16	Ø10/15 cm	523,60	46,62	3,08	0,183	137,09	0,381	OK

Tabella 79 - Verifica delle tensioni di esercizio della gronda da 165 cm – combinazione quasi permanente

Sezione	$M_{E,qp}[kNm]$	Armatura tesa	$A_s[mm^2/m]$	$x[mm]$	$\sigma_c[MPa]$	$\sigma_c/\sigma_{c,lim}$	Esito
Inc. B-	9,36	Ø10/15 cm	523,60	46,62	2,37	0,188	OK

APPENDICE A

Tabella 80 - Verifica di fessurazione della gronda da 165 cm – combinazione frequente

Sezione	$M_{E,freq}[kNm]$	$\sigma_s[MPa]$	$\varnothing [mm]$	$s[mm]$	$\varnothing_{lim} [mm]$	$\varnothing/\varnothing_{lim}$	$s_{lim}[mm]$	s/s_{lim}	Esito
Inc. B-	9,92	111,79	10	150	40,00	0,250	300,00	0,500	OK

Tabella 81 - Verifica di fessurazione della gronda da 165 cm – combinazione quasi permanente

Sezione	$M_{E,qp}[kNm]$	$\sigma_s[MPa]$	$\varnothing [mm]$	$s[mm]$	$\varnothing_{lim} [mm]$	$\varnothing/\varnothing_{lim}$	$s_{lim}[mm]$	s/s_{lim}	Esito
Inc. B-	9,36	105,47	10	150	32,00	0,313	300,00	0,500	OK

A.2.2.4 Dettaglio delle armature nelle zone d'angolo

In corrispondenza delle zone d'angolo della copertura, la disposizione ordinaria delle armature longitudinali delle gronde è stata integrata mediante un sistema di barre Ø10 disposte a raggiera. La configurazione è stata definita al fine di garantire il trasferimento delle azioni sviluppate nello sbalzo d'angolo verso le porzioni adiacenti della soletta e il relativo ancoraggio nella struttura retrostante. A tale scopo sono state adottate barre di lunghezza e sagomatura differenziate in funzione della posizione occupata nella zona d'angolo. La disposizione complessiva e il relativo abaco delle armature sono riportati nella Figura 89 e nella Figura 90.

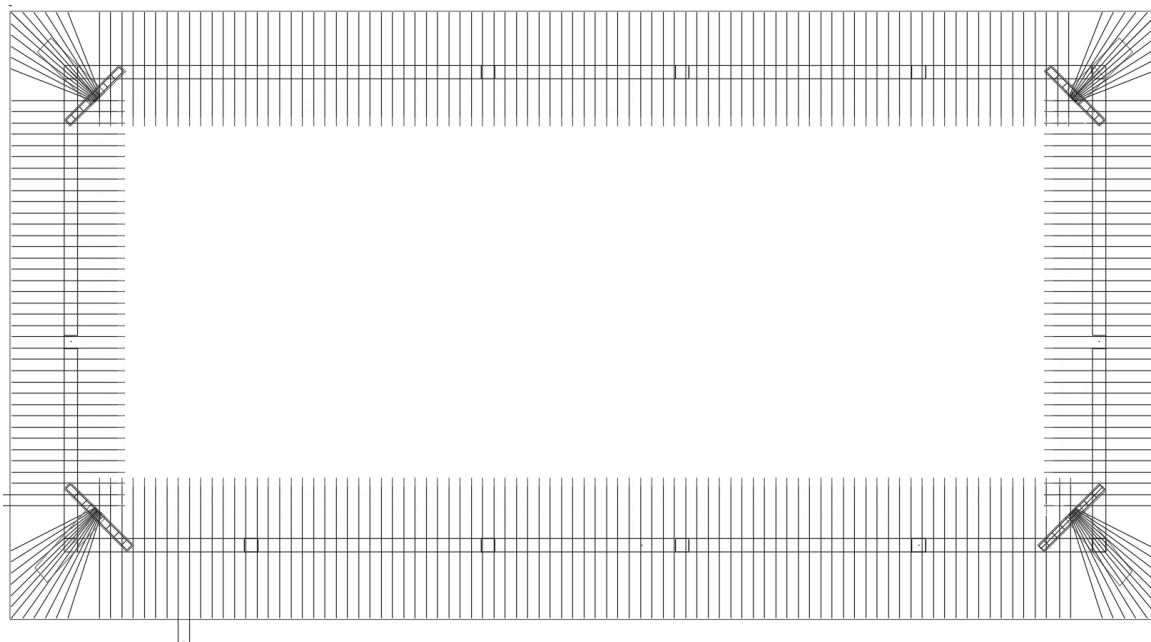


Figura 89 - Disposizione delle armature delle gronde del solaio di copertura, con dettaglio delle armature a raggiera nelle zone d'angolo⁴

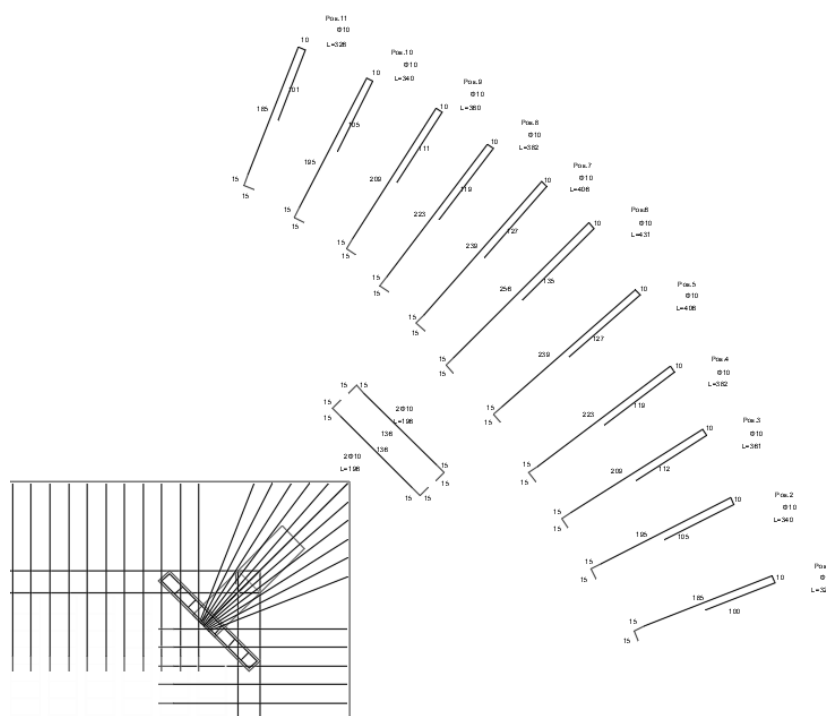


Figura 90 - Dettaglio delle armature a raggiera nella zona d'angolo della gronda e abaco delle barre sagomate

⁴ **Nota:** In aggiunta come armatura di ripartizione è stata adottata una rete elettrosaldata Ø8/20×20 cm in pannelli di dimensioni 2,00 × 3,00 m

A.3 Travi

A.3.1 Identificazione e caratteristiche geometriche

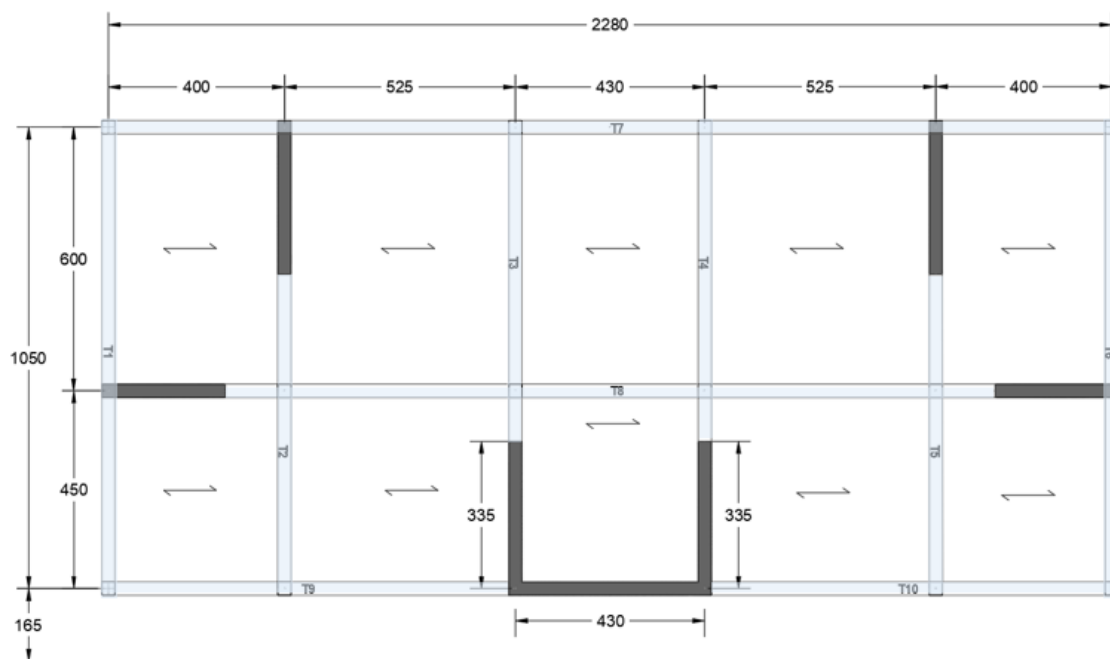


Figura 91 - Pianta nomenclatura travi piano tipo

La Figura 91 riporta la nomenclatura adottata per l'identificazione delle travi dell'impalcato. La progettazione è stata sviluppata per le diverse tipologie di travi e per i tre livelli dell'edificio, corrispondenti al Piano 1, al Piano 2 e al piano sottotetto. Le principali caratteristiche geometriche e meccaniche assunte nel dimensionamento sono riepilogate nella Tabella 82.

APPENDICE A

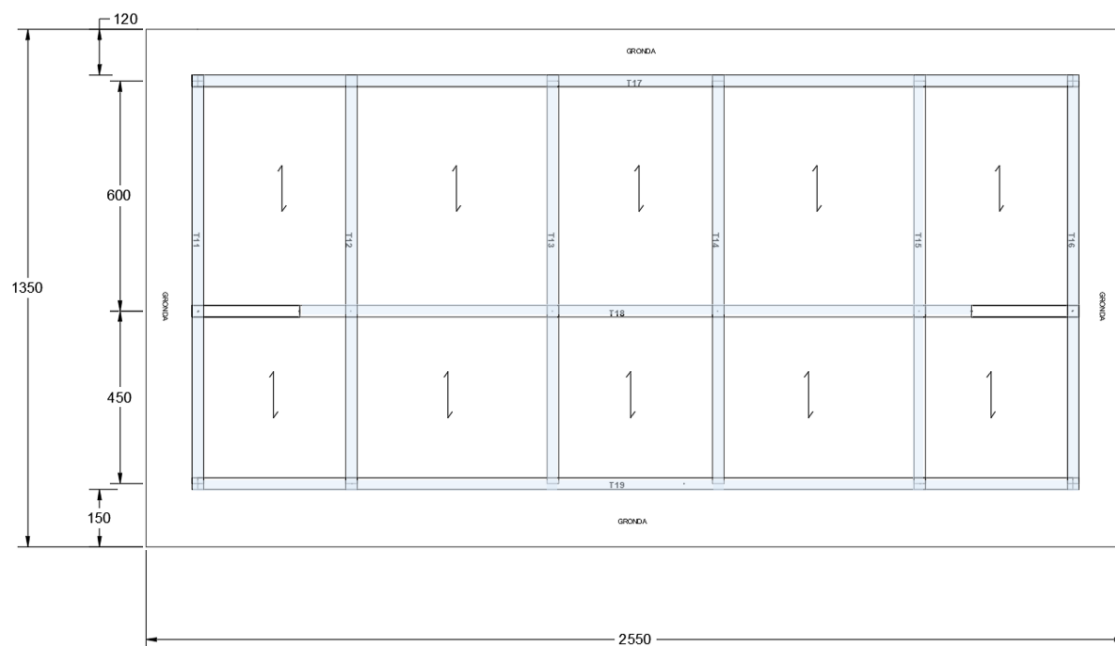


Figura 92 - Pianta nomenclatura travi di copertura

Tabella 82 - Caratteristiche geometriche e meccaniche delle travi considerate nel dimensionamento

Trave	Tipologia	Livelli analizzati	$b[mm]$	$h[mm]$	$d'[mm]$	$f_{ck}[MPa]$	$f_{yk}[MPa]$
T3	Principale interna	P1, P2, sottotetto	300	500	47	28	450
T2	Principale	P1, P2, sottotetto	300	500	47	28	450
T1	Di bordo	P1, P2, sottotetto	300	500	47	28	450
T8	Secondaria interna	P1, P2, sottotetto	300	250	47	28	450
T7	Secondaria di bordo Nord	P1, P2, sottotetto	300	500	47	28	450
T9	Secondaria di bordo Sud	P1, P2, sottotetto	300	522	47	28	450

APPENDICE A

A.3.2 Armature adottate

Tabella 83 - Armature longitudinali adottate per la trave principale interna T3 ai diversi livelli dell'edificio

<i>Livello</i>	<i>Zona</i>	<i>Armatura superiore</i>	<i>A_{s,sup}[mm²]</i>	<i>Armatura inferiore</i>	<i>A_{s,inf}[mm²]</i>
Piano 1	A	3Ø18	763,02	2Ø18	508,68
Piano 1	AB	2Ø18	508,68	4Ø18	1017,36
Piano 1	B	3Ø18 + 2Ø14	1124,12	2Ø18	508,68
Piano 1	BC	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 1	C	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 2	A	4Ø18	1017,36	2Ø18	508,68
Piano 2	AB	2Ø18	508,68	4Ø18	1017,36
Piano 2	B	4Ø18	1017,36	2Ø18	508,68
Piano 2	BC	3Ø18	763,02	2Ø18	508,68
Piano 2	C	4Ø18	1017,36	2Ø18	508,68
Sottotetto	A	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Sottotetto	AB	2Ø18	508,68	3Ø18	763,02
Sottotetto	B	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Sottotetto	BC	3Ø18	763,02	2Ø18	508,68
Sottotetto	C	3Ø18 + 3Ø14	1224,60	2Ø18	508,68

Tabella 84 - Armature longitudinali adottate per la trave principale T2 ai diversi livelli dell'edificio

<i>Livello</i>	<i>Zona</i>	<i>Armatura superiore</i>	<i>A_{s,sup}[mm²]</i>	<i>Armatura inferiore</i>	<i>A_{s,inf}[mm²]</i>
Piano 1	A	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 1	AB	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 1	B	3Ø18	763,02	2Ø18	508,68
Piano 1	BC	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 1	C	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 2	A	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68

APPENDICE A

Piano 2	AB	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 2	B	3Ø18	763,02	2Ø18	508,68
Piano 2	BC	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 2	C	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Sottotetto	A	3Ø18	763,02	2Ø18	508,68
Sottotetto	AB	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Sottotetto	B	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Sottotetto	BC	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Sottotetto	C	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68

Tabella 85 - Armature longitudinali adottate per la trave di bordo T1 ai diversi livelli dell'edificio

<i>Livello</i>	<i>Zona</i>	<i>Armatura superiore</i>	<i>A_{s,sup}[mm²]</i>	<i>Armatura inferiore</i>	<i>A_{s,inf}[mm²]</i>
Piano 1	A	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 1	AB	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 1	B	3Ø18	763,02	2Ø18	508,68
Piano 1	BC	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 1	C	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 2	A	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 2	AB	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 2	B	3Ø18	763,02	2Ø18	508,68
Piano 2	BC	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 2	C	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Sottotetto	A	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Sottotetto	AB	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Sottotetto	B	3Ø18	763,02	2Ø18	508,68
Sottotetto	BC	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Sottotetto	C	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68

APPENDICE A

Tabella 86 - Armature longitudinali adottate per la trave secondaria interna T8 ai diversi livelli dell'edificio

<i>Livello</i>	<i>Zona</i>	<i>Armatura superiore</i>	<i>A_{s,sup}[mm²]</i>	<i>Armatura inferiore</i>	<i>A_{s,inf}[mm²]</i>
Piano 1	A	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 1	AB	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 1	B	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 1	BC	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 1	C	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 2	A	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 2	AB	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 2	B	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 2	BC	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 2	C	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Sottotetto	A	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Sottotetto	AB	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Sottotetto	B	3Ø18	763,02	2Ø18	508,68
Sottotetto	BC	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Sottotetto	C	3Ø18	763,02	2Ø18	508,68

APPENDICE A

Tabella 87 - Armature longitudinali adottate per la trave secondaria di bordo T7 ai diversi livelli dell'edificio

<i>Livello</i>	<i>Zona</i>	<i>Armatura superiore</i>	<i>A_{s,sup}[mm²]</i>	<i>Armatura inferiore</i>	<i>A_{s,inf}[mm²]</i>
Piano 1	A	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 1	AB	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 1	B	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 1	BC	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 1	C	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 2	A	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 2	AB	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 2	B	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 2	BC	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 2	C	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Sottotetto	A	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Sottotetto	AB	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Sottotetto	B	3Ø18	763,02	2Ø18	508,68
Sottotetto	BC	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Sottotetto	C	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68

Tabella 88 - Armature longitudinali adottate per la trave secondaria di bordo T9 ai diversi livelli dell'edificio

<i>Livello</i>	<i>Zona</i>	<i>Armatura superiore</i>	<i>A_{s,sup}[mm²]</i>	<i>Armatura inferiore</i>	<i>A_{s,inf}[mm²]</i>
Piano 1	A	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 1	AB	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 1	B	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 1	BC	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 1	C	3Ø18	763,02	2Ø18	508,68
Piano 2	A	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 2	AB	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68

APPENDICE A

Piano 2	B	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 2	BC	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Piano 2	C	3Ø18	763,02	2Ø18	508,68
Sottotetto	A	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Sottotetto	AB	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Sottotetto	B	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Sottotetto	BC	2Ø18	508,68	2Ø18	508,68
Sottotetto	C	4Ø18	1017,36	2Ø18	508,68

Tabella 89 - Armatura trasversale adottata nelle travi e relativi passi di staffatura

Zona	Armatura trasversale	$A_{sw}[mm^2]$	Passo [mm]
Zona ordinaria	staffa 2 bracci Ø8	100,53	200
Zona dissipativa	staffa 2 bracci Ø8	100,53	100
Zona di sovrapposizione	staffa 2 bracci Ø8	100,53	100

A.3.3 Verifiche SLU

Tabella 90 - Verifiche a flessione allo SLU della trave principale interna T3 ai diversi livelli dell'edificio

Livello	Sezione	$M_{Ed}[kNm]$	$A_s[mm^2]$	$A'_s[mm^2]$	$x[mm]$	x/d	$M_{Rd}[kNm]$	M_{Ed}/M_{Rd}	Esito
Piano 1	A-	111,48	763,02	508,68	58,96	0,130	126,50	0,881	OK
Piano 1	AB+	129,94	1017,36	508,68	71,49	0,158	166,68	0,780	OK
Piano 1	B-	166,34	1124,12	508,68	77,50	0,171	183,36	0,907	OK
Piano 1	BC-	78,07	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,909	OK
Piano 1	C-	79,79	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,929	OK
Piano 2	A-	122,13	763,02	508,68	71,49	0,130	126,50	0,965	OK
Piano 2	AB+	130,98	1017,36	508,68	71,49	0,158	166,68	0,786	OK
Piano 2	B-	154,57	1017,36	508,68	71,49	0,158	166,68	0,927	OK
Piano 2	BC-	91,20	763,02	508,68	58,96	0,130	126,50	0,721	OK

APPENDICE A

Piano 2	C-	139,63	1017,36	508,68	71,49	0,158	166,68	0,838	OK
Sottotetto	A-	57,46	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,669	OK
Sottotetto	AB+	84,33	763,02	508,68	58,96	0,130	126,50	0,667	OK
Sottotetto	B-	66,59	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,669	OK
Sottotetto	BC-	88,96	763,02	508,68	58,96	0,130	126,50	0,703	OK
Sottotetto	C-	173,80	1224,60	508,68	83,56	0,184	198,94	0,874	OK

Tabella 91 - Verifiche a taglio allo SLU della trave principale interna T3 ai diversi livelli dell'edificio

Livello	Sezione	$V_{Ed}[kN]$	Staffatura	$s[mm]$	$cot \theta$	$V_{Rd}[kN]$	V_{Ed}/V_{Rd}	Esito
Piano 1	B-AB	188,13	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,521	OK
Piano 1	B-BC	59,20	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,164	OK
Piano 1	C-BC	24,70	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,068	OK
Piano 2	B-AB	184,49	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,511	OK
Piano 2	B-BC	39,16	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,108	OK
Piano 2	C-BC	106,32	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,294	OK
Sottotetto	B-AB	98,25	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,272	OK
Sottotetto	B-BC	121,22	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,336	OK
Sottotetto	C-BC	156,97	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,435	OK

APPENDICE A

Tabella 92 - Verifiche a flessione allo SLU della trave T2 ai diversi livelli dell'edificio

Livello	Sezione	$M_{Ed}[kNm]$	$A_s[mm^2]$	$A'_s[mm^2]$	$x[mm]$	x/d	$M_{Rd}[kNm]$	M_{Ed}/M_{Rd}	Esito
Piano 1	A-	51,76	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,602	OK
Piano 1	AB-	2,16	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,025	OK
Piano 1	B-	92,31	763,02	508,68	58,96	0,130	126,50	0,730	OK
Piano 1	BC+	74,49	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,867	OK
Piano 1	C-	53,11	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,618	OK
Piano 2	A-	78,49	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,913	OK
Piano 2	AB-	6,26	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,073	OK
Piano 2	B-	87,69	763,02	508,68	58,96	0,130	126,50	0,693	OK
Piano 2	BC+	75,62	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,880	OK
Piano 2	C-	56,21	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,654	OK
Sottotetto	A-	84,07	763,02	508,68	58,96	0,130	126,50	0,665	OK
Sottotetto	AB-	15,89	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,185	OK
Sottotetto	B-	35,47	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,413	OK
Sottotetto	BC+	50,22	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,584	OK
Sottotetto	C-	25,87	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,301	OK

Tabella 93 - Verifiche a taglio allo SLU della trave T2 ai diversi livelli dell'edificio

Livello	Sezione	$V_{Ed}[kN]$	Staffatura	$s[mm]$	$\cot \theta$	$V_{Rd}[kN]$	V_{Ed}/V_{Rd}	Esito
Piano 1	B-AB	80,54	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,223	OK
Piano 1	B-BC	139,13	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,385	OK
Piano 1	C-BC	121,67	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,337	OK
Piano 2	B-AB	65,05	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,180	OK
Piano 2	B-BC	137,51	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,381	OK
Piano 2	C-BC	123,53	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,342	OK
Sottotetto	B-AB	18,60	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,051	OK

APPENDICE A

Sottotetto	B-BC	72,72	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,201	OK
Sottotetto	C-BC	68,85	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,191	OK

Tabella 94 - Verifiche a flessione allo SLU della trave di bordo T1 ai diversi livelli dell'edificio

<i>Livello</i>	<i>Sezione</i>	<i>M_{Ed}[kNm]</i>	<i>A_s[mm²]</i>	<i>A'_s[mm²]</i>	<i>x[mm]</i>	<i>x/d</i>	<i>M_{Rd}[kNm]</i>	<i>M_{Ed}/M_{Rd}</i>	<i>Esito</i>
Piano 1	A-	61,27	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,713	OK
Piano 1	AB+	71,89	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,837	OK
Piano 1	B-	110,14	763,02	508,68	58,96	0,130	126,50	0,871	OK
Piano 1	BC+	27,36	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,318	OK
Piano 1	C-	13,01	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,151	OK
Piano 2	A-	66,12	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,770	OK
Piano 2	AB+	69,20	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,805	OK
Piano 2	B-	110,97	763,02	508,68	58,96	0,130	126,50	0,877	OK
Piano 2	BC+	27,30	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,318	OK
Piano 2	C-	12,72	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,148	OK
Sottotetto	A-	38,52	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,448	OK
Sottotetto	AB+	60,19	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,700	OK
Sottotetto	B-	97,41	763,02	508,68	58,96	0,130	126,50	0,770	OK
Sottotetto	BC+	21,50	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,250	OK
Sottotetto	C-	4,51	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,052	OK

APPENDICE A

Tabella 95 - Verifiche a taglio allo SLU della trave di bordo T1 ai diversi livelli dell'edificio

Livello	Sezione	$V_{Ed}[kN]$	Staffatura	$s[mm]$	$\cot \theta$	$V_{Rd}[kN]$	V_{Ed}/V_{Rd}	Esito
Piano 1	B-AB	112,99	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,313	OK
Piano 1	B-BC	100,39	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,278	OK
Piano 1	C-BC	57,08	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,158	OK
Piano 2	B-AB	112,34	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,311	OK
Piano 2	B-BC	100,74	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,279	OK
Piano 2	C-BC	56,86	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,157	OK
Sottotetto	B-AB	94,99	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,263	OK
Sottotetto	B-BC	84,76	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,235	OK
Sottotetto	C-BC	43,26	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,120	OK

Tabella 96 - Verifiche a flessione allo SLU della trave secondaria interna T8 ai diversi livelli dell'edificio

Livello	Sezione	$M_{Ed}[kNm]$	$A_s[mm^2]$	$A'_s[mm^2]$	$x[mm]$	x/d	$M_{Rd}[kNm]$	M_{Ed}/M_{Rd}	Esito
Piano 1	A-	17,85	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,208	OK
Piano 1	AB-	2,15	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,025	OK
Piano 1	B-	12,45	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,145	OK
Piano 1	BC+	3,54	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,041	OK
Piano 1	C-	6,13	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,071	OK
Piano 1	CD+	1,57	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,018	OK
Piano 2	A-	32,67	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,380	OK
Piano 2	AB-	1,23	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,014	OK
Piano 2	B-	30,14	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,351	OK
Piano 2	BC+	2,90	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,034	OK
Piano 2	C-	7,68	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,089	OK
Piano 2	CD+	2,84	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,033	OK
Sottotetto	A-	21,74	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,253	OK

APPENDICE A

Sottotetto	AB-	14,09	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,164	OK
Sottotetto	B-	99,48	763,02	508,68	58,96	0,130	126,50	0,786	OK
Sottotetto	BC+	63,35	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,737	OK
Sottotetto	C-	112,43	763,02	508,68	58,96	0,130	126,50	0,889	OK
Sottotetto	CD+	31,98	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,372	OK

Tabella 97- Verifiche a taglio allo SLU della trave secondaria interna T8 ai diversi livelli dell'edificio

Livello	Sezione	$V_{Ed}[kN]$	Staffatura	$s[mm]$	$cot \theta$	$V_{Rd}[kN]$	V_{Ed}/V_{Rd}	Esito
Piano 1	A-AB	24,09	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,067	OK
Piano 1	B-AB	20,80	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,058	OK
Piano 1	B-BC	6,01	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,017	OK
Piano 1	C-BC	6,86	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,019	OK
Piano 1	C-CD	5,32	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,015	OK
Piano 2	A-AB	48,17	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,133	OK
Piano 2	B-AB	44,88	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,124	OK
Piano 2	B-BC	5,81	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,016	OK
Piano 2	C-BC	7,12	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,020	OK
Piano 2	C-CD	5,34	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,015	OK
Sottotetto	A-AB	27,69	3 br. Ø8	100	1,745	420,03	0,066	OK
Sottotetto	B-AB	43,13	3 br. Ø8	100	1,745	420,03	0,103	OK
Sottotetto	B-BC	126,49	3 br. Ø8	100	1,745	420,03	0,301	OK
Sottotetto	C-BC	131,42	3 br. Ø8	100	1,745	420,03	0,313	OK
Sottotetto	C-CD	105,64	3 br. Ø8	100	1,745	420,03	0,252	OK

APPENDICE A

Tabella 98 - Verifiche a flessione allo SLU della trave secondaria di bordo T7 ai diversi livelli dell'edificio

<i>Livello</i>	<i>Sezione</i>	<i>M_{Ed}[kNm]</i>	<i>A_s[mm²]</i>	<i>A'_s[mm²]</i>	<i>x[mm]</i>	<i>x/d</i>	<i>M_{Rd}[kNm]</i>	<i>M_{Ed} /M_{Rd}</i>	<i>Esito</i>
Piano 1	A-	1,69	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,020	OK
Piano 1	AB+	6,89	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,080	OK
Piano 1	B-	34,86	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,406	OK
Piano 1	BC+	15,65	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,182	OK
Piano 1	C-	19,30	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,225	OK
Piano 1	CD+	9,34	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,109	OK
Piano 2	A-	1,19	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,014	OK
Piano 2	AB+	5,04	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,059	OK
Piano 2	B-	39,92	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,465	OK
Piano 2	BC+	14,98	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,174	OK
Piano 2	C-	16,80	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,196	OK
Piano 2	CD+	12,53	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,146	OK
Sottotetto	A-	7,24	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,084	OK
Sottotetto	AB+	27,84	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,324	OK
Sottotetto	B-	112,64	763,02	508,68	58,96	0,130	126,50	0,890	OK
Sottotetto	BC+	58,31	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,679	OK
Sottotetto	C-	74,23	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,864	OK
Sottotetto	CD+	26,88	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,313	OK

APPENDICE A

Tabella 99 - Verifiche a taglio allo SLU della trave secondaria di bordo T7 ai diversi livelli dell'edificio

<i>Livello</i>	<i>Sezione</i>	<i>V_{Ed}[kN]</i>	<i>Staffatura</i>	<i>s[mm]</i>	<i>cot θ</i>	<i>V_{Rd}[kN]</i>	<i>V_{Ed}/V_{Rd}</i>	<i>Esito</i>
Piano 1	A-AB	15,98	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,044	OK
Piano 1	B-AB	32,96	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,091	OK
Piano 1	B-BC	34,56	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,096	OK
Piano 1	C-BC	26,11	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,072	OK
Piano 1	C-CD	28,56	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,079	OK
Piano 2	A-AB	14,65	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,041	OK
Piano 2	B-AB	32,58	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,090	OK
Piano 2	B-BC	36,94	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,102	OK
Piano 2	C-BC	28,20	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,078	OK
Piano 2	C-CD	27,08	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,075	OK
Sottotetto	A-AB	61,02	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,169	OK
Sottotetto	B-AB	113,68	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,315	OK
Sottotetto	B-BC	122,32	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,339	OK
Sottotetto	C-BC	106,86	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,296	OK
Sottotetto	C-CD	93,96	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,260	OK

Tabella 100 - Verifiche a flessione allo SLU della trave secondaria di bordo T9 ai diversi livelli dell'edificio

<i>Livello</i>	<i>Sezione</i>	<i>M_{Ed}[kNm]</i>	<i>A_s[mm²]</i>	<i>A'_s[mm²]</i>	<i>x[mm]</i>	<i>x/d</i>	<i>M_{Rd}[kNm]</i>	<i>M_{Ed}/M_{Rd}</i>	<i>Esito</i>
Piano 1	A-	24,23	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,282	OK
Piano 1	AB+	26,64	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,310	OK
Piano 1	B-	60,20	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,701	OK
Piano 1	BC+	45,71	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,532	OK
Piano 1	C-	107,57	763,02	508,68	58,96	0,130	126,50	0,850	OK
Piano 2	A-	32,60	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,379	OK
Piano 2	AB+	26,06	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,303	OK

APPENDICE A

Piano 2	B-	51,12	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,595	OK
Piano 2	BC+	45,44	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,529	OK
Piano 2	C-	117,72	763,02	508,68	58,96	0,130	126,50	0,931	OK
Sottotetto	A-	24,76	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,288	OK
Sottotetto	AB+	37,43	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,436	OK
Sottotetto	B-	49,26	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,573	OK
Sottotetto	BC+	48,23	508,68	508,68	48,88	0,108	85,93	0,561	OK
Sottotetto	C-	123,19	1017,36	508,68	71,49	0,158	166,68	0,739	OK

Tabella 101 - Verifiche a taglio allo SLU della trave secondaria di bordo T9 ai diversi livelli dell'edificio

Livello	Sezione	$V_{Ed}[kN]$	Staffatura	$s[mm]$	$cot\theta$	$V_{Rd}[kN]$	V_{Ed}/V_{Rd}	Esito
Piano 1	A-AB	26,88	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,074	OK
Piano 1	B-AB	59,04	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,163	OK
Piano 1	B-BC	89,51	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,248	OK
Piano 1	C-BC	107,52	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,298	OK
Piano 2	A-AB	61,63	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,171	OK
Piano 2	B-AB	68,03	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,188	OK
Piano 2	B-BC	85,96	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,238	OK
Piano 2	C-BC	111,25	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,308	OK
Sottotetto	A-AB	70,65	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,196	OK
Sottotetto	B-AB	87,94	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,243	OK
Sottotetto	B-BC	89,16	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,247	OK
Sottotetto	C-BC	119,16	2 br. Ø8	100	2,251	361,24	0,330	OK

APPENDICE A

A.3.4 Verifiche SLE

Tabella 102 - Verifica delle tensioni in esercizio in combinazione rara della trave principale interna T3 ai diversi livelli dell'edificio

Livello	Sezione	$M_{Ek}[kNm]$	$A_s[mm^2]$	$A'_s[mm^2]$	$x[mm]$	$\sigma_c[MPa]$	$\frac{\sigma_c}{\sigma_{c,lim}}$	$\sigma_s[MPa]$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_{s,lim}}$	Esito
Piano 1	A-	82,95	763,02	508,68	138,90	7,88	0,469	267,39	0,743	OK
Piano 1	AB+	96,75	1017,36	508,68	156,72	8,35	0,497	236,72	0,658	OK
Piano 1	B-	123,83	1124,12	508,68	163,27	10,35	0,616	275,44	0,765	OK
Piano 1	BC-	58,13	508,68	508,68	116,53	6,40	0,381	277,05	0,770	OK
Piano 1	C-	59,28	508,68	508,68	116,53	6,52	0,388	282,53	0,785	OK
Piano 2	A-	90,96	763,02	508,68	138,90	8,64	0,515	293,21	0,814	OK
Piano 2	AB+	97,50	1017,36	508,68	156,72	8,41	0,501	238,56	0,663	OK
Piano 2	B-	114,96	1017,36	508,68	156,72	9,92	0,590	281,28	0,781	OK
Piano 2	BC-	67,91	763,02	508,68	138,90	6,45	0,384	218,91	0,608	OK
Piano 2	C-	104,01	1017,36	508,68	156,72	8,97	0,534	254,49	0,707	OK
Sottotetto	A-	43,22	508,68	508,68	116,53	4,76	0,283	205,99	0,572	OK
Sottotetto	AB+	63,78	763,02	508,68	138,90	6,06	0,361	205,60	0,571	OK
Sottotetto	B-	50,75	508,68	508,68	116,53	5,58	0,332	241,88	0,672	OK
Sottotetto	BC-	66,76	763,02	508,68	138,90	6,34	0,378	215,20	0,598	OK
Sottotetto	C-	129,25	1224,60	508,68	169,02	10,51	0,626	264,97	0,736	OK

Tabella 103 - Verifica delle tensioni nel calcestruzzo in combinazione quasi permanente della trave principale interna T3 ai diversi livelli dell'edificio

Livello	Sezione	$M_{E,QP}[kNm]$	$A_s[mm^2]$	$A'_s[mm^2]$	$x[mm]$	$\sigma_c[MPa]$	$\frac{\sigma_c}{\sigma_{c,lim}}$	Esito
Piano 1	A-	70,07	763,02	508,68	138,90	6,66	0,396	OK
Piano 1	AB+	82,10	1017,36	508,68	156,72	7,08	0,422	OK
Piano 1	B-	105,04	1124,12	508,68	163,27	8,78	0,522	OK
Piano 1	BC-	49,00	508,68	508,68	116,53	5,39	0,321	OK
Piano 1	C-	48,92	508,68	508,68	116,53	5,38	0,320	OK
Piano 2	A-	77,18	763,02	508,68	138,90	7,33	0,437	OK
Piano 2	AB+	82,57	1017,36	508,68	156,72	7,12	0,424	OK

APPENDICE A

Piano 2	B-	96,98	1017,36	508,68	156,72	8,37	0,498	OK
Piano 2	BC-	57,14	763,02	508,68	138,90	5,43	0,323	OK
Piano 2	C-	86,92	1017,36	508,68	156,72	7,50	0,446	OK
Sottotetto	A-	38,56	508,68	508,68	116,53	4,24	0,253	OK
Sottotetto	AB+	58,61	763,02	508,68	138,90	5,57	0,332	OK
Sottotetto	B-	48,57	508,68	508,68	116,53	5,35	0,318	OK
Sottotetto	BC-	58,24	763,02	508,68	138,90	5,53	0,329	OK
Sottotetto	C-	105,95	1224,60	508,68	169,02	8,62	0,513	OK

Tabella 104 - Verifica indiretta della fessurazione in combinazione frequente della trave principale interna T3 ai diversi livelli dell'edificio

<i>Livello</i>	<i>Sezione</i>	<i>M_{E,FRE}[kNm]</i>	<i>σ_s[MPa]</i>	<i>φ [mm]</i>	<i>s[mm]</i>	<i>φ_{lim} [mm]</i>	<i>φ/φ_{lim}</i>	<i>s_{lim}[mm]</i>	<i>s /s_{lim}</i>	<i>Esito</i>
Piano 1	A-	73,64	237,38	18	75	21,82	0,825	253,27	0,296	OK
Piano 1	AB+	86,23	210,98	18	60	27,11	0,664	286,27	0,210	OK
Piano 1	B-	110,40	245,57	18	75	20,37	0,884	243,04	0,309	OK
Piano 1	BC-	51,40	244,98	18	100	20,47	0,879	243,78	0,410	OK
Piano 1	C-	50,77	241,97	18	100	20,99	0,857	247,53	0,404	OK
Piano 2	A-	80,91	260,82	18	75	17,92	1	223,98	0,330	OK
Piano 2	AB+	86,75	212,26	18	60	26,84	0,671	284,68	0,211	OK
Piano 2	B-	102,09	249,79	18	60	19,66	0,916	237,76	0,252	OK
Piano 2	BC-	59,83	192,87	18	75	31,30	0,575	300,00	0,250	OK
Piano 2	C-	90,02	220,26	18	60	25,14	0,716	274,68	0,218	OK
Sottotetto	A-	39,69	189,17	18	100	32,22	0,559	300,00	0,333	OK
Sottotetto	AB+	59,89	193,06	18	75	31,26	0,576	300,00	0,250	OK
Sottotetto	B-	49,18	234,40	18	100	22,37	0,805	257,01	0,389	OK
Sottotetto	BC-	59,82	192,83	18	75	31,31	0,575	300,00	0,250	OK
Sottotetto	C-	109,67	224,83	18	75	24,22	0,743	268,96	0,279	OK

APPENDICE A

Tabella 105 - Verifica indiretta della fessurazione in combinazione quasi permanente della trave principale interna T3 ai diversi livelli dell'edificio

Livello	Sezione	$M_{E,QP}[kNm]$	$\sigma_s[MPa]$	ϕ [mm]	$s[mm]$	ϕ_{lim} [mm]	ϕ/ϕ_{lim}	$s_{lim}[mm]$	s/s_{lim}	Esito
Piano 1	A-	70,07	225,87	18	75	18,50	0,973	267,66	0,280	OK
Piano 1	AB+	82,10	200,88	18	60	23,03	0,782	298,90	0,201	OK
Piano 1	B-	105,04	233,65	18	75	17,25	1,043	257,94	0,291	OK
Piano 1	BC-	49,00	233,54	18	100	17,27	1,042	258,08	0,387	OK
Piano 1	C-	48,92	233,16	18	100	17,33	1,039	258,55	0,387	OK
Piano 2	A-	77,18	248,79	18	75	15,04	1,197	239,01	0,314	OK
Piano 2	AB+	82,57	202,03	18	60	22,80	0,789	297,46	0,202	OK
Piano 2	B-	96,98	237,29	18	60	16,69	1,078	253,39	0,237	NO
Piano 2	BC-	57,14	184,19	18	75	26,49	0,680	300,00	0,250	OK
Piano 2	C-	86,92	212,67	18	60	20,79	0,866	284,16	0,211	OK
Sottotetto	A-	38,56	183,78	18	100	26,58	0,677	300,00	0,333	OK
Sottotetto	AB+	58,61	188,93	18	75	25,47	0,707	300,00	0,250	OK
Sottotetto	B-	48,57	231,49	18	100	17,59	1,023	260,64	0,384	OK
Sottotetto	BC-	58,24	187,74	18	75	25,72	0,700	300,00	0,250	OK
Sottotetto	C-	105,95	217,20	18	75	19,98	0,901	278,50	0,269	OK

Tabella 106 - Verifica delle tensioni in esercizio in combinazione rara della trave principale T2 ai diversi livelli dell'edificio

Livello	Sezione	$M_{Ek}[kNm]$	$A_s[mm^2]$	$A'_s[mm^2]$	$x[mm]$	$\sigma_c[MPa]$	$\sigma_c/\sigma_{c,lim}$	$\sigma_s[MPa]$	$\sigma_s/\sigma_{s,lim}$	Esito
Piano 1	A-	38,45	508,68	508,68	116,53	4,23	0,252	183,26	0,509	OK
Piano 1	AB-	1,57	508,68	508,68	116,53	0,17	0,010	7,483	0,021	OK
Piano 1	B-	68,73	763,02	508,68	138,90	6,53	0,389	221,55	0,615	OK
Piano 1	BC+	55,46	508,68	508,68	116,53	6,10	0,363	264,327	0,734	OK
Piano 1	C-	39,46	508,68	508,68	116,53	4,34	0,258	188,07	0,522	OK
Piano 2	A-	58,37	508,68	508,68	116,53	6,42	0,382	278,20	0,773	OK
Piano 2	AB-	4,60	508,68	508,68	116,53	0,51	0,030	21,924	0,061	OK

APPENDICE A

Piano 2	B-	65,26	763,02	508,68	138,90	6,20	0,369	210,37	0,584	OK
Piano 2	BC+	56,28	508,68	508,68	116,53	6,19	0,369	268,235	0,745	OK
Piano 2	C-	41,78	508,68	508,68	116,53	4,60	0,274	199,13	0,553	OK
Sottotetto	A-	62,40	763,02	508,68	138,90	5,93	0,353	201,15	0,559	OK
Sottotetto	AB-	11,76	508,68	508,68	116,53	1,29	0,077	56,05	0,156	OK
Sottotetto	B-	27,02	508,68	508,68	116,53	2,97	0,177	128,78	0,358	OK
Sottotetto	BC+	37,93	508,68	508,68	116,53	4,17	0,248	180,78	0,502	OK
Sottotetto	C-	19,42	508,68	508,68	116,53	2,14	0,127	92,56	0,257	OK

Tabella 107 - Verifica delle tensioni nel calcestruzzo in combinazione quasi permanente della trave principale T2 ai diversi livelli dell'edificio

<i>Livello</i>	<i>Sezione</i>	<i>M_{EQP}[kNm]</i>	<i>A_s[mm²]</i>	<i>A'_s[mm²]</i>	<i>x[mm]</i>	<i>σ_c[MPa]</i>	<i>σ_c/σ_{c,lim}</i>	<i>Esito</i>
Piano 1	A-	31,50	508,68	508,68	116,53	3,47	0,206	OK
Piano 1	AB-	0,91	508,68	508,68	116,53	0,10	0,006	OK
Piano 1	B-	58,46	763,02	508,68	138,90	5,56	0,331	OK
Piano 1	BC+	47,01	508,68	508,68	116,53	5,17	0,308	OK
Piano 1	C-	32,98	508,68	508,68	116,53	3,63	0,216	OK
Piano 2	A-	48,02	508,68	508,68	116,53	5,28	0,315	OK
Piano 2	AB-	3,33	508,68	508,68	116,53	0,37	0,022	OK
Piano 2	B-	55,47	763,02	508,68	138,90	5,27	0,314	OK
Piano 2	BC+	47,54	508,68	508,68	116,53	5,23	0,311	OK
Piano 2	C-	34,90	508,68	508,68	116,53	3,84	0,229	OK
Sottotetto	A-	50,06	763,02	508,68	138,90	4,76	0,283	OK
Sottotetto	AB-	9,21	508,68	508,68	116,53	1,01	0,060	OK
Sottotetto	B-	25,87	508,68	508,68	116,53	2,85	0,169	OK
Sottotetto	BC+	34,54	508,68	508,68	116,53	3,80	0,226	OK
Sottotetto	C-	16,99	508,68	508,68	116,53	1,87	0,111	OK

APPENDICE A

Tabella 108 - Verifica indiretta della fessurazione in combinazione frequente della trave principale T2 ai diversi livelli dell'edificio

Livello	Sezione	$M_{E,FRE}[kNm]$	$\sigma_s[MPa]$	$\phi[mm]$	$s[mm]$	$\phi_{lim}[mm]$	ϕ/ϕ_{lim}	$s_{lim}[mm]$	s/s_{lim}	Esito
Piano 1	A-	32,79	156,28	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Piano 1	AB-	1,09	5,20	18	100	40,00	0,45	300,00	0,33	OK
Piano 1	B-	61,29	197,57	18	75	30,17	0,597	300,00	0,250	OK
Piano 1	BC+	49,36	235,25	18	100	22,21	0,810	256,00	0,390	OK
Piano 1	C-	34,82	165,95	18	100	38,37	0,469	300,00	0,333	OK
Piano 2	A-	49,84	237,54	18	100	21,79	0,826	253,07	0,395	OK
Piano 2	AB-	3,61	17,21	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Piano 2	B-	58,12	187,35	18	75	32,67	0,551	300,00	0,250	OK
Piano 2	BC+	49,93	237,97	18	100	21,71	0,829	252,54	0,396	OK
Piano 2	C-	36,84	175,58	18	100	35,73	0,504	300,00	0,333	OK
Sottotetto	A-	52,07	167,85	18	75	37,84	0,476	300,00	0,250	OK
Sottotetto	AB-	9,66	46,04	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Sottotetto	B-	26,04	124,11	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Sottotetto	BC+	35,31	168,29	18	100	37,71	0,477	300,00	0,333	OK
Sottotetto	C-	17,62	83,98	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK

Tabella 109 - Verifica indiretta della fessurazione in combinazione quasi permanente della trave principale T2 ai diversi livelli dell'edificio

Livello	Sezione	$M_{E,QP}[kNm]$	$\sigma_s[MPa]$	$\phi[mm]$	$s[mm]$	$\phi_{lim}[mm]$	ϕ/ϕ_{lim}	$s_{lim}[mm]$	s/s_{lim}	Esito
Piano 1	A-	31,50	150,13	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Piano 1	AB-	0,91	4,34	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Piano 1	B-	58,46	188,45	18	75	25,57	0,704	300,00	0,250	OK
Piano 1	BC+	47,01	224,05	18	100	18,80	0,957	269,93	0,370	OK
Piano 1	C-	32,98	157,19	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Piano 2	A-	48,02	228,87	18	100	18,01	0,999	263,92	0,379	OK
Piano 2	AB-	3,33	15,87	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK

APPENDICE A

Piano 2	B-	55,47	178,81	18	75	27,68	0,650	300,00	0,250	OK
Piano 2	BC+	47,54	226,58	18	100	18,38	0,979	266,78	0,375	OK
Piano 2	C-	34,90	166,34	18	100	30,58	0,589	300,00	0,333	OK
Sottotetto	A-	50,06	161,37	18	75	31,79	0,566	300,00	0,250	OK
Sottotetto	AB-	9,21	43,90	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Sottotetto	B-	25,87	123,30	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Sottotetto	BC+	34,54	164,62	18	100	30,99	0,581	300,00	0,333	OK
Sottotetto	C-	16,99	80,98	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK

Tabella 110 - Verifica delle tensioni in esercizio in combinazione rara della trave di bordo T1 ai diversi livelli dell'edificio

<i>Livello</i>	<i>Sezione</i>	<i>M_{Ek}[kNm]</i>	<i>A_s[mm²]</i>	<i>A'_s[mm²]</i>	<i>x[mm]</i>	<i>σ_c[MPa]</i>	<i>σ_c /σ_{c,lim}</i>	<i>σ_s[MPa]</i>	<i>σ_s /σ_{s,lim}</i>	<i>Esito</i>
Piano 1	A-	46,00	508,68	508,68	116,53	5,06	0,301	219,24	0,609	OK
Piano 1	AB+	54,02	508,68	508,68	116,53	5,94	0,354	257,46	0,715	OK
Piano 1	B-	82,79	763,02	508,68	138,90	7,87	0,468	266,88	0,741	OK
Piano 1	BC+	20,54	508,68	508,68	116,53	2,26	0,135	97,90	0,272	OK
Piano 1	C-	9,74	508,68	508,68	116,53	1,07	0,064	46,42	0,129	OK
Piano 2	A-	49,71	508,68	508,68	116,53	5,47	0,326	236,92	0,658	OK
Piano 2	AB+	51,96	508,68	508,68	116,53	5,72	0,340	247,65	0,688	OK
Piano 2	B-	83,40	763,02	508,68	138,90	7,93	0,472	268,84	0,747	OK
Piano 2	BC+	20,48	508,68	508,68	116,53	2,25	0,134	97,61	0,271	OK
Piano 2	C-	9,52	508,68	508,68	116,53	1,05	0,062	45,37	0,126	OK
Sottotetto	A-	29,32	508,68	508,68	116,53	3,23	0,192	139,74	0,388	OK
Sottotetto	AB+	46,00	508,68	508,68	116,53	5,06	0,301	219,24	0,609	OK
Sottotetto	B-	74,36	763,02	508,68	138,90	7,07	0,421	239,70	0,666	OK
Sottotetto	BC+	16,40	508,68	508,68	116,53	1,80	0,107	78,16	0,217	OK
Sottotetto	C-	3,40	508,68	508,68	116,53	0,37	0,022	16,20	0,045	OK

APPENDICE A

Tabella 111 - Verifica delle tensioni nel calcestruzzo in combinazione quasi permanente della trave di bordo T1 ai diversi livelli dell'edificio

Livello	Sezione	$M_{E,QP}[kNm]$	$A_s[mm^2]$	$A'_s[mm^2]$	$x[mm]$	$\sigma_c[MPa]$	$\sigma_c/\sigma_{c,lim}$	Esito
Piano 1	A-	40,80	508,68	508,68	116,53	4,49	0,267	OK
Piano 1	AB+	48,14	508,68	508,68	116,53	5,30	0,315	OK
Piano 1	B-	73,96	763,02	508,68	138,90	7,03	0,418	OK
Piano 1	BC+	18,18	508,68	508,68	116,53	2,00	0,119	OK
Piano 1	C-	8,40	508,68	508,68	116,53	0,92	0,055	OK
Piano 2	A-	44,40	508,68	508,68	116,53	4,89	0,291	OK
Piano 2	AB+	46,12	508,68	508,68	116,53	5,08	0,302	OK
Piano 2	B-	74,41	763,02	508,68	138,90	7,07	0,421	OK
Piano 2	BC+	18,07	508,68	508,68	116,53	1,99	0,118	OK
Piano 2	C-	8,17	508,68	508,68	116,53	0,90	0,054	OK
Sottotetto	A-	27,83	508,68	508,68	116,53	3,06	0,182	OK
Sottotetto	AB+	44,59	508,68	508,68	116,53	4,91	0,292	OK
Sottotetto	B-	71,72	763,02	508,68	138,90	6,82	0,406	OK
Sottotetto	BC+	15,75	508,68	508,68	116,53	1,73	0,103	OK
Sottotetto	C-	2,94	508,68	508,68	116,53	0,32	0,019	OK

Tabella 112 - Verifica indiretta della fessurazione in combinazione frequente della trave di bordo T1 ai diversi livelli dell'edificio

Livello	Sezione	$M_{E,FRE}[kNm]$	$\sigma_s[MPa]$	$\phi[mm]$	$s[mm]$	$\phi_{lim}[mm]$	ϕ/ϕ_{lim}	$s_{lim}[mm]$	s/s_{lim}	Esito
Piano 1	A-	42,23	201,27	18	100	29,30	0,614	298,41	0,335	OK
Piano 1	AB+	49,80	237,35	18	100	21,82	0,825	253,31	0,395	OK
Piano 1	B-	76,43	246,38	18	75	20,23	0,890	242,03	0,310	OK
Piano 1	BC+	18,81	89,65	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Piano 1	C-	8,71	41,51	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Piano 2	A-	45,84	218,48	18	100	25,51	0,706	276,90	0,361	OK
Piano 2	AB+	47,75	227,58	18	100	23,67	0,760	265,52	0,377	OK
Piano 2	B-	76,90	247,89	18	75	19,98	0,901	240,14	0,312	OK

APPENDICE A

Piano 2	BC+	18,70	89,13	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Piano 2	C-	8,46	40,32	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Sottotetto	A-	28,20	134,40	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Sottotetto	AB+	44,97	214,33	18	100	26,39	0,682	282,09	0,355	OK
Sottotetto	B-	72,39	233,35	18	75	22,56	0,798	258,31	0,290	OK
Sottotetto	BC+	15,90	75,78	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Sottotetto	C-	3,03	14,44	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK

Tabella 113 - Verifica indiretta della fessurazione in combinazione quasi permanente della trave di bordo T1 ai diversi livelli dell'edificio

<i>Livello</i>	<i>Sezione</i>	<i>M_{E,QP}[kNm]</i>	<i>σ_s[MPa]</i>	<i>φ[mm]</i>	<i>s[mm]</i>	<i>Φ_{lim} [mm]</i>	<i>φ/Φ_{lim}</i>	<i>s_{lim}[mm]</i>	<i>s /s_{lim}</i>	<i>Esito</i>
Piano 1	A-	40,80	194,46	18	100	24,32	0,740	300,00	0,333	OK
Piano 1	AB+	48,14	229,44	18	100	17,92	1,005	263,20	0,380	OK
Piano 1	B-	73,96	238,41	18	75	16,52	1,089	251,98	0,298	NO
Piano 1	BC+	18,18	86,65	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Piano 1	C-	8,40	40,04	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Piano 2	A-	44,40	211,61	18	100	20,99	0,858	285,48	0,350	OK
Piano 2	AB+	46,12	219,81	18	100	19,52	0,922	275,24	0,363	OK
Piano 2	B-	74,41	239,86	18	75	16,31	1,104	250,17	0,300	NO
Piano 2	BC+	18,07	86,12	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Piano 2	C-	8,17	38,94	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Sottotetto	A-	27,83	132,64	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Sottotetto	AB+	44,59	212,52	18	100	20,82	0,865	284,35	0,352	OK
Sottotetto	B-	71,72	231,19	18	75	17,64	1,021	261,01	0,287	OK
Sottotetto	BC+	15,75	75,07	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Sottotetto	C-	2,94	14,01	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK

APPENDICE A

Tabella 114 - Verifica delle tensioni in esercizio in combinazione rara della trave secondaria interna T8 ai diversi livelli dell'edificio

Livello	Sezione	$M_{Ek}[kNm]$	$A_s[mm^2]$	$A'_s[mm^2]$	$x[mm]$	$\sigma_c[MPa]$	$\frac{\sigma_c}{\sigma_{c,lim}}$	$\sigma_s[MPa]$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_{s,lim}}$	Esito
Piano 1	A-	13,25	508,68	508,68	116,53	1,46	0,087	63,15	0,175	OK
Piano 1	AB-	1,60	508,68	508,68	116,53	0,18	0,010	7,63	0,021	OK
Piano 1	B-	9,20	508,68	508,68	116,53	1,01	0,060	43,85	0,122	OK
Piano 1	BC-	2,70	508,68	508,68	116,53	0,30	0,018	12,87	0,036	OK
Piano 1	C-	4,70	508,68	508,68	116,53	0,52	0,031	22,40	0,062	OK
Piano 1	CD+	1,21	508,68	508,68	116,53	0,13	0,008	5,77	0,016	OK
Piano 2	A-	24,24	508,68	508,68	116,53	2,67	0,159	115,53	0,321	OK
Piano 2	AB-	0,91	508,68	508,68	116,53	0,10	0,006	4,34	0,012	OK
Piano 2	B-	22,26	508,68	508,68	116,53	2,45	0,146	106,09	0,295	OK
Piano 2	BC+	2,23	508,68	508,68	116,53	0,25	0,015	10,63	0,030	OK
Piano 2	C-	5,84	508,68	508,68	116,53	0,64	0,038	27,83	0,077	OK
Piano 2	CD+	2,14	508,68	508,68	116,53	0,24	0,014	10,20	0,028	OK
Sottotetto	A-	16,24	508,68	508,68	116,53	1,79	0,106	77,40	0,215	OK
Sottotetto	AB-	10,32	508,68	508,68	116,53	1,14	0,068	49,19	0,137	OK
Sottotetto	B-	72,31	763,02	508,68	138,90	6,87	0,409	233,10	0,647	OK
Sottotetto	BC+	46,12	508,68	508,68	116,53	5,08	0,302	219,81	0,611	OK
Sottotetto	C-	81,84	763,02	508,68	138,90	7,78	0,463	263,82	0,733	OK
Sottotetto	CD+	23,27	508,68	508,68	116,53	2,56	0,152	110,91	0,308	OK

APPENDICE A

Tabella 115 - Verifica delle tensioni nel calcestruzzo in combinazione quasi permanente della trave secondaria interna T8 ai diversi livelli dell'edificio

Livello	Sezione	$M_{E,QP}[kNm]$	$A_s[mm^2]$	$A'_s[mm^2]$	$x[mm]$	$\sigma_c[MPa]$	$\sigma_c/\sigma_{c,lim}$	Esito
Piano 1	A-	10,83	508,68	508,68	116,53	1,19	0,071	OK
Piano 1	AB-	1,33	508,68	508,68	116,53	0,15	0,009	OK
Piano 1	B-	7,32	508,68	508,68	116,53	0,81	0,048	OK
Piano 1	BC+	2,61	508,68	508,68	116,53	0,29	0,017	OK
Piano 1	C-	4,61	508,68	508,68	116,53	0,51	0,030	OK
Piano 1	CD+	1,21	508,68	508,68	116,53	0,13	0,008	OK
Piano 2	A-	19,58	508,68	508,68	116,53	2,15	0,128	OK
Piano 2	AB-	0,72	508,68	508,68	116,53	0,08	0,005	OK
Piano 2	B-	17,27	508,68	508,68	116,53	1,90	0,113	OK
Piano 2	BC+	2,20	508,68	508,68	116,53	0,24	0,014	OK
Piano 2	C-	5,42	508,68	508,68	116,53	0,60	0,036	OK
Piano 2	CD+	1,85	508,68	508,68	116,53	0,20	0,012	OK
Sottotetto	A-	13,88	508,68	508,68	116,53	1,53	0,091	OK
Sottotetto	AB-	7,25	508,68	508,68	116,53	0,80	0,047	OK
Sottotetto	B-	46,43	763,02	508,68	138,90	4,41	0,263	OK
Sottotetto	BC+	30,14	508,68	508,68	116,53	3,32	0,197	OK
Sottotetto	C-	53,45	763,02	508,68	138,90	5,08	0,302	OK
Sottotetto	CD+	15,11	508,68	508,68	116,53	1,66	0,099	OK

APPENDICE A

Tabella 116 - Verifica indiretta della fessurazione in combinazione frequente della trave secondaria interna T8 ai diversi livelli dell'edificio

Livello	Sezione	$M_{E,FRE}[kNm]$	$\sigma_s[MPa]$	$\phi[mm]$	$s[mm]$	$\phi_{lim}[mm]$	ϕ/ϕ_{lim}	$s_{lim}[mm]$	s/s_{lim}	Esito
Piano 1	A-	11,28	53,76	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Piano 1	AB-	1,37	6,53	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Piano 1	B-	7,68	36,60	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Piano 1	BC+	2,63	12,53	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Piano 1	C-	4,62	22,02	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Piano 1	CD+	1,21	5,77	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Piano 2	A-	20,31	96,80	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Piano 2	AB-	0,76	3,62	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Piano 2	B-	18,06	86,08	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Piano 2	BC+	2,21	10,53	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Piano 2	C-	5,49	26,17	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Piano 2	CD+	1,91	9,10	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Sottotetto	A-	14,41	68,68	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Sottotetto	AB-	7,80	37,18	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Sottotetto	B-	51,21	165,08	18	75	38,61	0,466	300,00	0,250	OK
Sottotetto	BC+	33,06	157,57	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Sottotetto	C-	58,64	189,03	18	75	32,25	0,558	300,00	0,250	OK
Sottotetto	CD+	16,61	79,16	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK

APPENDICE A

Tabella 117 - Verifica indiretta della fessurazione in combinazione quasi permanente della trave secondaria interna T8 ai diversi livelli dell'edificio

Livello	Sezione	$M_{E,QP}[kNm]$	$\sigma_s[MPa]$	$\phi[mm]$	$s[mm]$	$\phi_{lim}[mm]$	ϕ/ϕ_{lim}	$s_{lim}[mm]$	s/s_{lim}	Esito
Piano 1	A-	10,83	51,62	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Piano 1	AB-	1,33	6,34	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Piano 1	B-	7,32	34,89	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Piano 1	BC+	2,61	12,44	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Piano 1	C-	4,61	21,97	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Piano 1	CD+	1,21	5,77	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Piano 2	A-	19,58	93,32	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Piano 2	AB-	0,72	3,43	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Piano 2	B-	17,27	82,31	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Piano 2	BC+	2,20	10,49	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Piano 2	C-	5,42	25,83	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Piano 2	CD+	1,85	8,82	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Sottotetto	A-	13,88	66,15	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Sottotetto	AB-	7,25	34,55	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Sottotetto	B-	46,43	149,67	18	75	32,00	0,563	300,00	0,250	OK
Sottotetto	BC+	30,14	143,65	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Sottotetto	C-	53,45	172,30	18	75	29,17	0,617	300,00	0,250	OK
Sottotetto	CD+	15,11	72,02	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK

APPENDICE A

Tabella 118 - Verifica delle tensioni in esercizio in combinazione rara della trave secondaria di bordo T7 ai diversi livelli dell'edificio

Livello	Sezione	$M_{Ek}[kNm]$	$A_s[mm^2]$	$A'_s[mm^2]$	$x[mm]$	$\sigma_c[MPa]$	$\frac{\sigma_c}{\sigma_{c,lim}}$	$\sigma_s[MPa]$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_{s,lim}}$	Esito
Piano 1	A-	1,27	508,68	508,68	116,53	0,14	0,008	6,05	0,017	OK
Piano 1	AB+	5,28	508,68	508,68	116,53	0,58	0,035	25,16	0,070	OK
Piano 1	B-	26,64	508,68	508,68	116,53	2,93	0,174	126,97	0,353	OK
Piano 1	BC+	12,03	508,68	508,68	116,53	1,32	0,079	57,34	0,159	OK
Piano 1	C-	14,81	508,68	508,68	116,53	1,63	0,097	70,59	0,196	OK
Piano 1	CD+	7,13	508,68	508,68	116,53	0,78	0,047	33,98	0,094	OK
Piano 2	A-	0,87	508,68	508,68	116,53	0,10	0,006	4,15	0,012	OK
Piano 2	AB+	3,86	508,68	508,68	116,53	0,42	0,025	18,40	0,051	OK
Piano 2	B-	30,46	508,68	508,68	116,53	3,35	0,200	145,17	0,403	OK
Piano 2	BC+	11,51	508,68	508,68	116,53	1,27	0,075	54,86	0,152	OK
Piano 2	C-	12,88	508,68	508,68	116,53	1,42	0,084	61,39	0,171	OK
Piano 2	CD+	9,52	508,68	508,68	116,53	1,05	0,062	45,37	0,126	OK
Sottotetto	A-	5,28	508,68	508,68	116,53	0,58	0,035	25,16	0,070	OK
Sottotetto	AB+	20,59	508,68	508,68	116,53	2,27	0,135	98,13	0,273	OK
Sottotetto	B-	83,79	763,02	508,68	138,90	7,96	0,474	270,10	0,750	OK
Sottotetto	BC+	43,24	508,68	508,68	116,53	4,76	0,283	206,09	0,572	OK
Sottotetto	C-	54,99	508,68	508,68	116,53	6,05	0,360	262,09	0,728	OK
Sottotetto	CD+	20,06	508,68	508,68	116,53	2,21	0,131	95,61	0,266	OK

APPENDICE A

Tabella 119 - Verifica delle tensioni nel calcestruzzo in combinazione quasi permanente della trave secondaria di bordo T7 ai diversi livelli dell'edificio

Livello	Sezione	$M_{E,QP}[kNm]$	$A_s[mm^2]$	$A'_s[mm^2]$	$x[mm]$	$\sigma_c[MPa]$	$\sigma_c/\sigma_{c,lim}$	Esito
Piano 1	A-	1,02	508,68	508,68	116,53	0,11	0,007	OK
Piano 1	AB+	5,08	508,68	508,68	116,53	0,56	0,033	OK
Piano 1	B-	25,74	508,68	508,68	116,53	2,83	0,169	OK
Piano 1	BC+	11,92	508,68	508,68	116,53	1,31	0,078	OK
Piano 1	C-	14,46	508,68	508,68	116,53	1,59	0,095	OK
Piano 1	CD+	6,87	508,68	508,68	116,53	0,76	0,045	OK
Piano 2	A-	0,43	508,68	508,68	116,53	0,05	0,003	OK
Piano 2	AB+	3,64	508,68	508,68	116,53	0,40	0,024	OK
Piano 2	B-	29,21	508,68	508,68	116,53	3,21	0,191	OK
Piano 2	BC+	11,39	508,68	508,68	116,53	1,25	0,075	OK
Piano 2	C-	12,49	508,68	508,68	116,53	1,37	0,082	OK
Piano 2	CD+	8,84	508,68	508,68	116,53	0,97	0,058	OK
Sottotetto	A-	3,43	508,68	508,68	116,53	0,38	0,022	OK
Sottotetto	AB+	15,47	508,68	508,68	116,53	1,70	0,101	OK
Sottotetto	B-	66,60	763,02	508,68	138,90	6,33	0,377	OK
Sottotetto	BC+	33,34	508,68	508,68	116,53	3,67	0,218	OK
Sottotetto	C-	41,94	508,68	508,68	116,53	4,62	0,275	OK
Sottotetto	CD+	16,39	508,68	508,68	116,53	1,80	0,107	OK

APPENDICE A

Tabella 120 - Verifica indiretta della fessurazione in combinazione frequente della trave secondaria di bordo T7 ai diversi livelli dell'edificio

Livello	Sezione	$M_{E,FRE}[kNm]$	$\sigma_s[MPa]$	$\phi[mm]$	$s[mm]$	$\phi_{lim}[mm]$	ϕ/ϕ_{lim}	$s_{lim}[mm]$	s/s_{lim}	Esito
Piano 1	A-	1,10	5,24	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Piano 1	AB+	5,14	24,50	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Piano 1	B-	25,90	123,44	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Piano 1	BC+	11,94	56,91	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Piano 1	C-	14,55	69,35	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Piano 1	CD+	6,92	32,98	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Piano 2	A-	0,58	2,76	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Piano 2	AB+	3,71	17,68	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Piano 2	B-	29,45	140,36	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Piano 2	BC+	11,42	54,43	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Piano 2	C-	12,60	60,05	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Piano 2	CD+	8,95	42,66	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Sottotetto	A-	3,82	18,21	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Sottotetto	AB+	16,46	78,45	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Sottotetto	B-	69,70	224,68	18	75	24,24	0,742	269,15	0,279	OK
Sottotetto	BC+	35,17	167,62	18	100	37,90	0,475	300,00	0,333	OK
Sottotetto	C-	44,39	211,57	18	100	26,99	0,667	285,54	0,350	OK
Sottotetto	CD+	17,04	81,21	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK

APPENDICE A

Tabella 121 - Verifica indiretta della fessurazione in combinazione quasi permanente della trave secondaria di bordo T7 ai diversi livelli dell'edificio

Livello	Sezione	$M_{E,QP}[kNm]$	$\sigma_s[MPa]$	$\phi[mm]$	$s[mm]$	$\phi_{lim}[mm]$	ϕ/ϕ_{lim}	$s_{lim}[mm]$	s/s_{lim}	Esito
Piano 1	A-	1,02	4,86	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Piano 1	AB+	5,08	24,21	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Piano 1	B-	25,74	122,68	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Piano 1	BC+	11,92	56,81	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Piano 1	C-	14,46	68,92	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Piano 1	CD+	6,87	32,74	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Piano 2	A-	0,43	2,05	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Piano 2	AB+	3,64	17,35	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Piano 2	B-	29,21	139,22	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Piano 2	BC+	11,39	54,29	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Piano 2	C-	12,49	59,53	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Piano 2	CD+	8,84	42,13	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Sottotetto	A-	3,43	16,35	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Sottotetto	AB+	15,47	73,73	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Sottotetto	B-	66,60	214,69	18	75	20,43	0,881	281,64	0,266	OK
Sottotetto	BC+	33,34	158,90	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Sottotetto	C-	41,94	199,89	18	100	23,22	0,775	300,00	0,333	OK
Sottotetto	CD+	16,39	78,12	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK

APPENDICE A

Tabella 122 - Verifica delle tensioni in esercizio in combinazione rara della trave secondaria di bordo T9 ai diversi livelli dell'edificio

Livello	Sezione	$M_{EK}[kNm]$	$A_s[mm^2]$	$A'_s[mm^2]$	$x[mm]$	$\sigma_c[MPa]$	$\frac{\sigma_c}{\sigma_{c,lim}}$	$\sigma_s[MPa]$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_{s,lim}}$	Esito
Piano 1	A-	18,23	508,68	508,68	116,53	2,01	0,119	86,89	0,241	OK
Piano 1	AB+	20,09	508,68	508,68	116,53	2,21	0,132	95,75	0,266	OK
Piano 1	B-	44,72	508,68	508,68	116,53	4,92	0,293	213,14	0,592	OK
Piano 1	BC+	33,66	508,68	508,68	116,53	3,70	0,220	160,43	0,446	OK
Piano 1	C-	79,83	763,02	508,68	138,90	7,59	0,452	257,34	0,715	OK
Piano 2	A-	24,52	508,68	508,68	116,53	2,70	0,161	116,86	0,325	OK
Piano 2	AB+	19,64	508,68	508,68	116,53	2,16	0,129	93,61	0,260	OK
Piano 2	B-	37,87	508,68	508,68	116,53	4,17	0,248	180,49	0,501	OK
Piano 2	BC+	33,65	508,68	508,68	116,53	3,70	0,220	160,38	0,445	OK
Piano 2	C-	87,45	763,02	508,68	138,90	8,31	0,495	281,90	0,783	OK
Sottotetto	A-	18,53	508,68	508,68	116,53	2,04	0,121	88,32	0,245	OK
Sottotetto	AB+	28,01	508,68	508,68	116,53	3,08	0,183	133,50	0,371	OK
Sottotetto	B-	36,81	508,68	508,68	116,53	4,05	0,241	175,44	0,487	OK
Sottotetto	BC+	33,99	508,68	508,68	116,53	3,74	0,223	162,00	0,450	OK
Sottotetto	C-	95,79	1017,36	508,68	156,72	8,26	0,492	234,37	0,651	OK

Tabella 123 - Verifica delle tensioni nel calcestruzzo in combinazione quasi permanente della trave secondaria di bordo T9 ai diversi livelli dell'edificio

Livello	Sezione	$M_{E,QF}[kNm]$	$A_s[mm^2]$	$A'_s[mm^2]$	$x[mm]$	$\sigma_c[MPa]$	$\sigma_c/\sigma_{c,lim}$	Esito
Piano 1	A-	16,30	508,68	508,68	116,53	1,79	0,107	OK
Piano 1	AB+	18,12	508,68	508,68	116,53	1,99	0,119	OK
Piano 1	B-	37,51	508,68	508,68	116,53	4,13	0,246	OK
Piano 1	BC+	27,87	508,68	508,68	116,53	3,07	0,183	OK
Piano 1	C-	66,46	763,02	508,68	138,90	6,32	0,376	OK
Piano 2	A-	21,90	508,68	508,68	116,53	2,41	0,143	OK
Piano 2	AB+	17,68	508,68	508,68	116,53	1,95	0,116	OK

APPENDICE A

Piano 2	B-	31,20	508,68	508,68	116,53	3,43	0,204	OK
Piano 2	BC+	27,65	508,68	508,68	116,53	3,04	0,181	OK
Piano 2	C-	73,23	763,02	508,68	138,90	6,96	0,414	OK
Sottotetto	A-	15,75	508,68	508,68	116,53	1,73	0,103	OK
Sottotetto	AB+	25,39	508,68	508,68	116,53	2,79	0,166	OK
Sottotetto	B-	34,50	508,68	508,68	116,53	3,80	0,226	OK
Sottotetto	BC+	29,21	508,68	508,68	116,53	3,21	0,191	OK
Sottotetto	C-	79,30	1017,36	508,68	156,72	6,84	0,407	OK

Tabella 124 - Verifica indiretta della fessurazione in combinazione frequente della trave secondaria di bordo T9 ai diversi livelli dell'edificio

Livello	Sezione	$M_{E,FRE}[kNm]$	$\sigma_s[MPa]$	$\phi[mm]$	$s[mm]$	$\phi_{lim}[mm]$	ϕ/ϕ_{lim}	$s_{lim}[mm]$	s/s_{lim}	Esito
Piano 1	A-	15,76	75,11	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Piano 1	AB+	18,80	89,60	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Piano 1	B-	39,48	188,16	18	100	32,47	0,554	300,00	0,333	OK
Piano 1	BC+	29,62	141,17	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Piano 1	C-	70,10	225,97	18	75	23,99	0,750	267,54	0,280	OK
Piano 2	A-	22,35	106,52	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Piano 2	AB+	18,36	87,51	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Piano 2	B-	33,07	157,61	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Piano 2	BC+	29,40	140,12	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Piano 2	C-	76,95	248,05	18	75	19,95	0,902	239,93	0,313	OK
Sottotetto	A-	16,17	77,07	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Sottotetto	AB+	24,19	115,29	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Sottotetto	B-	36,49	173,91	18	100	36,17	0,498	300,00	0,333	OK
Sottotetto	BC+	30,47	145,22	18	100	40,00	0,450	300,00	0,333	OK
Sottotetto	C-	82,15	201,00	18	60	29,37	0,613	298,75	0,201	OK

APPENDICE A

Tabella 125 - Verifica indiretta della fessurazione in combinazione quasi permanente della trave secondaria di bordo T9 ai diversi livelli dell'edificio

Livello	Sezione	$M_{E,QP}[kNm]$	$\sigma_s[MPa]$	$\phi[mm]$	$s[mm]$	$\phi_{lim}[mm]$	ϕ/ϕ_{lim}	$s_{lim}[mm]$	s/s_{lim}	Esito
Piano 1	A-	16,30	77,69	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Piano 1	AB+	18,12	86,36	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Piano 1	B-	37,51	178,78	18	100	27,69	0,650	300,00	0,333	OK
Piano 1	BC+	27,87	132,83	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Piano 1	C-	66,46	214,24	18	75	20,51	0,878	282,20	0,266	OK
Piano 2	A-	21,90	104,38	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Piano 2	AB+	17,68	84,26	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Piano 2	B-	31,20	148,70	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Piano 2	BC+	27,65	131,78	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Piano 2	C-	73,23	236,06	18	75	16,88	1,066	254,92	0,294	OK
Sottotetto	A-	15,75	75,07	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Sottotetto	AB+	25,39	121,01	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Sottotetto	B-	34,50	164,43	18	100	31,04	0,580	300,00	0,333	OK
Sottotetto	BC+	29,21	139,22	18	100	32,00	0,563	300,00	0,333	OK
Sottotetto	C-	79,30	194,03	18	60	24,40	0,738	300,00	0,200	OK

A.4 Pilastri

A.4.1 Identificazione e caratteristiche geometriche

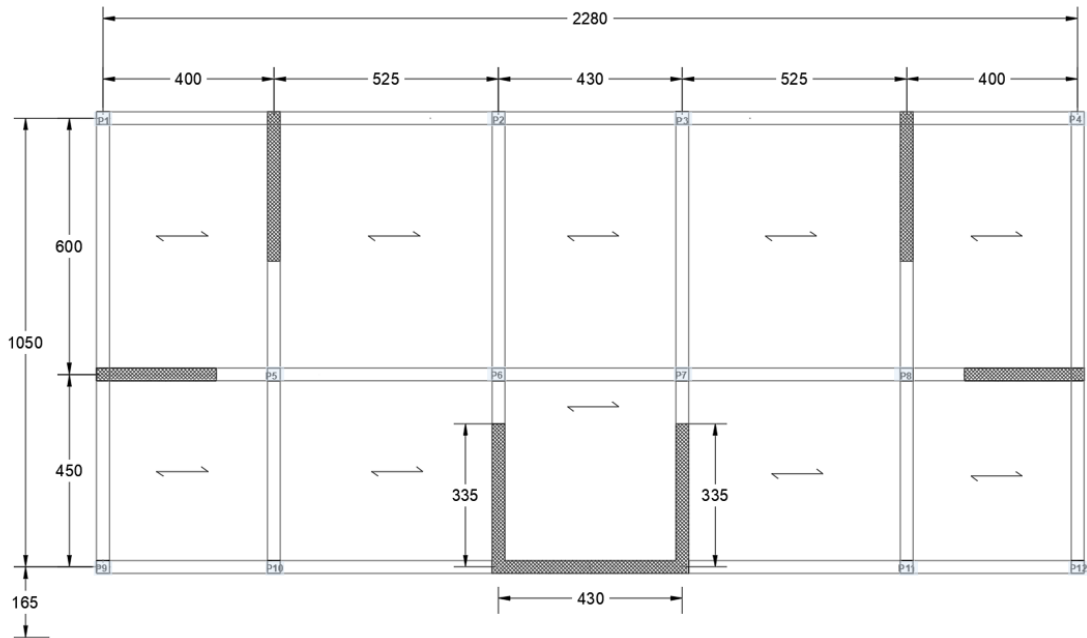


Figura 93 - Pianta nomenclatura pilastri

I pilastri considerati nel dimensionamento sono identificati nella Figura 93. Tutti gli elementi presentano sezione quadrata di dimensioni $300 \times 300\text{mm}$ e sono realizzati con calcestruzzo di classe $C28/35$ e acciaio per armature caratterizzato da $f_{yk} = 450\text{MPa}$. Le principali caratteristiche geometriche e meccaniche adottate nelle verifiche sono riepilogate nella Tabella 126.

Tabella 126 - Caratteristiche geometriche e meccaniche dei pilastri considerati nel dimensionamento

Pilastro	b [mm]	h [mm]	c [mm]	d' [mm]	d [mm]	t [mm]	f_{ck} [MPa]	f_{yk} [MPa]
P1	300	300	35	52	248	17	28	450
P2	300	300	35	52	248	17	28	450
P5	300	300	35	52	248	17	28	450
P6	300	300	35	52	248	17	28	450
P9	300	300	35	52	248	17	28	450
P10	300	300	35	52	248	17	28	450

APPENDICE A

A.4.2 Armature adottate

Le armature longitudinali e trasversali adottate per i pilastri sono riepilogate nella Tabella 127 e nella Tabella 128. Per tutti gli elementi è stata adottata una disposizione simmetrica dell'armatura longitudinale, costituita da quattro barre Ø18 collocate agli angoli della sezione. L'armatura trasversale è costituita da staffe Ø8 a due bracci, disposte con passo differenziato tra le zone dissipative e le restanti porzioni dell'elemento.

Tabella 127 - Armature longitudinali adottate per i pilastri

Pilastro	Armatura longitudinale	$A_{s,tot} [mm^2]$	$\omega_{tot} [-]$	Interasse barre $s_l [mm]$	$s_{l,max} [mm]$	Esito
P1	4Ø18	1017,36	0,278	196	200	OK
P2	4Ø18	1017,36	0,278	196	200	OK
P5	4Ø18	1017,36	0,278	196	200	OK
P6	4Ø18	1017,36	0,278	196	200	OK
P9	4Ø18	1017,36	0,278	196	200	OK
P10	4Ø18	1017,36	0,278	196	200	OK

Tabella 128 - Armature trasversali e caratteristiche delle zone dissipative dei pilastri

Pilastro	Staffe adottate	n. bracci	$A_{sw} [mm^2]$	s fuori ZD [mm]	s in ZD [mm]	$H_{netta} [mm]$	$l_{ZD} [mm]$
P1	2Ø8	2	100,48	150	100	2700	450
P2	2Ø8	2	100,48	150	100	2700	450
P5	2Ø8	2	100,48	150	100	2700	450
P6	2Ø8	2	100,48	150	100	2700	450
P9	2Ø8	2	100,48	150	100	2700	450
P10	2Ø8	2	100,48	150	100	2700	450

A.4.3 Verifiche SLU

Le verifiche a pressoflessione sono state condotte considerando, per ciascun pilastro e per ciascun interpiano, le coppie di sollecitazioni derivanti dalla medesima combinazione di carico. La verifica è stata effettuata mediante diagrammi di interazione normalizzati momento–sforzo normale. Nelle tabelle seguenti sono riportate le combinazioni maggiormente significative in termini di sforzo normale normalizzato v e momento flettente normalizzato μ nelle due direzioni principali.

Tabella 129 - Combinazioni maggiormente significative per la verifica a pressoflessione del pilastro P1

Interpiano	Parametro gov.	Comb.	Estremo	N_{Ed} [kN]	$M_{E,y d}$ [kNm]	$M_{E,d,z}$ [kNm]	v [-]	μ_y [-]	μ_z [-]
1	v	SLUF31	I[15]	-381,04	-0,33	-11,15	0,266	0,001	0,026
1	μ_y	SLUF28	J[33]	-352,67	0,86	20,72	0,246	0,002	0,048
1	μ_z	SLUF11	J[33]	-364,86	0,68	22,03	0,255	0,002	0,051
2	v	SLUF51	I[33]	-259,99	-0,17	-30,03	0,182	0,000	0,070
2	μ_y	SLUF50	J[57]	-250,51	-1,09	28,06	0,175	0,003	0,065
2	μ_z	SLUF31	I[33]	-259,65	-0,15	-31,68	0,181	0,000	0,074
3	v	SLUF51	I[57]	-144,13	-1,93	-28,70	0,101	0,004	0,067
3	μ_y	SLUF52	J[81]	-134,92	5,77	29,94	0,094	0,013	0,070
3	μ_z	SLUF31	J[81]	-129,91	4,66	31,06	0,091	0,011	0,072

Tabella 130 - Combinazioni maggiormente significative per la verifica a pressoflessione del pilastro P2

Interpiano	Parametro gov.	Comb.	Estremo	N_{Ed} [kN]	$M_{E,y d}$ [kNm]	$M_{E,d,z}$ [kNm]	v [-]	μ_y [-]	μ_z [-]
1	v	SLUF31	I[17]	-753,27	0,02	-20,35	0,526	0,000	0,047
1	μ_y	SLUF18	I[17]	-698,16	0,54	-18,73	0,488	0,001	0,044
1	μ_z	SLUF31	J[34]	-744,23	-0,03	40,81	0,520	0,000	0,095
2	v	SLUF51	I[34]	-525,46	-0,83	-55,79	0,367	0,002	0,130
2	μ_y	SLUF48	J[58]	-492,37	2,44	53,83	0,344	0,006	0,125
2	μ_z	SLUF31	I[34]	-520,37	-0,83	-60,00	0,363	0,002	0,140
3	v	SLUF51	I[58]	-302,22	0,17	-50,71	0,211	0,000	0,118

APPENDICE A

3	μ_y	SLUF50	J[82]	-293,04	-3,63	47,43	0,205	0,008	0,110
3	μ_z	SLUF31	I[58]	-285,15	-0,18	-53,69	0,199	0,000	0,125

Tabella 131 - Combinazioni maggiormente significative per la verifica a pressoflessione del pilastro P5

Interpiano	Parametro gov.	Comb.	Estremo	N_{Ed} [kN]	$M_{E,y d}$ [kNm]	$M_{E,d,z}$ [kNm]	v [-]	μ_y [-]	μ_z [-]
1	v	SLUF41	I[9]	-616,77	-3,19	-6,37	0,431	0,007	0,015
1	μ_y	SLUF52	J[29]	-595,46	6,71	12,38	0,416	0,016	0,029
1	μ_z	SLUF31	J[29]	-602,60	6,47	13,54	0,421	0,015	0,032
2	v	SLUF53	I[29]	-410,45	-7,69	-20,07	0,287	0,018	0,047
2	μ_y	SLUF20	I[29]	-377,61	-8,44	-20,60	0,264	0,020	0,048
2	μ_z	SLUF31	J[53]	-391,11	6,38	23,20	0,273	0,015	0,054
3	v	SLUF53	I[53]	-257,70	-27,94	-23,96	0,180	0,065	0,056
3	μ_y	SLUF52	J[77]	-247,98	53,70	24,80	0,173	0,125	0,058
3	μ_z	SLUF51	J[77]	-247,08	53,21	25,94	0,173	0,124	0,060

Tabella 132 - Combinazioni maggiormente significative per la verifica a pressoflessione del pilastro P6

Interpiano	Parametro gov.	Comb.	Estremo	N_{Ed} [kN]	$M_{E,y d}$ [kNm]	$M_{E,d,z}$ [kNm]	v [-]	μ_y [-]	μ_z [-]
1	v	SLUF31	I[10]	-644,23	0,83	12,03	0,450	0,002	0,028
1	μ_y	SLUF50	J[30]	-611,51	-1,90	-24,06	0,427	0,004	0,056
1	μ_z	SLUF41	J[30]	-615,44	-1,70	-26,06	0,430	0,004	0,061
2	v	SLUF51	I[30]	-384,79	-0,38	36,97	0,269	0,001	0,086
2	μ_y	SLUF52	J[54]	-368,78	3,72	-40,16	0,258	0,009	0,093
2	μ_z	SLUF41	J[54]	-356,81	2,88	-42,99	0,249	0,007	0,100
3	v	SLUF51	I[54]	-224,55	9,00	41,42	0,157	0,021	0,096
3	μ_y	SLUF50	J[78]	-212,88	-25,57	-42,40	0,149	0,060	0,099
3	μ_z	SLUF41	I[54]	-192,05	7,86	44,24	0,134	0,018	0,103

APPENDICE A

Tabella 133 - Combinazioni maggiormente significative per la verifica a pressoflessione del pilastro P9

Interpiano	Parametro gov.	Comb.	Estremo	N_{Ed} [kN]	$M_{E,y,d}$ [kNm]	$M_{E,d,z}$ [kNm]	v [-]	μ_y [-]	μ_z [-]
1	v	SLUF40	I[1]	-363,25	-4,09	3,39	0,254	0,010	0,008
1	μ_y	SLUF44	J[25]	-351,64	8,51	-6,70	0,246	0,020	0,016
1	μ_z	SLUF20	J[25]	-348,02	8,15	-7,17	0,243	0,019	0,017
2	v	SLUF52	I[25]	-244,09	-12,59	8,87	0,170	0,029	0,021
2	μ_y	SLUF44	J[49]	-231,68	13,42	-8,40	0,162	0,031	0,020
2	μ_z	SLUF20	I[25]	-236,81	-12,52	9,66	0,165	0,029	0,022
3	v	SLUF52	I[49]	-122,04	-16,55	6,70	0,085	0,039	0,016
3	μ_y	SLUF52	J[73]	-113,01	19,90	-6,35	0,079	0,046	0,015
3	μ_z	SLUF20	I[49]	-112,20	-15,59	7,42	0,078	0,036	0,017

Tabella 134 - Combinazioni maggiormente significative per la verifica a pressoflessione del pilastro P10

Interpiano	Parametro gov.	Comb.	Estremo	N_{Ed} [kN]	$M_{E,y,d}$ [kNm]	$M_{E,d,z}$ [kNm]	v [-]	μ_y [-]	μ_z [-]
1	v	SLUF41	I[2]	-797,20	-1,45	8,90	0,557	0,003	0,021
1	μ_y	SLUF46	J[26]	-784,84	3,81	-16,81	0,548	0,009	0,039
1	μ_z	SLUF41	J[26]	-788,16	2,96	-18,34	0,550	0,007	0,043
2	v	SLUF53	I[26]	-519,73	-4,14	24,20	0,363	0,010	0,056
2	μ_y	SLUF26	I[26]	-492,71	-5,46	23,93	0,344	0,013	0,056
2	μ_z	SLUF41	I[26]	-514,88	-4,16	26,22	0,360	0,010	0,061
3	v	SLUF53	I[50]	-252,96	-4,13	20,87	0,177	0,010	0,049
3	μ_y	SLUF52	J[74]	-243,88	4,85	-19,14	0,170	0,011	0,045
3	μ_z	SLUF41	I[50]	-239,29	-3,94	22,31	0,167	0,009	0,052

APPENDICE A

I punti rappresentativi delle combinazioni di progetto sono stati confrontati con i corrispondenti domini resistenti normalizzati. La verifica risulta soddisfatta quando il punto rappresentativo della combinazione ricade all'interno del dominio di interazione adottato.

Le verifiche a taglio dei pilastri sono state eseguite mediante diagrammi normalizzati di interazione taglio–sforzo normale, considerando congiuntamente le azioni derivanti dalla medesima combinazione di carico. Per ciascun pilastro e per ciascun interpiano sono state individuate le combinazioni maggiormente significative in termini di sforzo normale normalizzato v e di taglio normalizzato ψ_y e ψ_z . Nelle tabelle seguenti sono riportati i corrispondenti valori delle sollecitazioni di progetto e dei parametri normalizzati utilizzati per il confronto con i domini resistenti.

Tabella 135 - Combinazioni maggiormente significative per la verifica a taglio del pilastro P1

Interpiano	Parametro gov.	Comb.	Estremo	N_{Ed} [kN]	$V_{Ed,y}$ [kN]	$V_{Ed,z}$ [kN]	v [-]	ψ_y [-]	ψ_z [-]
1	v	SLUF31	I[15]	-381,04	-10,73	-0,32	0,266	0,009	0,000
1	ψ_y	SLUF11	I[15]	-373,90	-10,73	-0,33	0,261	0,009	0,000
1	ψ_z	SLUF28	I[15]	-361,71	-9,99	-0,51	0,253	0,008	0,000
2	v	SLUF51	I[33]	-259,99	-18,81	0,19	0,182	0,016	0,000
2	ψ_y	SLUF31	I[33]	-259,65	-19,89	0,19	0,181	0,017	0,000
2	ψ_z	SLUF38	I[33]	-252,29	-18,84	0,44	0,176	0,016	0,000
3	v	SLUF51	I[57]	-144,13	-19,10	-2,46	0,101	0,016	0,002
3	ψ_y	SLUF31	I[57]	-138,94	-19,72	-1,98	0,097	0,017	0,002
3	ψ_z	SLUF52	I[57]	-143,96	-18,87	-2,52	0,101	0,016	0,002

APPENDICE A

Tabella 136 - Combinazioni maggiormente significative per la verifica a taglio del pilastro P2

Interpiano	Parametro gov.	Comb.	Estremo	N_{Ed} [kN]	$V_{Ed,y}$ [kN]	$V_{Ed,z}$ [kN]	v [-]	ψ_y [-]	ψ_z [-]
1	v, ψ_y	SLUF31	I[17]	-753,27	-19,79	0,02	0,526	0,017	0,000
1	ψ_z	SLUF18	I[17]	-698,16	-18,28	0,34	0,488	0,015	0,000
2	v	SLUF51	I[34]	-525,46	-35,61	-0,85	0,367	0,030	0,001
2	ψ_y	SLUF31	I[34]	-520,37	-38,33	-0,83	0,363	0,032	0,001
2	ψ_z	SLUF48	I[34]	-501,41	-35,34	-1,29	0,350	0,030	0,001
3	v	SLUF51	I[58]	-302,22	-31,84	1,09	0,211	0,027	0,001
3	ψ_y	SLUF31	I[58]	-285,15	-33,38	0,71	0,199	0,028	0,001
3	ψ_z	SLUF50	I[58]	-302,07	-31,69	1,37	0,211	0,027	0,001

Tabella 137 - Combinazioni maggiormente significative per la verifica a taglio del pilastro P5

Interpiano	Parametro gov.	Comb.	Estremo	N_{Ed} [kN]	$V_{Ed,y}$ [kN]	$V_{Ed,z}$ [kN]	v [-]	ψ_y [-]	ψ_z [-]
1	v	SLUF41	I[9]	-616,77	-6,21	-3,13	0,431	0,005	0,003
1	ψ_y	SLUF31	I[9]	-611,64	-6,65	-3,12	0,427	0,006	0,003
1	ψ_z	SLUF52	I[9]	-604,50	-6,02	-3,27	0,422	0,005	0,003
2	v	SLUF53	I[29]	-410,45	-13,38	-4,30	0,287	0,011	0,004
2	ψ_y	SLUF31	I[29]	-400,15	-14,64	-4,67	0,279	0,012	0,004
2	ψ_z	SLUF20	I[29]	-377,61	-13,68	-5,07	0,264	0,012	0,004
3	v	SLUF53	I[53]	-257,70	-15,73	-26,30	0,180	0,013	0,022
3	ψ_y	SLUF31	I[53]	-230,72	-16,65	-23,67	0,161	0,014	0,020
3	ψ_z	SLUF52	I[53]	-257,02	-15,83	-26,53	0,180	0,013	0,022

APPENDICE A

Tabella 138 - Combinazioni maggiormente significative per la verifica a taglio del pilastro P6

Interpiano	Parametro gov.	Comb.	Estremo	N_{Ed} [kN]	$V_{Ed,y}$ [kN]	$V_{Ed,z}$ [kN]	v [-]	ψ_y [-]	ψ_z [-]
1	v	SLUF31	I[10]	-644,23	12,07	0,81	0,450	0,010	0,001
1	ψ_y	SLUF41	I[10]	-624,48	12,54	0,82	0,436	0,011	0,001
1	ψ_z	SLUF50	I[10]	-620,55	11,52	0,95	0,433	0,010	0,001
2	v	SLUF51	I[30]	-384,79	24,74	-1,30	0,269	0,021	0,001
2	ψ_y	SLUF41	I[30]	-365,85	27,03	-0,97	0,256	0,023	0,001
2	ψ_z	SLUF52	I[30]	-377,82	25,19	-1,36	0,264	0,021	0,001
3	v	SLUF51	I[54]	-224,55	26,95	11,13	0,157	0,023	0,009
3	ψ_y	SLUF41	I[54]	-192,05	28,54	9,59	0,134	0,024	0,008
3	ψ_z	SLUF50	I[54]	-221,92	27,30	11,24	0,155	0,023	0,009

Tabella 139 - Combinazioni maggiormente significative per la verifica a taglio del pilastro P9

Interpiano	Parametro gov.	Comb.	Estremo	N_{Ed} [kN]	$V_{Ed,y}$ [kN]	$V_{Ed,z}$ [kN]	v [-]	ψ_y [-]	ψ_z [-]
1	v	SLUF40	I[1]	-363,25	3,41	-3,98	0,254	0,003	0,003
1	ψ_y	SLUF20	I[1]	-357,06	3,43	-3,95	0,249	0,003	0,003
1	ψ_z	SLUF44	I[1]	-360,68	3,20	-4,12	0,252	0,003	0,003
2	v	SLUF52	I[25]	-244,09	5,58	-8,27	0,170	0,005	0,007
2	ψ_y	SLUF20	I[25]	-236,81	6,08	-8,23	0,165	0,005	0,007
2	ψ_z	SLUF44	I[25]	-240,72	5,61	-8,56	0,168	0,005	0,007
3	v, ψ_z	SLUF52	I[49]	-122,04	4,22	-11,79	0,085	0,004	0,010
3	ψ_y	SLUF20	I[49]	-112,20	4,64	-10,87	0,078	0,004	0,009

APPENDICE A

Tabella 140 - Combinazioni maggiormente significative per la verifica a taglio del pilastro P10

Interpiano	Parametro gov.	Comb.	Estremo	N_{Ed} [kN]	$V_{Ed,y}$ [kN]	$V_{Ed,z}$ [kN]	v [-]	ψ_y [-]	ψ_z [-]
1	v, ψ_y	SLUF41	I[2]	-797,20	8,81	-1,43	0,557	0,007	0,001
1	ψ_z	SLUF26	I[2]	-776,18	8,05	-1,86	0,542	0,007	0,002
2	v	SLUF53	I[26]	-519,73	15,52	-2,59	0,363	0,013	0,002
2	ψ_y	SLUF41	I[26]	-514,88	16,81	-2,61	0,360	0,014	0,002
2	ψ_z	SLUF26	I[26]	-492,71	15,31	-3,46	0,344	0,013	0,003
3	v	SLUF53	I[50]	-252,96	12,98	-2,85	0,177	0,011	0,002
3	ψ_y	SLUF41	I[50]	-239,29	13,72	-2,64	0,167	0,012	0,002
3	ψ_z	SLUF46	I[50]	-234,11	12,68	-3,06	0,164	0,011	0,003

I valori riportati evidenziano come le condizioni più gravose non corrispondano necessariamente alla medesima combinazione per le tre grandezze normalizzate considerate. Per tale ragione, nelle verifiche sono state mantenute associate le componenti N_{Ed} , $V_{Ed,y}$ e $V_{Ed,z}$ appartenenti alla stessa combinazione di carico, evitando la costruzione di involucri indipendenti delle singole azioni. La verifica è stata condotta mediante confronto dei punti rappresentativi con i corrispondenti domini normalizzati di interazione $V - N$.

A.5 Pareti strutturali in c.a.

A.5.1 Identificazione e caratteristiche geometriche

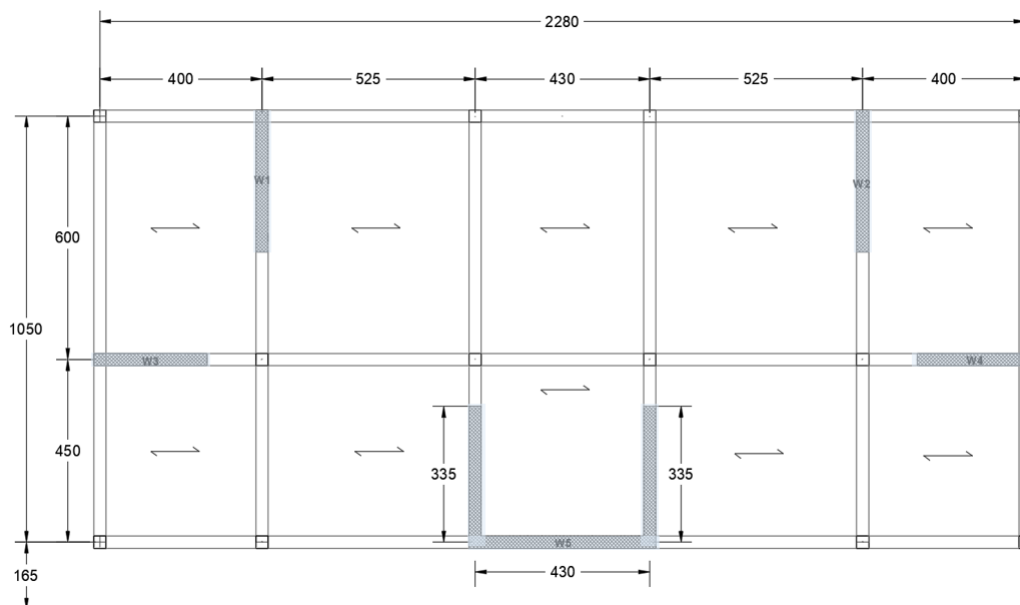


Figura 94 - Pianta nomenclatura pareti

Tabella 141 - Caratteristiche geometriche delle pareti strutturali

Parete	b_w [mm]	l_w [mm]	h_w [m]	h_w/l_w [-]	Classificazione	l_c [mm]	l_{anima} [mm]	h_{cr} [m]	c [mm]
W1– W2	300	3500	9,27	2,649	Snella	700	2100	2,70	35
W3– W4	300	2800	9,27	3,311	Snella	560	1680	2,70	35
W5	300	4600	9,27	2,015	Snella	920	2760	2,70	35
W6	300	3500	9,27	2,649	Snella	700	2100	2,70	35

A.5.2 Armature adottate

Tabella 142 - Armatura longitudinale delle pseudo-colonne

<i>Parete</i>	ω_{max} [-]	$\omega/2$ [-]	$A_{s,nec}$ per pseudo-colonna [mm ²]	Armatura adottata	$A_{s,eff}$ [mm ²]	ρ [-]	Esito
W1– W2	0,250	0,125	5321,94	28Ø16	5629,73	0,0268	OK
W3– W4	0,150	0,075	2554,53	14Ø16	2814,87	0,0168	OK
W5	0,150	0,075	4196,73	22Ø16	4423,36	0,0160	OK
W6	0,150	0,075	3193,17	16Ø16	3216,99	0,0153	OK

Tabella 143 - Armatura verticale e orizzontale dell'anima delle pareti

<i>Parete</i>	$A_{sv,min}$ [mm ²]	Armatura verticale adottata	$A_{sv,eff}$ [mm ²]	ρ_v [-]	Armatura orizzontale adottata	$A_{sh,eff}$ [mm ²]	ρ_h [-]	Esito
W1– W2	1260	12Ø12	1356,48	0,00646	50Ø12	5652,00	0,02691	OK
W3– W4	1008	9Ø12	1017,36	0,00606	50Ø12	5652,00	0,03364	OK
W5	1656	15Ø12	1695,60	0,00614	50Ø12	5652,00	0,02048	OK
W6	1260	12Ø12	1356,48	0,00646	50Ø12	5652,00	0,02691	OK

A.5.3 Verifiche SLU

La verifica a pressoflessione delle pareti strutturali è stata eseguita considerando, per ciascuna sezione significativa lungo l'altezza dell'elemento, le coppie di sollecitazioni $N_{Ed}-M_{Ed}$ derivanti dalla medesima combinazione di carico. Per tenere conto della traslazione del diagramma dei momenti prevista per le pareti snelle, ai fini della verifica è stato assunto il momento di progetto traslato $M_{Ed,inv}$. Le sollecitazioni sono state quindi adimensionalizzate mediante i parametri ν e μ e confrontate con i relativi diagrammi normalizzati di interazione. Nelle tabelle seguenti sono riportate, per ciascuna parete, le combinazioni maggiormente significative in termini di $|\nu|$ e $|\mu|$.

APPENDICE A

Tabella 144 - Combinazioni maggiormente significative per la verifica a pressoflessione delle pareti W1–W2

Sezione	Parametro gov.	Combinazione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	$M_{Ed,inv}$ [kNm]	v [-]	μ [-]	ω [-]
1 INF	v, μ	(-X-0,3Y) SLU_E_5	-1093,10	-5765,83	-5765,83	0,066	-0,099	0,250
1 SUP	v, μ	(-X-0,3Y) SLU_E_5	-1015,47	-2940,98	-5539,22	0,061	-0,095	0,250
2 INF	v, μ	(-X-0,3Y) SLU_E_5	-757,12	-3181,90	-5539,22	0,045	-0,095	0,250
2 SUP	v, μ	(-X-0,3Y) SLU_E_5	-679,49	-931,96	-3743,75	0,041	-0,064	0,250
3 INF	v, μ	(-X-0,3Y) SLU_E_5	-386,28	-1266,70	-3743,75	0,023	-0,064	0,250
3 SUP	v, μ	(-X-0,3Y) SLU_E_5	-308,65	-379,44	-1948,29	0,019	-0,033	0,250

Tabella 145 - Combinazioni maggiormente significative per la verifica a pressoflessione delle pareti W3–W4

Sezione	Parametro gov.	Combinazione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	$M_{Ed,inv}$ [kNm]	v [-]	μ [-]	ω [-]
1 INF	v	(-X-0,3Y) SLU_E_5	-849,75	-2314,55	-2314,55	0,064	-0,062	0,200
1 INF	μ	(X+0,3Y) SLU_E_1	-591,31	2352,72	2352,72	0,044	0,063	0,200
1 SUP	v	(-X-0,3Y) SLU_E_5	-788,34	-1089,81	-2228,01	0,059	-0,060	0,200
1 SUP	μ	(X+0,3Y) SLU_E_1	-529,89	942,53	2253,24	0,040	0,060	0,200
2 INF	v	(-X-0,3Y) SLU_E_5	-596,48	-1022,00	-2228,01	0,045	-0,060	0,200
2 INF	μ	(X+0,3Y) SLU_E_1	-405,92	1189,67	2253,24	0,030	0,060	0,200
2 SUP	v, μ	(-X-0,3Y) SLU_E_5	-535,07	-354,18	-1542,37	0,040	-0,041	0,200
3 INF	v, μ	(-X-0,3Y) SLU_E_5	-313,95	-332,62	-1542,37	0,024	-0,041	0,200
3 SUP	v, μ	(-X-0,3Y) SLU_E_5	-252,54	-257,62	-856,73	0,019	-0,023	0,200

APPENDICE A

Tabella 146 - Combinazioni maggiormente significative per la verifica a pressoflessione della parete W5

Sezione	Parametro gov.	Combinazione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	$M_{Ed,inv}$ [kNm]	v [-]	μ [-]	ω [-]
1 INF	v	(-0,3X-Y) SLU_E_7	-3551,52	-1194,84	-1194,84	0,162	-0,012	0,200
1 INF	μ	(X+0,3Y) SLU_E_1	274,15	3982,81	3982,81	-0,013	0,040	0,200
1 SUP	v	(-0,3X-Y) SLU_E_7	-3451,86	-436,74	-1159,45	0,158	-0,012	0,200
1 SUP	μ	(X+0,3Y) SLU_E_1	373,80	1455,81	3864,83	-0,017	0,038	0,200
2 INF	v	(0,3X-Y) SLU_E_8	-1896,21	890,21	1159,45	-0,087	0,012	0,200
2 INF	μ	(X+0,3Y) SLU_E_1	95,72	2967,38	3864,83	-0,004	0,038	0,200
2 SUP	v	(-0,3X-Y) SLU_E_7	-1795,67	-417,90	-879,03	0,082	-0,009	0,200
2 SUP	μ	(X+0,3Y) SLU_E_1	195,37	1393,01	2930,10	-0,009	0,029	0,200
3 INF	v	(0,3X-Y) SLU_E_8	-926,54	479,88	879,03	-0,042	0,009	0,200
3 INF	μ	(X+0,3Y) SLU_E_1	-35,50	1599,60	2930,10	0,002	0,029	0,200
3 SUP	v	(0,3X-Y) SLU_E_8	-671,61	353,58	598,61	-0,031	0,006	0,200
3 SUP	μ	(X+0,3Y) SLU_E_1	64,15	1178,60	1995,36	-0,003	0,020	0,200

Tabella 147 - Combinazioni maggiormente significative per la verifica a pressoflessione della parete W6

Sezione	Parametro gov.	Combinazione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	$M_{Ed,inv}$ [kNm]	v [-]	μ [-]	ω [-]
1 INF	v	(-X-0,3Y) SLU_E_5	-2638,52	-2424,59	-2424,59	0,158	-0,042	0,200
1 INF	μ	(-0,3X-Y) SLU_E_7	-2401,95	-3594,11	-3594,11	0,144	-0,062	0,200
1 SUP	v	(-X-0,3Y) SLU_E_5	-2560,88	-1241,21	-2357,51	0,154	-0,040	0,200
1 SUP	μ	(-0,3X-Y) SLU_E_7	-2324,32	-1175,49	-3480,01	0,140	-0,060	0,200
2 INF	v	(-X-0,3Y) SLU_E_5	-1591,54	-1760,09	-2357,51	0,096	-0,040	0,200
2 INF	μ	(-0,3X-Y) SLU_E_7	-1387,05	-2519,37	-3480,01	0,083	-0,060	0,200

APPENDICE A

2 SUP	v	(-X-0,3Y) SLU_E_5	-1513,90	-907,04	-1826,00	0,091	-0,031	0,200
2 SUP	μ	(-0,3X-Y) SLU_E_7	-1309,41	-704,88	-2575,97	0,079	-0,044	0,200
3 INF	v	(-X-0,3Y) SLU_E_5	-575,45	-976,82	-1826,00	0,035	-0,031	0,200
3 INF	μ	(-0,3X-Y) SLU_E_7	-483,24	-1260,20	-2575,97	0,029	-0,044	0,200
3 SUP	v	(-X-0,3Y) SLU_E_5	-497,81	-830,08	-1294,50	0,030	-0,022	0,200
3 SUP	μ	(-0,3X-Y) SLU_E_7	-405,60	-882,00	-1671,93	0,024	-0,029	0,200

Dalle verifiche emerge che le combinazioni caratterizzate dalla massima domanda assiale non coincidono necessariamente con quelle associate alla massima domanda flessionale. Per tale ragione, analogamente a quanto adottato per i pilastri, le componenti di sollecitazione non sono state inviluppate separatamente, ma sono state mantenute associate alla rispettiva combinazione di carico. Il confronto con i diagrammi normalizzati di interazione ha consentito di determinare il coefficiente meccanico di armatura ω necessario per ciascuna parete e di verificare l'idoneità dell'armatura longitudinale adottata.

Le verifiche a taglio delle pareti strutturali sono state condotte considerando la domanda derivante dall'analisi strutturale, opportunamente incrementata mediante il coefficiente previsto nel procedimento di calcolo. Per ciascuna sezione significativa lungo l'altezza della parete sono state individuate le combinazioni caratterizzate dal massimo valore assoluto del taglio incrementato V_{Ed} . Le verifiche hanno riguardato separatamente i meccanismi di taglio-compressione, taglio-trazione e scorrimento nella regione critica. Nelle tabelle seguenti sono riportati i risultati maggiormente significativi per ciascuna parete.

APPENDICE A

Tabella 148 - Verifica a taglio-compressione allo SLU delle pareti W1–W2 per le sezioni maggiormente significative lungo l'altezza

Sezione	Combinazione	$V_{analisi}[kN]$	Incremento [-]	$V_{Ed}[kN]$	$\alpha_c[-]$	$V_{Rcd}[kN]$	Esito
1 INF	(-X-0,3Y) SLU_E_5	-958,84	1,356	-1300,63	1,066	2840,50	OK
1 SUP	(-X-0,3Y) SLU_E_5	-958,84	1,356	-1300,63	1,061	7070,19	OK
2 INF	(-X-0,3Y) SLU_E_5	-767,42	1,356	-1040,98	1,045	6966,85	OK
2 SUP	(-X-0,3Y) SLU_E_5	-767,42	1,356	-1040,98	1,041	6935,80	OK
3 INF	(-X-0,3Y) SLU_E_5	-468,19	1,356	-635,08	1,023	6818,51	OK
3 SUP	(-X-0,3Y) SLU_E_5	-468,19	1,356	-635,08	1,019	6787,46	OK

Tabella 149 - Risultati della verifica a taglio-trazione allo SLU delle pareti W1–W2

Sezione	$V_{Ed}[kN]$	$\alpha_s[-]$	$V_{Rsd}[kN]$	$V_{Rd,c}[kN]$	CHECK 1	CHECK 2	Esito
1 INF	-1300,63	1,718	2511,00	198,97	TRUE	TRUE	OK
1 SUP	-1300,63	0,876	1255,50	196,81	TRUE	TRUE	OK
2 INF	-1040,98	1,185	1255,50	189,65	TRUE	TRUE	OK
2 SUP	-1040,98	0,347	1255,50	187,50	TRUE	TRUE	OK
3 INF	-635,08	0,773	1255,50	179,37	TRUE	TRUE	OK
3 SUP	-635,08	0,232	1255,50	177,22	TRUE	TRUE	OK

Tabella 150 - Verifica a scorrimento allo SLU delle pareti W1–W2 nelle sezioni maggiormente significative

Sezione	$V_{Ed}[kN]$	$V_{ad}[kN]$	$V_{fd}[kN]$	$V_{Rd,s}[kN]$	Esito
1 INF	-1300,63	683,43	1640,90	2324,33	OK
1 SUP	-1300,63	683,43	1640,85	2324,29	OK
2 INF	-1040,98	683,43	1640,70	2324,13	OK
2 SUP	-1040,98	683,43	1640,65	2324,08	OK
3 INF	-635,08	683,43	1640,47	2323,91	OK
3 SUP	-635,08	683,43	1640,43	2323,86	OK

APPENDICE A

Tabella 151 - Verifica a taglio-compressione allo SLU delle pareti W3–W4 per le sezioni maggiormente significative lungo l'altezza

Sezione	Combinazione	$V_{analisi}[kN]$	Incremento [-]	$V_{Ed}[kN]$	$\alpha_c[-]$	$V_{Rcd}[kN]$	Esito
1 INF	(X+0,3Y) SLU_E_1	490,31	1,356	665,09	1,044	2227,09	OK
1 SUP	(X+0,3Y) SLU_E_1	490,31	1,356	665,09	1,040	5543,16	OK
2 INF	(X+0,3Y) SLU_E_1	335,35	1,356	454,89	1,030	5493,57	OK
2 SUP	(X+0,3Y) SLU_E_1	335,35	1,356	454,89	1,026	5469,00	OK
3 INF	(X+0,3Y) SLU_E_1	234,19	1,356	317,67	1,017	5420,33	OK
3 SUP	(X+0,3Y) SLU_E_1	234,19	1,356	317,67	1,012	5395,76	OK

Tabella 152 - Risultati della verifica a taglio-trazione allo SLU delle pareti W3–W4

Sezione	$V_{Ed}[kN]$	$\alpha_s[-]$	$V_{Rsd}[kN]$	$V_{Rd,c}[kN]$	CHECK 1	CHECK 2	Esito
1 INF	665,09	1,714	2008,80	138,85	TRUE	TRUE	OK
1 SUP	665,09	0,687	1004,40	137,18	TRUE	TRUE	OK
2 INF	454,89	1,267	1004,40	133,81	TRUE	TRUE	OK
2 SUP	454,89	0,253	1004,40	132,14	TRUE	TRUE	OK
3 INF	317,67	0,726	1004,40	128,84	TRUE	TRUE	OK
3 SUP	317,67	0,018	1004,40	127,17	TRUE	TRUE	OK

Tabella 153 - Verifica a scorrimento allo SLU delle pareti W3–W4 nelle sezioni maggiormente significative

Sezione	$V_{Ed}[kN]$	$V_{dd}[kN]$	$V_{fd}[kN]$	$V_{Rd,s}[kN]$	Esito
1 INF	665,09	374,89	900,10	1274,99	OK
1 SUP	665,09	374,89	900,06	1274,95	OK
2 INF	454,89	374,89	899,98	1274,88	OK
2 SUP	454,89	374,89	899,95	1274,84	OK
3 INF	317,67	374,89	899,87	1274,77	OK
3 SUP	317,67	374,89	899,84	1274,73	OK

APPENDICE A

Tabella 154 - Verifica a taglio-compressione allo SLU della parete W5 per le sezioni maggiormente significative lungo l'altezza

Sezione	Combinazione	$V_{analisi}[kN]$	Incremento [-]	$V_{Ed}[kN]$	$\alpha_c[-]$	$V_{Rcd}[kN]$	Esito
1 INF	(X+0,3Y) SLU_E_1	1235,94	1,356	1676,51	0,987	3585,47	OK
1 SUP	(X+0,3Y) SLU_E_1	1235,94	1,356	1676,51	0,983	10761,10	OK
2 INF	(X+0,3Y) SLU_E_1	1315,20	1,356	1784,02	0,996	8720,11	OK
2 SUP	(-X-0,3Y) SLU_E_5	-1315,20	1,356	-1784,02	1,033	3750,91	OK
3 INF	(-X-0,3Y) SLU_E_5	-891,57	1,356	-1209,38	1,013	3676,70	OK
3 SUP	(X+0,3Y) SLU_E_1	891,57	1,356	1209,38	0,997	8732,74	OK

Tabella 155 - Risultati della verifica a taglio-trazione allo SLU della parete W5

Sezione	$V_{Ed}[kN]$	$\alpha_s[-]$	$V_{Rsd}[kN]$	$V_{Rd,c}[kN]$	CHECK 1	CHECK 2	Esito
1 INF	1676,51	0,701	3300,17	178,84	TRUE	TRUE	OK
1 SUP	1676,51	0,256	1650,08	176,03	TRUE	TRUE	OK
2 INF	1784,02	0,490	1650,08	183,89	TRUE	TRUE	OK
2 SUP	-1784,02	0,101	1650,08	207,05	TRUE	TRUE	OK
3 INF	-1209,38	0,170	1650,08	194,40	TRUE	TRUE	OK
3 SUP	1209,38	0,287	1650,08	184,78	TRUE	TRUE	OK

Tabella 156 - Verifica a scorrimento allo SLU della parete W5 nelle sezioni maggiormente significative

Sezione	$V_{Ed}[kN]$	$V_{ad}[kN]$	$V_{fd}[kN]$	$V_{Rd,s}[kN]$	Esito
1 INF	1676,51	598,59	1436,79	2035,39	OK
1 SUP	1676,51	598,59	1436,85	2035,45	OK
2 INF	1784,02	598,59	1436,68	2035,28	OK
2 SUP	-1784,02	598,59	1437,06	2035,65	OK
3 INF	-1209,38	598,59	1436,79	2035,39	OK
3 SUP	1209,38	598,59	1436,66	2035,26	OK

APPENDICE A

Tabella 157 - Verifica a taglio-compressione allo SLU della parete W6 per le sezioni maggiormente significative lungo l'altezza

Sezione	Combinazione	$V_{analisi}[kN]$	Incremento [-]	$V_{Ed}[kN]$	$\alpha_c[-]$	$V_{Rcd}[kN]$	Esito
1 INF	(0,3X+Y) SLU_E_3	899,56	1,530	1376,06	0,947	3156,13	OK
1 SUP	(0,3X+Y) SLU_E_3	899,56	1,530	1376,06	0,943	7851,52	OK
2 INF	(0,3X+Y) SLU_E_3	936,91	1,530	1433,20	0,985	8201,30	OK
2 SUP	(0,3X+Y) SLU_E_3	936,91	1,530	1433,20	0,980	8162,49	OK
3 INF	(0,3X+Y) SLU_E_3	667,43	1,530	1020,97	1,006	8383,83	OK
3 SUP	(0,3X+Y) SLU_E_3	667,43	1,530	1020,97	1,002	8345,02	OK

Tabella 158 - Risultati della verifica a taglio-trazione allo SLU della parete W6

Sezione	$V_{Ed}[kN]$	$\alpha_s[-]$	$V_{Rsd}[kN]$	$V_{Rd,c}[kN]$	CHECK 1	CHECK 2	Esito
1 INF	1376,06	1,057	2511,00	122,06	TRUE	TRUE	OK
1 SUP	1376,06	0,262	1255,50	119,91	TRUE	TRUE	OK
2 INF	1433,20	0,711	1255,50	139,31	TRUE	TRUE	OK
2 SUP	1433,20	0,089	1255,50	137,15	TRUE	TRUE	OK
3 INF	1020,97	0,508	1255,50	149,43	TRUE	TRUE	OK
3 SUP	1020,97	0,250	1255,50	147,28	TRUE	TRUE	OK

Tabella 159 - Verifica a scorrimento allo SLU della parete W6 nelle sezioni maggiormente significative

Sezione	$V_{Ed}[kN]$	$V_{dd}[kN]$	$V_{fd}[kN]$	$V_{Rd,s}[kN]$	Esito
1 INF	1376,06	447,40	1074,30	1521,70	OK
1 SUP	1376,06	447,40	1074,35	1521,75	OK
2 INF	1433,20	447,40	1073,93	1521,33	OK
2 SUP	1433,20	447,40	1073,97	1521,38	OK
3 INF	1020,97	447,40	1073,84	1521,24	OK
3 SUP	1020,97	447,40	1073,79	1521,19	OK

I risultati riportati evidenziano il soddisfacimento delle verifiche a taglio per tutte le pareti strutturali considerate. In particolare, la resistenza a taglio-compressione risulta superiore alla corrispondente domanda incrementata in tutte le sezioni analizzate. Analogamente, i

APPENDICE A

due controlli previsti nell'ambito della verifica a taglio-trazione risultano soddisfatti per tutte le combinazioni maggiormente significative. La verifica a scorrimento nelle regioni critiche risulta anch'essa soddisfatta, essendo la resistenza complessiva $V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{fd}$ superiore, in valore assoluto, alla corrispondente domanda di taglio V_{Ed} .

APPENDICE A

APPENDICE B

RISULTATI INTEGRATIVI DELLE ANALISI TIME-HISTORY

La presente appendice raccoglie i risultati integrativi delle analisi dinamiche non lineari discussi nel Paragrafo 4.4, con riferimento alla distribuzione del danno negli elementi non strutturali in calcestruzzo aerato autoclavato (AAC) e negli elementi strutturali in calcestruzzo armato.

Al fine di non appesantire la trattazione nel corpo principale della tesi, nel CAPITOLO 4 sono stati riportati esclusivamente alcuni risultati rappresentativi. Si riportano pertanto nel seguito, per completezza, le distribuzioni percentuali del danno complessivo ottenute per i 20 accelerogrammi considerati in ciascuno dei restanti livelli di intensità, corrispondenti a IM01–IM07 e IM09–IM10.

B.1 Distribuzione del danno negli elementi non strutturali in AAC

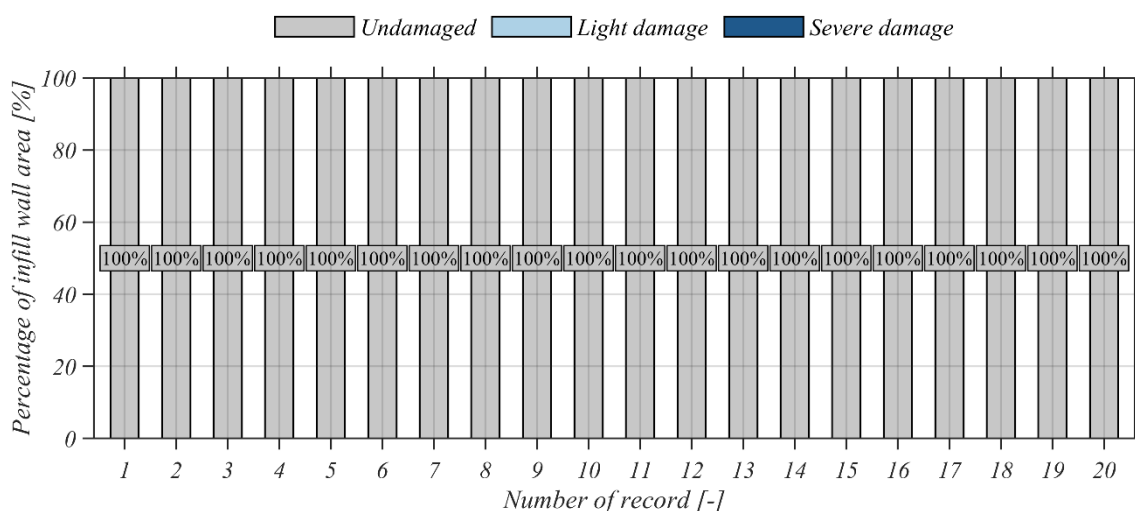


Figura 95 - Distribuzione percentuale dell'area complessiva delle tamponature in AAC nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM01

APPENDICE B

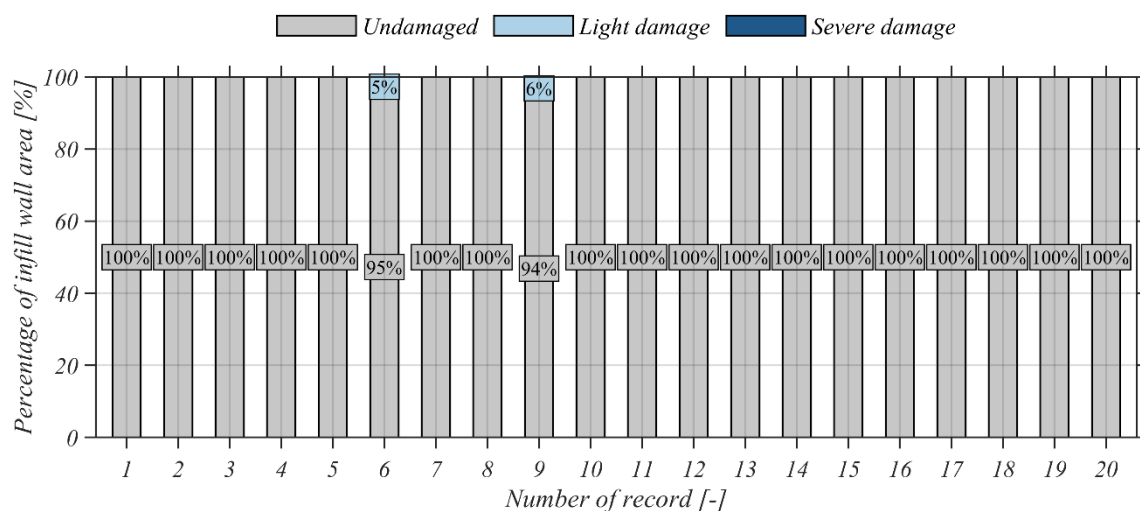


Figura 96 - Distribuzione percentuale dell'area complessiva delle tamponature in AAC nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM02

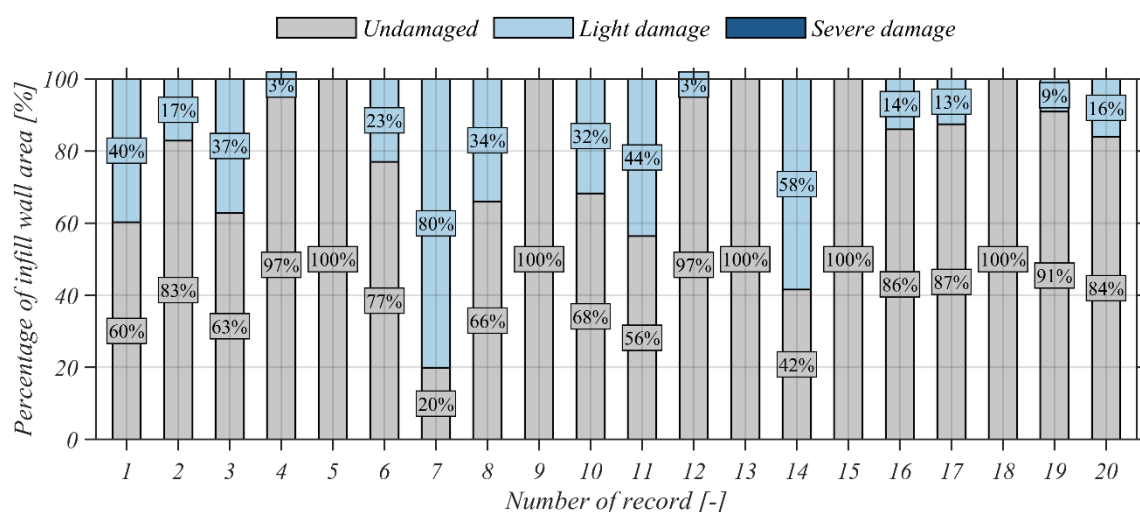


Figura 97 - Distribuzione percentuale dell'area complessiva delle tamponature in AAC nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM03

APPENDICE B

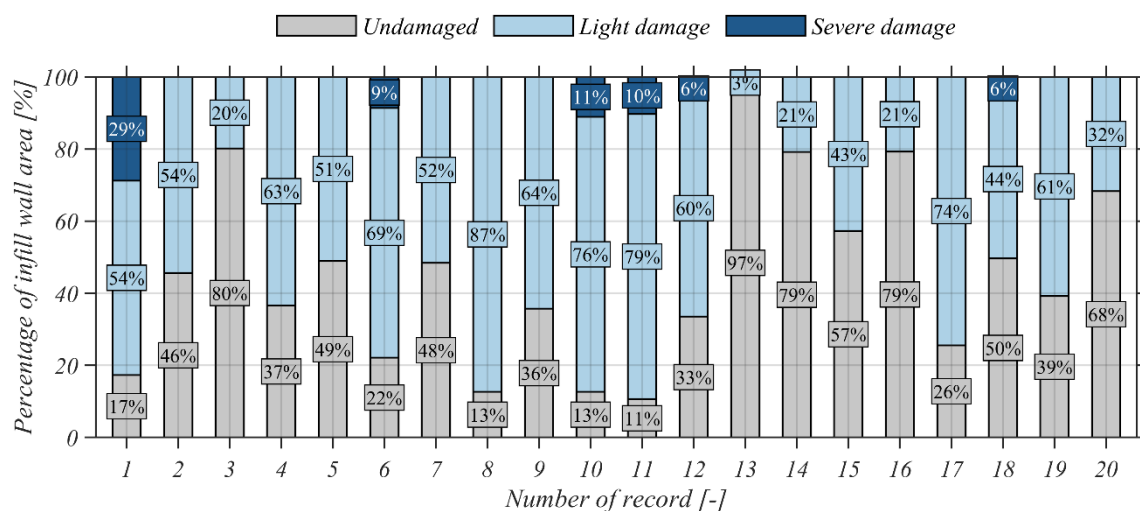


Figura 98 - Distribuzione percentuale dell'area complessiva delle tamponature in AAC nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM04

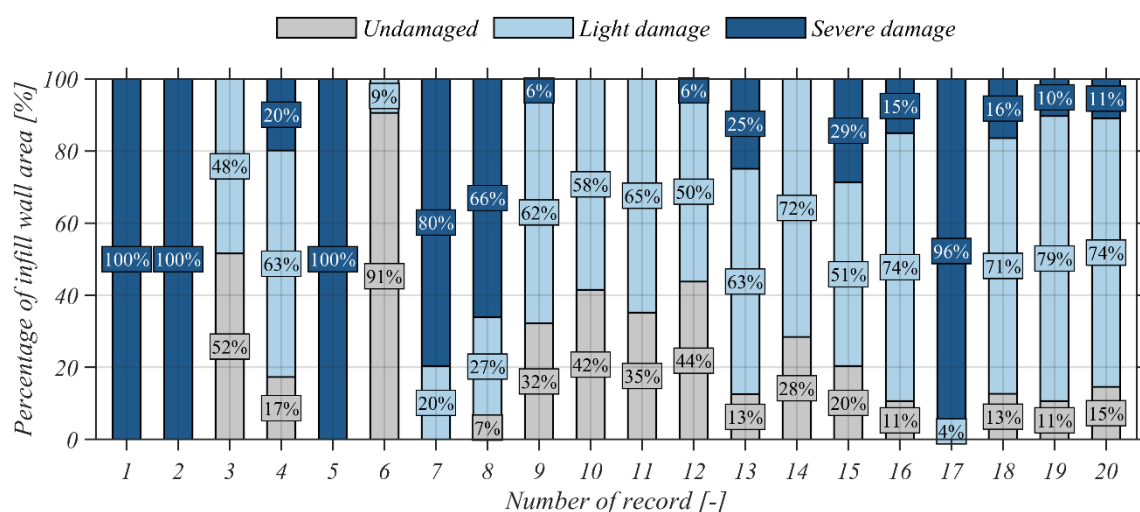


Figura 99 - Distribuzione percentuale dell'area complessiva delle tamponature in AAC nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM05

APPENDICE B

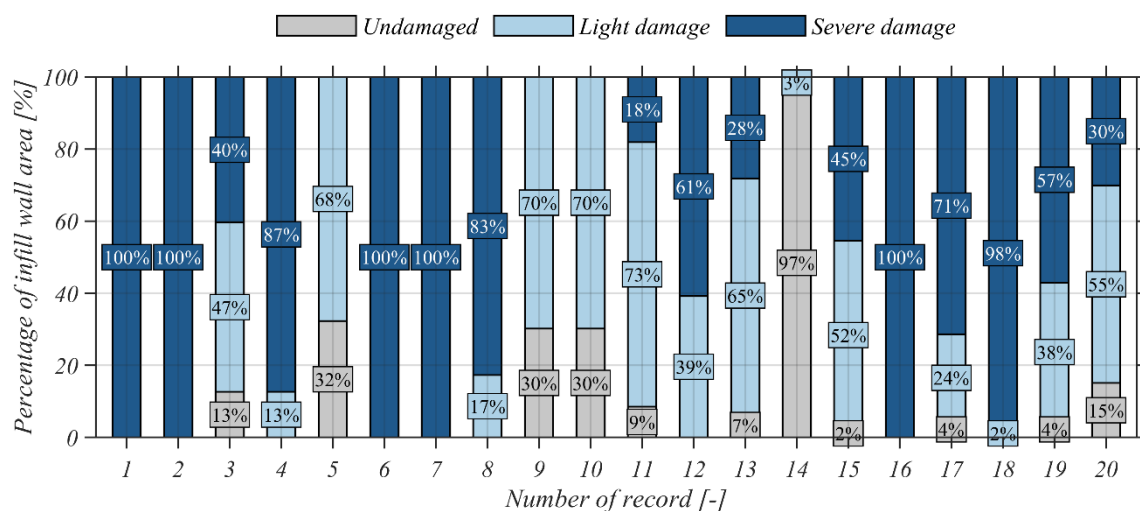


Figura 100 - Distribuzione percentuale dell'area complessiva delle tamponature in AAC nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM06

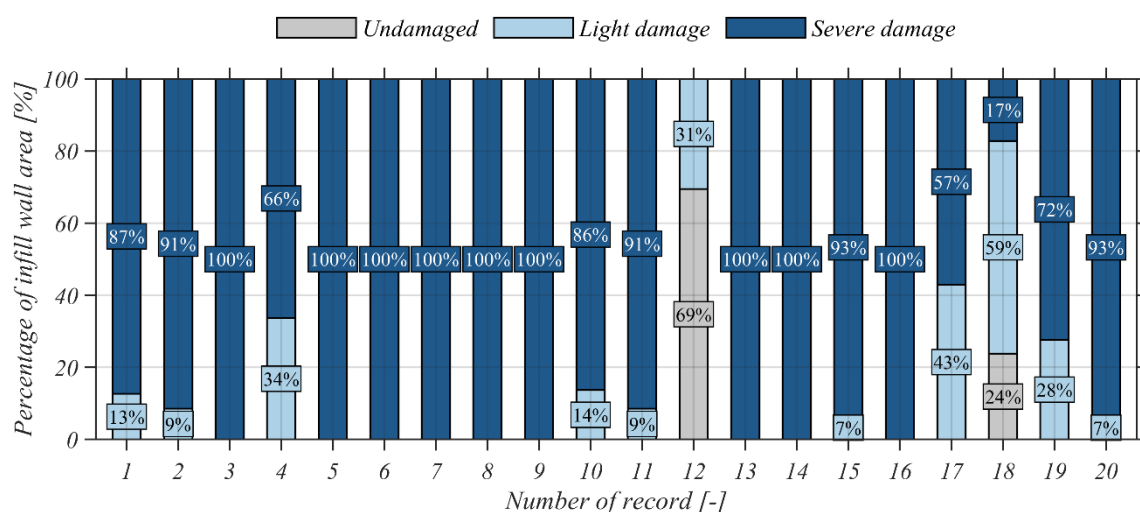


Figura 101 - Distribuzione percentuale dell'area complessiva delle tamponature in AAC nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM07

APPENDICE B

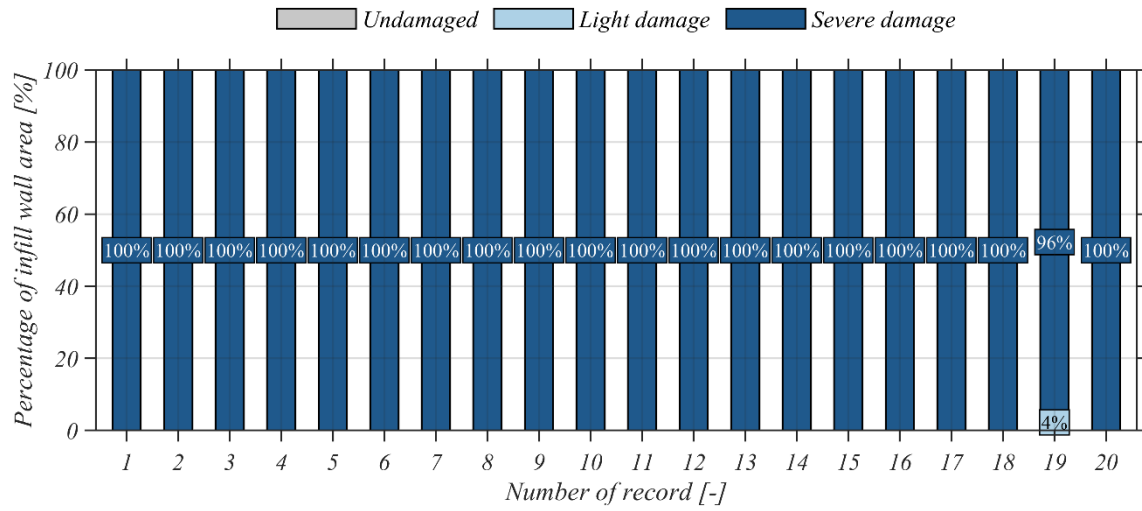


Figura 102 - Distribuzione percentuale dell'area complessiva delle tamponature in AAC nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM09

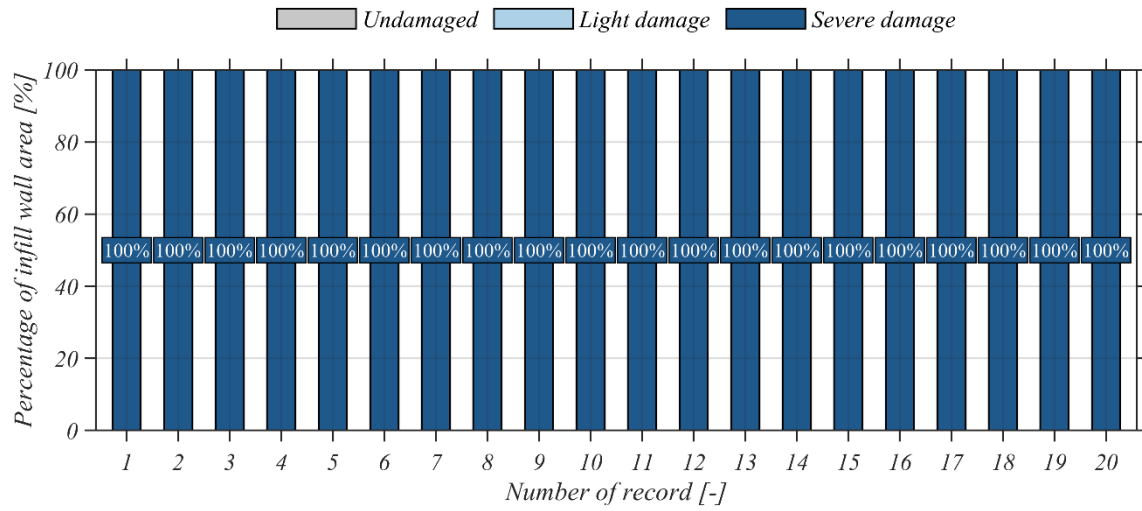


Figura 103 - Distribuzione percentuale dell'area complessiva delle tamponature in AAC nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM10

B.2 Distribuzione del danno negli elementi strutturali in CA

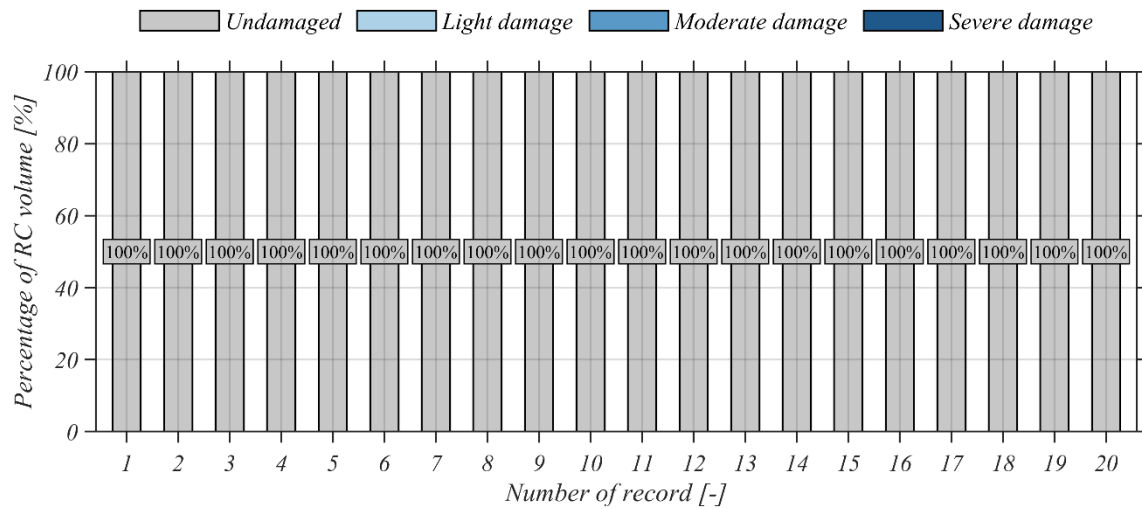


Figura 104 - Distribuzione percentuale del volume complessivo degli elementi strutturali in c.a. nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM01

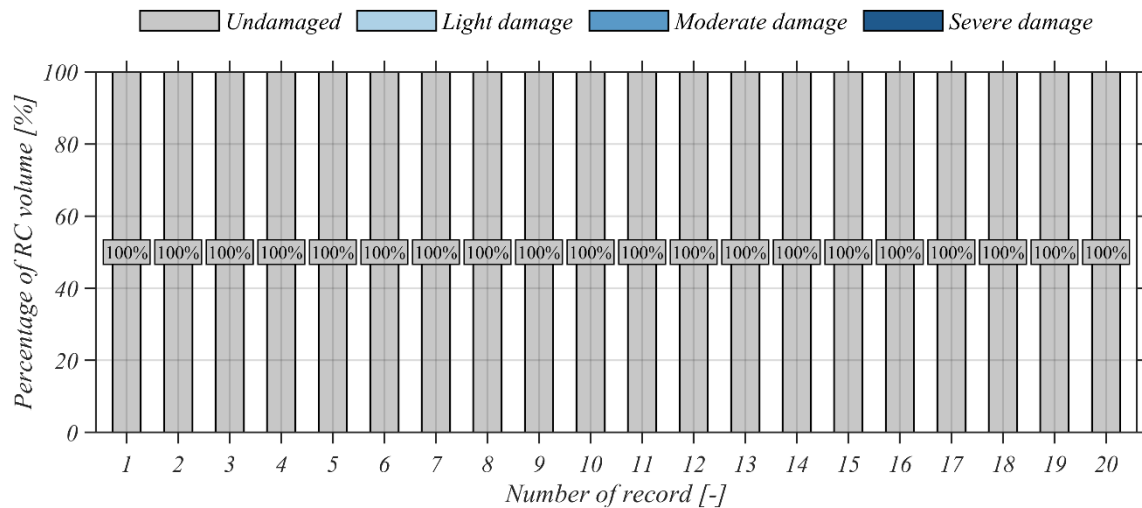


Figura 105 - Distribuzione percentuale del volume complessivo degli elementi strutturali in c.a. nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM02

APPENDICE B

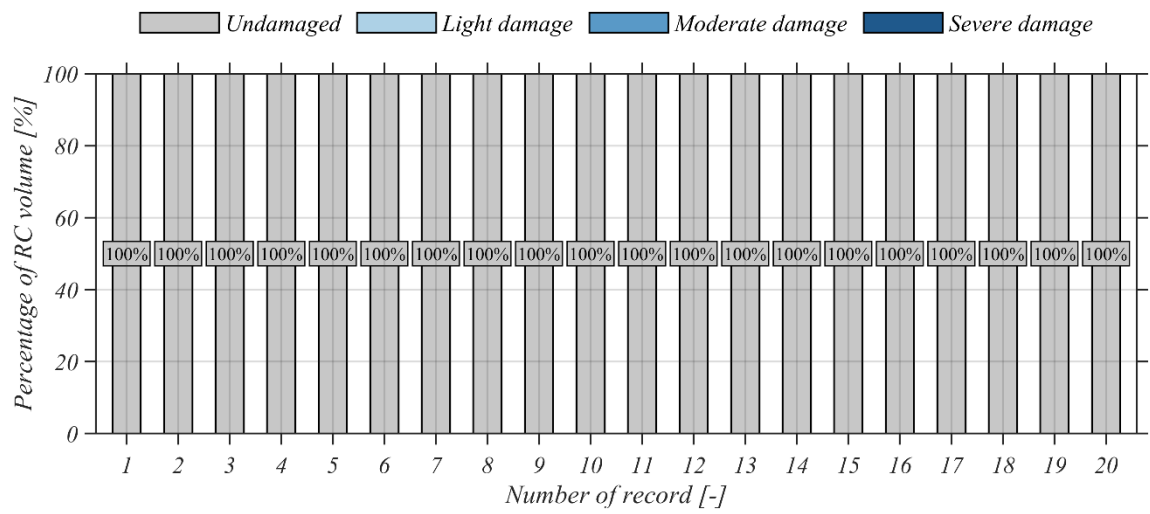


Figura 106 - Distribuzione percentuale del volume complessivo degli elementi strutturali in c.a. nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM03

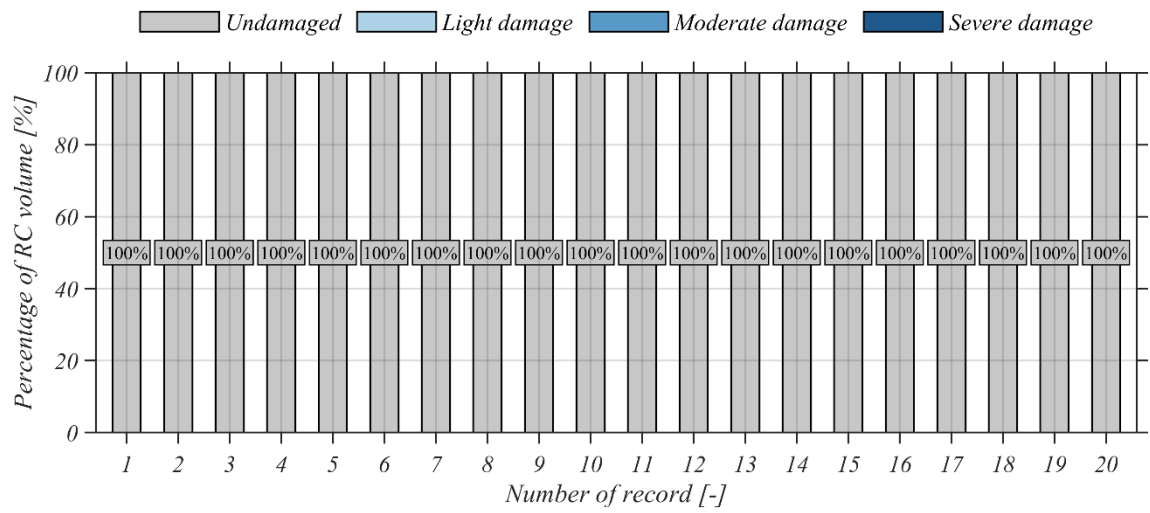


Figura 107 - Distribuzione percentuale del volume complessivo degli elementi strutturali in c.a. nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM04

APPENDICE B

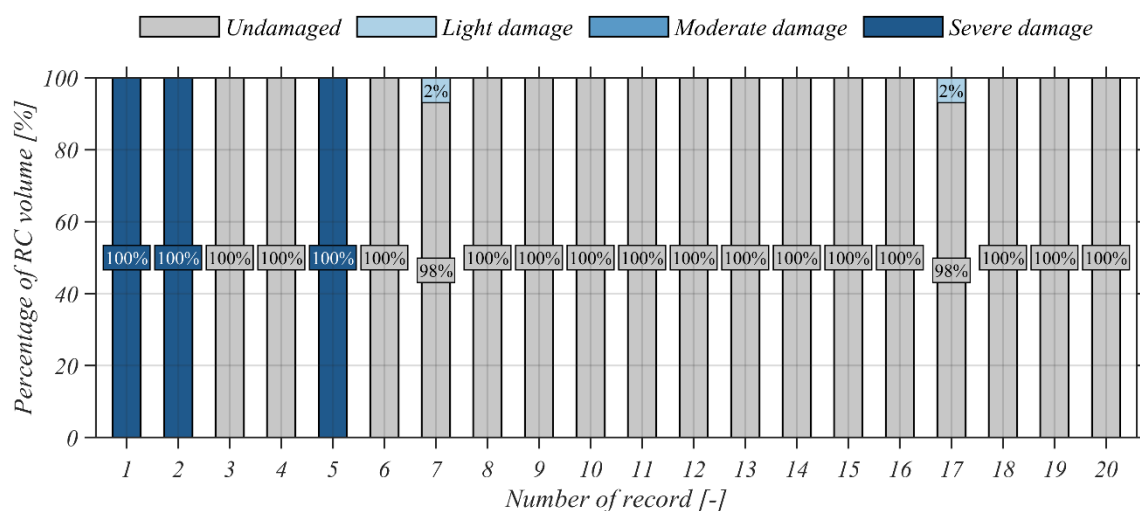


Figura 108 - Distribuzione percentuale del volume complessivo degli elementi strutturali in c.a. nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM05

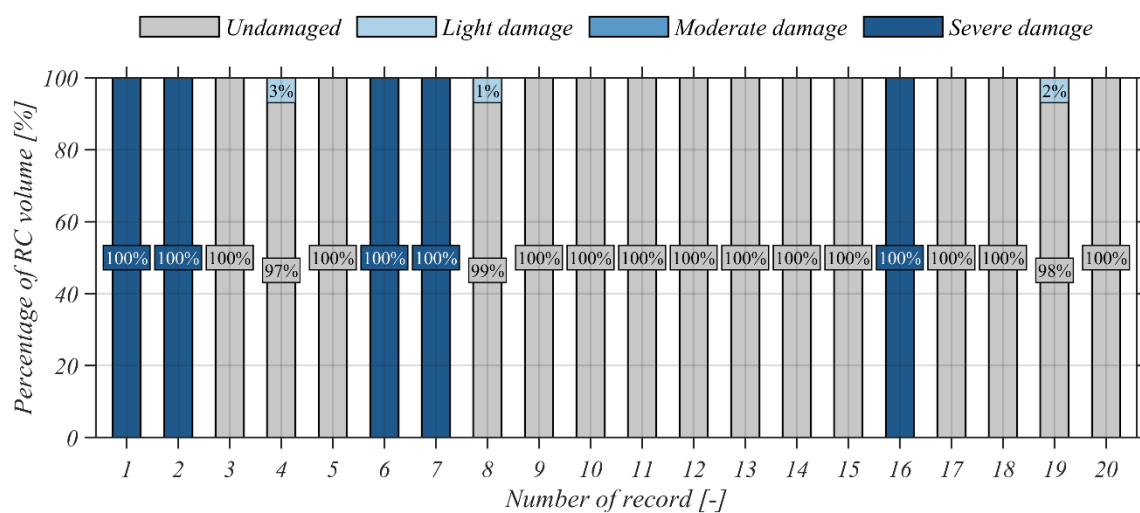


Figura 109 - Distribuzione percentuale del volume complessivo degli elementi strutturali in c.a. nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM06

APPENDICE B

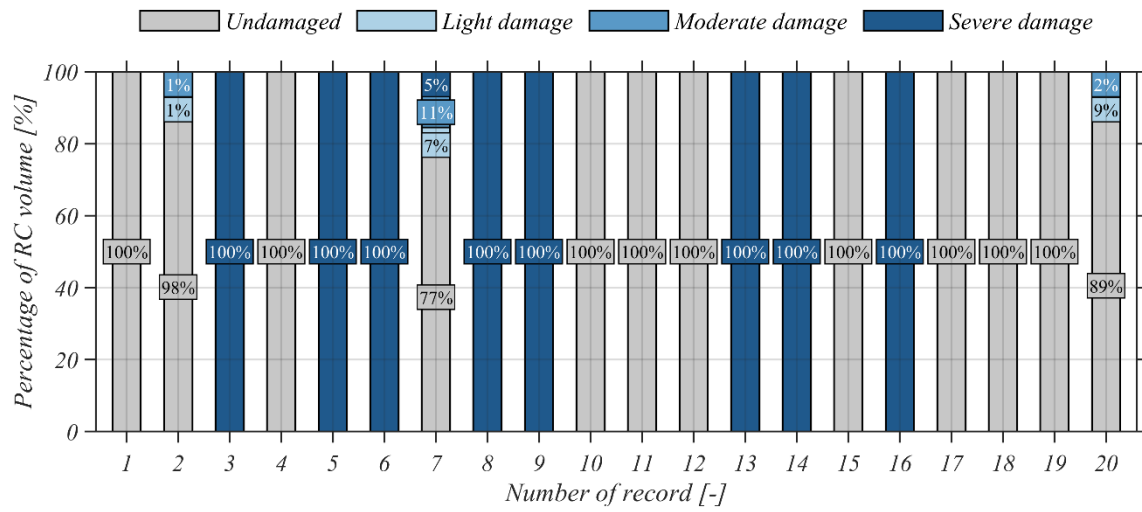


Figura 110 - Distribuzione percentuale del volume complessivo degli elementi strutturali in c.a. nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM07

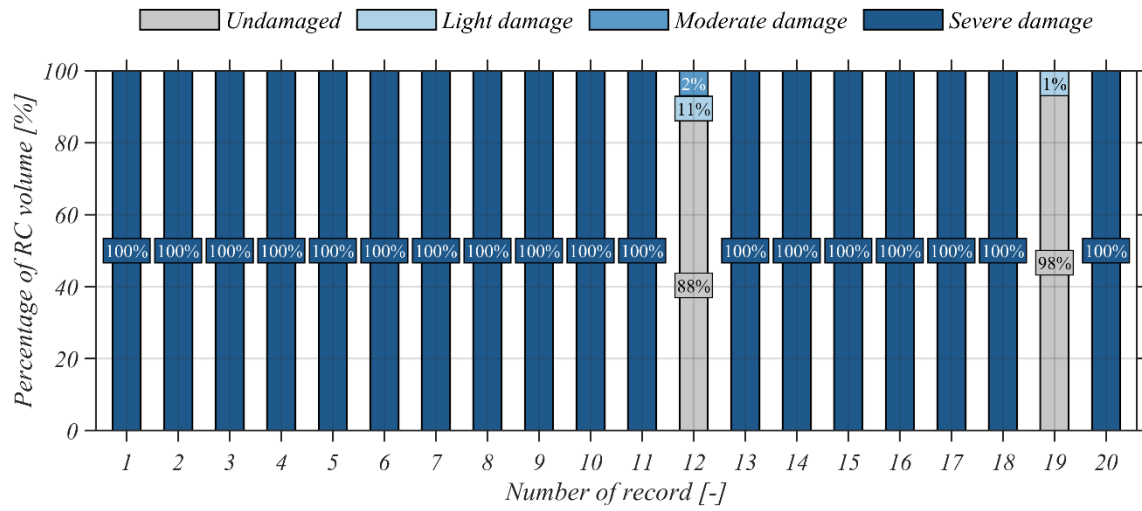


Figura 111 - Distribuzione percentuale del volume complessivo degli elementi strutturali in c.a. nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM09

APPENDICE B

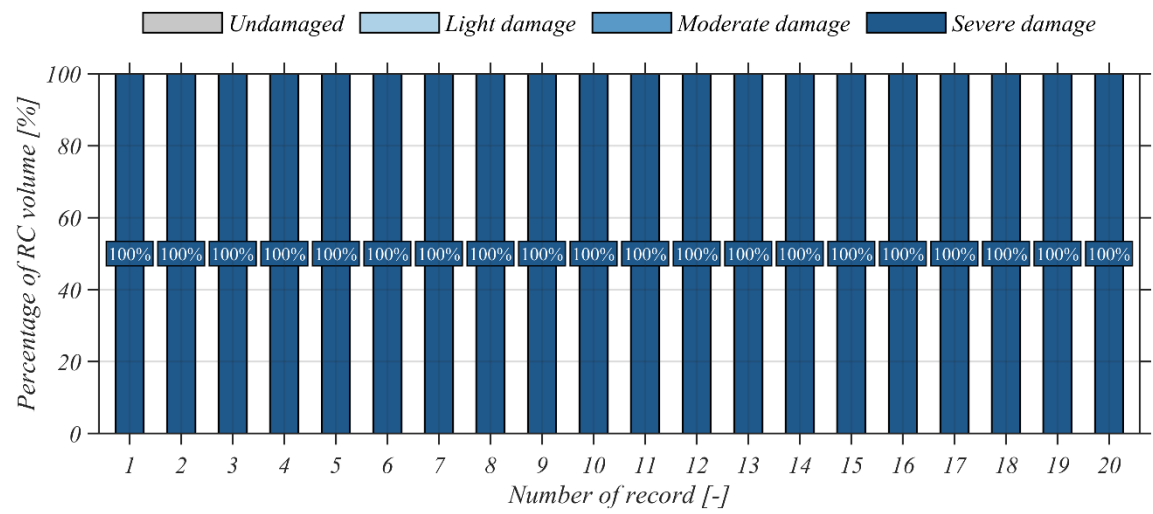


Figura 112 - Distribuzione percentuale del volume complessivo degli elementi strutturali in c.a. nei diversi stati di danno per i 20 accelerogrammi della striscia IM10

APPENDICE C

RISULTATI INTEGRATIVI DELL'ANALISI LCA

La presente appendice raccoglie i dati e i risultati di dettaglio dell'analisi *Life Cycle Assessment* (LCA) che, per esigenze di sintesi e leggibilità, non sono stati riportati integralmente nel CAPITOLO 5.

In particolare, nella Sezione C.1 sono riportati i dati di dettaglio relativi alla quantificazione degli impatti ambientali associati ai moduli B3–B5 della fase d'uso, a integrazione di quanto descritto nel Paragrafo 5.4.4.1 . La Sezione C.2 raccoglie invece i risultati relativi all'impatto ambientale associato al danneggiamento sismico, completando i risultati presentati e discussi nel Paragrafo 5.6.2.

C.1 Dati di dettaglio relativi ai moduli B3–B5

Tabella 160 - Dati di dettaglio della quantificazione degli impatti ambientali associati al danneggiamento sismico

IM	ID Record	Materiale	Area [m ²]	Volume [m ³]	Peso [kg]	A1-A3	A4	A5	C1	C2	C3	C4	B3-B5	B3-B5 norm. [kg CO2e/m ²]
Record 1		Ripristino Intonaco (1300 kg/m ³)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Ripristino Intonaco (1000 kg/m ³)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Armatura intonaco	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Ripristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		TOTALE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Ripristino Intonaco (1300 kg/m ³)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Ripristino Intonaco (1000 kg/m ³)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Record 2		Armatura intonaco	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Ripristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		TOTALE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Ripristino Intonaco (1300 kg/m ³)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Ripristino Intonaco (1000 kg/m ³)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Armatura intonaco	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Ripristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Record 3		FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		TOTALE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Ripristino Intonaco (1300 kg/m ³)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Ripristino Intonaco (1000 kg/m ³)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Armatura intonaco	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Ripristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Record 4		CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		TOTALE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Ripristino Intonaco (1300 kg/m ³)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Ripristino Intonaco (1000 kg/m ³)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Armatura intonaco	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Ripristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		TOTALE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Ripristino Intonaco (1300 kg/m ³)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Record 5		Ripristino Intonaco (1000 kg/m ³)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Armatura intonaco	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Ripristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		TOTALE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Ripristino Intonaco (1300 kg/m ³)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Ripristino Intonaco (1000 kg/m ³)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Armatura intonaco	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Record 6		Ripristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		TOTALE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Ripristino Intonaco (1300 kg/m ³)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Ripristino Intonaco (1000 kg/m ³)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Armatura intonaco	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Ripristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

APPENDICE C

[illegible]

APPENDICE C

[illegible]

APPENDICE C

Record 29	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	29.53	0.15	191.92	38.09	12.33	12.22	0.02	0.02	0.00	0.08	62.76	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	29.53	0.21	206.68	41.02	13.28	8.23	0.02	0.03	0.00	0.08	62.66	
	Armatura intonaco	29.53	0.00	4.72	9.45	0.30	2.90	0.00	0.01	0.00	0.00	12.66	
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE					88.56	25.91	23.35	0.04	0.06	0.00	0.16	138.08
Record 30	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Armatura intonaco	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Record 31	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Armatura intonaco	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Record 32	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Armatura intonaco	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Record 33	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Armatura intonaco	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Record 34	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Armatura intonaco	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Record 35	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Armatura intonaco	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Record 36	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Armatura intonaco	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Record 37	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Armatura intonaco	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Record 38	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Armatura intonaco	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Record 39	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Armatura intonaco	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0									

APPENDICE C

Record 40	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Armatura intonaco	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Ripristino Copriferrero	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
TOTALE					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Record 41	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	186.22	0.93	1210.44	240.23	77.75	77.10	0.14	0.15	0.00	0.50	395.86							
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	186.22	1.30	1303.55	258.71	83.74	51.89	0.15	0.16	0.00	0.53	395.17							
	Armatura intonaco	186.22	0.00	29.80	59.59	1.91	18.29	0.00	0.05	0.00	0.00	79.84							
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
	Ripristino Copriferrero	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
TOTALE					558.52	163.40	147.27	0.28	0.36	0.00	1.03	870.87							0.00
Record 42	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	80.29	0.40	521.89	103.57	33.52	33.24	0.06	0.06	0.00	0.21	170.68							
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	80.29	0.56	562.03	111.54	36.10	22.37	0.06	0.07	0.00	0.23	170.38							
	Armatura intonaco	80.29	0.00	12.85	25.69	0.83	7.88	0.00	0.02	0.00	0.00	34.43							
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
	Ripristino Copriferrero	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
TOTALE					558.52	163.40	147.27	0.28	0.36	0.00	1.03	870.87							0.52
Record 43	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	174.26	0.87	1132.72	224.80	72.76	72.15	0.13	0.14	0.00	0.46	370.44							
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	174.26	1.22	1219.85	242.09	78.36	48.56	0.14	0.15	0.00	0.50	369.80							
	Armatura intonaco	174.26	0.00	27.88	55.76	1.79	17.11	0.00	0.05	0.00	0.00	74.72							
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
	Ripristino Copriferrero	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
TOTALE					522.66	152.91	137.82	0.26	0.34	0.00	0.96	814.95							1.13
Record 44	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	14.76	0.07	95.96	19.04	6.16	6.11	0.01	0.01	0.00	0.04	31.38							
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	14.76	0.10	103.34	20.51	6.64	4.11	0.01	0.01	0.00	0.04	31.33							
	Armatura intonaco	14.76	0.00	2.36	4.72	0.15	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	6.33							
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
	Ripristino Copriferrero	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
TOTALE					44.28	12.95	11.68	0.02	0.03	0.00	0.08	69.04							0.10
Record 45	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
	Armatura intonaco	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
	Ripristino Copriferrero	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
TOTALE					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							0.00
Record 46	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	107.87	0.54	701.18	139.16	45.04	44.66	0.08	0.09	0.00	0.29	229.31							
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	107.87	0.76	755.12	149.86	48.51	30.06	0.08	0.09	0.00	0.31	228.91							
	Armatura intonaco	107.87	0.00	17.26	34.52	1.11	10.59	0.00	0.03	0.00	0.00	46.25							
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
	Ripristino Copriferrero	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
TOTALE					323.54	94.66	85.31	0.16	0.21	0.00	0.60	504.48							0.70
Record 47	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	375.22	1.88	2438.96	484.04	156.67	155.34	0.27	0.30	0.00	1.00	797.62							
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	375.22	2.63	2626.57	521.27	168.72	104.56	0.29	0.32	0.00	1.07	796.24							
	Armatura intonaco	375.22	0.00	60.04	120.07	3.86	36.85	0.00	0.11	0.00	0.00	160.88							
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00											

APPENDICE C

1M3	Record 51	Rpristino Intonaco (1300 kg/m3)	204.17	1.02	1327.07	263.37	85.25	84.52	0.15	0.16	0.00	0.54	434.00	
		Rpristino Intonaco (1000 kg/m3)	204.17	1.43	1429.16	283.63	91.80	56.89	0.16	0.17	0.00	0.58	433.25	
		Armatura intonaco	204.17	0.00	32.67	65.33	2.10	20.05	0.00	0.06	0.00	0.00	87.54	
		Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Rpristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		TOTALE					612.34	179.15	161.46	0.31	0.39	0.00	1.13	954.78
Record 52	Rpristino Intonaco (1300 kg/m3)	14.76	0.07	95.96	19.04	6.16	6.11	0.01	0.01	0.00	0.04	31.38		
	Rpristino Intonaco (1000 kg/m3)	14.76	0.10	103.34	20.51	6.64	4.11	0.01	0.01	0.00	0.04	31.33		
	Armatura intonaco	14.76	0.00	2.36	4.72	0.15	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	6.33		
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Rpristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	TOTALE					44.28	12.95	11.68	0.02	0.03	0.00	0.08	69.04	0.10
Record 53	Rpristino Intonaco (1300 kg/m3)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Rpristino Intonaco (1000 kg/m3)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Armatura intonaco	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Rpristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	TOTALE					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Record 54	Rpristino Intonaco (1300 kg/m3)	273.42	1.37	1777.22	352.71	114.16	113.20	0.20	0.22	0.00	0.73	581.21		
	Rpristino Intonaco (1000 kg/m3)	273.42	1.91	1913.93	379.84	122.94	76.19	0.21	0.23	0.00	0.78	580.20		
	Armatura intonaco	273.42	0.00	43.75	87.49	2.81	26.85	0.00	0.08	0.00	0.00	117.23		
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Rpristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	TOTALE					820.04	239.91	216.23	0.41	0.53	0.00	1.51	1278.65	1.78
Record 55	Rpristino Intonaco (1300 kg/m3)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Rpristino Intonaco (1000 kg/m3)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Armatura intonaco	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Rpristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	TOTALE					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Record 56	Rpristino Intonaco (1300 kg/m3)	65.34	0.33	424.71	84.29	27.28	27.05	0.05	0.05	0.00	0.17	138.89		
	Rpristino Intonaco (1000 kg/m3)	65.34	0.46	457.38	90.77	29.38	18.21	0.05	0.06	0.00	0.19	138.65		
	Armatura intonaco	65.34	0.00	10.45	20.91	0.67	6.42	0.00	0.02	0.00	0.00	28.02		
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Rpristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	TOTALE					195.97	57.33	51.67	0.10	0.13	0.00	0.36	305.56	0.43
Record 57	Rpristino Intonaco (1300 kg/m3)	59.05	0.30	383.84	76.18	24.66	24.45	0.04	0.05	0.00	0.16	125.53		
	Rpristino Intonaco (1000 kg/m3)	59.05	0.41	413.36	82.04	26.55	16.46	0.05	0.05	0.00	0.17	125.31		
	Armatura intonaco	59.05	0.00	9.45	18.90	0.61	5.80	0.00	0.02	0.00	0.00	25.32		
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Rpristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	TOTALE					177.11	51.82	46.70	0.09	0.11	0.00	0.33	276.16	0.38
Record 58	Rpristino Intonaco (1300 kg/m3)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Rpristino Intonaco (1000 kg/m3)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Armatura intonaco	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Rpristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	TOTALE					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Record 59	Rpristino Intonaco (1300 kg/m3)	42.35	0.21	275.25	54.63	17.68	17.53	0.03	0.03	0.00	0.11	90.02		
	Rpristino Intonaco (1000 kg/m3)	42.35	0.30	296.43	58.83	19.04	11.80	0.03	0.04	0.00	0.12	89.86		
	Armatura intonaco	42.35	0.00	6.78	13.55	0.44	4.16	0.00	0.01	0.00	0.00	18.16		
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Rpristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	TOTALE					127.01	37.16	33.49	0.06	0.08	0.00	0.23	198.03	0.28
Record 60	Rpristino Intonaco (1300 kg/m3)	75.24	0.38	489.06	97.06	31.42	31.15	0.05	0.06	0.00	0.20	159.94		
	Rpristino Intonaco (1000 kg/m3)	75.24	0.53	526.68	104.53	33.83	20.97	0.06	0.06	0.00	0.22	159.66		
	Armatura intonaco	75.24	0.00	12.04	24.08	0.77	7.39	0.00	0.02	0.00	0.00	32.26		
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Rpristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00						

APPENDICE C

Record 62	Rpristino Intonaco (1300 kg/m3)	254.74	1.27	1655.82	328.62	106.36	105.46	0.19	0.20	0.00	0.68	541.51	
	Rpristino Intonaco (1000 kg/m3)	254.74	1.78	1783.19	353.90	114.55	70.98	0.20	0.22	0.00	0.73	540.57	
	Armatura intonaco	254.74	0.00	40.76	81.52	2.62	25.02	0.00	0.07	0.00	0.00	109.22	
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Rpristino Copriferrro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE				764.03	223.53	201.46	0.39	0.49	0.00	1.41	1191.31	1.66
Record 63	Rpristino Intonaco (1300 kg/m3)	93.11	0.47	605.22	120.11	38.88	38.55	0.07	0.07	0.00	0.25	197.93	
	Rpristino Intonaco (1000 kg/m3)	93.11	0.65	651.78	129.35	41.87	25.95	0.07	0.08	0.00	0.27	197.59	
	Armatura intonaco	93.11	0.00	14.80	29.80	0.96	9.14	0.00	0.03	0.00	0.00	39.92	
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Rpristino Copriferrro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE				279.26	81.70	73.64	0.14	0.18	0.00	0.51	435.44	0.61
Record 64	Rpristino Intonaco (1300 kg/m3)	296.92	1.48	1929.95	383.02	123.97	122.92	0.22	0.24	0.00	0.79	631.16	
	Rpristino Intonaco (1000 kg/m3)	296.92	2.08	2078.41	412.48	133.51	82.74	0.23	0.25	0.00	0.85	630.07	
	Armatura intonaco	296.92	0.00	47.51	95.01	3.05	29.16	0.00	0.08	0.00	0.00	127.31	
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Rpristino Copriferrro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE				890.52	260.53	234.82	0.45	0.57	0.00	1.64	1388.53	1.93
Record 65	Rpristino Intonaco (1300 kg/m3)	239.09	1.20	1554.06	308.42	99.83	98.98	0.17	0.19	0.00	0.64	508.23	
	Rpristino Intonaco (1000 kg/m3)	239.09	1.67	1673.61	332.15	107.51	66.62	0.19	0.20	0.00	0.68	507.35	
	Armatura intonaco	239.09	0.00	38.25	76.51	2.46	23.48	0.00	0.07	0.00	0.00	102.51	
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Rpristino Copriferrro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE				717.08	209.79	189.08	0.36	0.46	0.00	1.32	1118.09	1.56
Record 66	Rpristino Intonaco (1300 kg/m3)	364.72	1.82	2370.65	470.48	152.28	150.99	0.27	0.29	0.00	0.97	775.28	
	Rpristino Intonaco (1000 kg/m3)	364.72	2.55	2553.01	506.67	164.00	101.63	0.29	0.31	0.00	1.04	773.94	
	Armatura intonaco	364.72	0.00	58.35	116.71	3.75	35.82	0.00	0.10	0.00	0.00	156.38	
	Blocchi AAC	40.40	16.16	6464.64	2553.53	484.09	146.59	4.53	21.17	18.59	105.21	3333.71	
	Rpristino Copriferrro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE				3647.40	804.12	435.02	5.08	21.88	18.59	107.23	5039.31	7.02
Record 67	Rpristino Intonaco (1300 kg/m3)	241.73	1.21	1571.27	311.84	100.93	100.08	0.18	0.19	0.00	0.64	513.86	
	Rpristino Intonaco (1000 kg/m3)	241.73	1.69	1692.14	335.82	108.70	67.36	0.19	0.21	0.00	0.69	512.97	
	Armatura intonaco	241.73	0.00	38.68	77.35	2.48	23.74	0.00	0.07	0.00	0.00	103.65	
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Rpristino Copriferrro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE				725.02	212.11	191.18	0.37	0.47	0.00	1.34	1130.47	1.57
Record 68	Rpristino Intonaco (1300 kg/m3)	409.02	2.05	2658.63	527.64	170.78	169.33	0.30	0.33	0.00	1.09	869.46	
	Rpristino Intonaco (1000 kg/m3)	409.02	2.86	2863.14	568.22	183.92	113.97	0.32	0.35	0.00	1.17	867.96	
	Armatura intonaco	409.02	0.00	65.44	130.89	4.20	40.17	0.00	0.11	0.00	0.00	175.37	
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Rpristino Copriferrro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE				1226.75	358.90	323.48	0.62	0.79	0.00	2.26	1912.79	2.66
Record 69	Rpristino Intonaco (1300 kg/m3)	301.19	1.51	1957.73	388.53	125.76	124.69	0.22	0.24	0.00	0.80	640.24	
	Rpristino Intonaco (1000 kg/m3)	301.19	2.11	2108.32	418.42	135.43	83.93	0.24	0.26	0.00	0.86	639.14	
	Armatura intonaco	301.19	0.00	48.19	96.38	3.10	29.58	0.00	0.08	0.00	0.00	129.14	
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Rpristino Copriferrro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE				903.34	264.28	238.20	0.46	0.58	0.00	1.66	1408.52	1.96
Record 70	Rpristino Intonaco (1300 kg/m3)	409.02	2.05	2658.63	527.64	170.78	169.33	0.30	0.33	0.00	1.09	869.46	
	Rpristino Intonaco (1000 kg/m3)	409.02	2.86	2863.14	568.22	183.92	113.97	0.32	0.35	0.00	1.17	867.96	
	Armatura intonaco	409.02	0.00	65.44	130.89	4.20	40.17	0.00	0.11	0.00	0.00	175.37	
	Blocchi AAC	51.93	20.77	8308.72	3281.94	622.19	188.40	5.82	27.21	23.89	135.22	4284.67	
	Rpristino Copriferrro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE				4508.69	981.09	511.88	6.44	28.00	23.89	137.48	6197.46	8.63
Record 71	Rpristino Intonaco (1300 kg/m3)	418.60	2.09	2720.92	540.00	174.78	173.30						

APPENDICE C

Record 73	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	14.76	0.07	95.96	19.04	6.16	6.11	0.01	0.01	0.00	0.04	31.38									
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	14.76	0.10	103.34	20.51	6.64	4.11	0.01	0.01	0.00	0.04	31.33									
	Armatura intonaco	14.76	0.00	2.36	4.72	0.15	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	6.33									
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Ripristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	TOTALE													44.28	12.95	11.68	0.02	0.03	0.00	0.08	69.04
Record 74	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	97.51	0.49	633.84	125.79	40.72	40.37	0.07	0.08	0.00	0.26	207.29									
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	97.51	0.68	682.59	135.47	43.85	27.17	0.08	0.08	0.00	0.28	206.93									
	Armatura intonaco	97.51	0.00	15.60	31.20	1.00	9.58	0.00	0.03	0.00	0.00	41.81									
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Ripristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	TOTALE													292.47	85.56	77.12	0.15	0.19	0.00	0.54	456.02
Record 75	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	200.28	1.00	1301.82	258.36	83.62	82.92	0.15	0.16	0.00	0.53	425.74									
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	200.28	1.40	1401.96	278.24	90.06	55.81	0.16	0.17	0.00	0.57	425.00									
	Armatura intonaco	200.28	0.00	32.04	64.09	2.06	19.67	0.00	0.06	0.00	0.00	85.87									
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Ripristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	TOTALE													600.69	175.74	158.39	0.30	0.39	0.00	1.11	936.61
Record 76	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	97.00	0.48	630.47	125.12	40.50	40.16	0.07	0.08	0.00	0.26	206.19									
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	97.00	0.68	678.97	134.75	43.61	27.03	0.08	0.08	0.00	0.28	205.83									
	Armatura intonaco	97.00	0.00	15.52	31.04	1.00	9.53	0.00	0.03	0.00	0.00	41.59									
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Ripristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	TOTALE													290.91	85.11	76.71	0.15	0.19	0.00	0.54	453.60
Record 77	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	348.53	1.74	2265.43	449.60	145.52	144.29	0.25	0.28	0.00	0.93	740.87									
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	348.53	2.44	2439.70	484.19	156.72	97.12	0.27	0.30	0.00	1.00	739.59									
	Armatura intonaco	348.53	0.00	55.76	111.53	3.58	34.23	0.00	0.10	0.00	0.00	149.43									
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Ripristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	TOTALE													1045.32	305.82	275.63	0.53	0.67	0.00	1.93	1629.90
Record 78	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	235.85	1.18	1533.02	304.25	98.47	97.64	0.17	0.19	0.00	0.63	501.35									
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	235.85	1.65	1650.94	327.65	106.05	65.72	0.19	0.20	0.00	0.68	500.48									
	Armatura intonaco	235.85	0.00	37.74	75.47	2.42	23.16	0.00	0.07	0.00	0.00	101.12									
	Blocchi AAC	29.53	11.81	4724.16	1866.04	353.76	107.12	3.31	15.47	13.58	76.89	2436.17									
	Ripristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	TOTALE													2573.41	560.71	293.64	3.66	15.93	13.58	78.19	3539.12
Record 79	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	284.60	1.42	1849.89	367.13	118.83	117.82	0.21	0.23	0.00	0.76	604.98									
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	284.60	1.99	1992.19	395.37	127.97	79.30	0.22	0.24	0.00	0.82	603.93									
	Armatura intonaco	284.60	0.00	45.54	91.07	2.93	27.95	0.00	0.08	0.00	0.00	122.02									
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Ripristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	TOTALE													853.58	249.72	225.08	0.43	0.55	0.00	1.57	1330.93
Record 80	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	148.28	0.74	963.81	191.28	61.91	61.39	0.11	0.12	0.00	0.39	315.20									
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	148.28	1.04	1037.95	205.99	66.67	41.32	0.12	0.13	0.00	0.42	314.65									
	Armatura intonaco	148.28	0.00	23.72	47.45	1.52	14.56	0.00	0.04	0.00	0.00	63.58									
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Ripristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	TOTALE													444.72	130.11	117.27	0.22	0.29	0.00	0.82	693.43
Record 81	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62									
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90									
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82									
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74									
	Ripristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24									
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30									
	TOTALE													74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60
Record 82	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.1																

APPENDICE C

Record 84	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	387.15	1.94	2516.49	499.43	161.65	160.28	0.28	0.31	0.00	1.03	822.98	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	387.15	2.71	2710.06	537.84	174.08	107.88	0.30	0.33	0.00	1.11	821.55	
	Armatura intonaco	387.15	0.00	61.94	123.89	3.98	38.02	0.00	0.11	0.00	0.00	165.99	
	Blocchi AAC	93.11	37.24	14897.76	5884.62	1115.60	337.81	10.43	48.79	42.83	242.46	7682.53	
	Ripristino Copriferrero	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE				7045.77	1455.31	643.99	11.02	49.54	42.83	244.60	9493.05	13.22
Record 85	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90	
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82	
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74	
	Ripristino Copriferrero	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24	
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30	
	TOTALE				74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60	153.41
Record 86	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	44.29	0.22	287.88	57.13	18.49	18.34	0.03	0.04	0.00	0.12	94.15	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	44.29	0.31	310.02	61.53	19.91	12.34	0.03	0.04	0.00	0.13	93.98	
	Armatura intonaco	44.29	0.00	7.09	14.17	0.46	4.35	0.00	0.01	0.00	0.00	18.99	
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Ripristino Copriferrero	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE				132.83	38.86	35.03	0.07	0.09	0.00	0.24	207.12	0.29
Record 87	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90	
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82	
	Blocchi AAC	373.09	149.24	59695.04	23579.54	4470.17	1353.59	41.79	195.50	171.62	971.54	30783.74	
	Ripristino Copriferrero	27.12	0.81	1952.64	218.86	146.33	9.76	4.28	8.04	3.57	8.20	399.05	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE				25203.14	5027.48	1733.76	46.77	204.45	175.20	982.33	33373.13	46.47
Record 88	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	437.77	2.19	2845.50	564.72	182.78	181.24	0.32	0.35	0.00	1.16	930.57	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	437.77	3.06	3064.38	608.16	196.84	121.99	0.34	0.37	0.00	1.25	928.96	
	Armatura intonaco	437.77	0.00	70.04	140.09	4.50	42.99	0.00	0.12	0.00	0.00	187.70	
	Blocchi AAC	309.54	123.82	49526.24	19562.86	3708.69	1123.01	34.67	162.20	142.39	806.04	25539.86	
	Ripristino Copriferrero	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE				20875.84	4092.82	1469.22	35.33	163.04	142.39	808.46	27587.10	38.41
Record 89	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	317.59	1.59	2064.35	409.69	132.61	131.48	0.23	0.25	0.00	0.84	675.11	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	317.59	2.22	2223.14	441.21	142.81	88.50	0.25	0.27	0.00	0.91	673.94	
	Armatura intonaco	317.59	0.00	50.81	101.63	3.26	31.19	0.00	0.09	0.00	0.00	136.17	
	Blocchi AAC	29.53	11.81	4724.16	1866.04	353.76	107.12	3.31	15.47	13.58	76.89	2436.17	
	Ripristino Copriferrero	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE				2818.57	632.44	358.29	3.79	16.09	13.58	78.64	3921.40	5.46
Record 90	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	273.98	1.37	1780.87	353.43	114.40	113.43	0.20	0.22	0.00	0.73	582.40	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	273.98	1.92	1917.86	380.62	123.20	76.35	0.22	0.23	0.00	0.78	581.40	
	Armatura intonaco	273.98	0.00	43.84	87.67	2.82	26.90	0.00	0.08	0.00	0.00	117.47	
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Ripristino Copriferrero	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE				821.73	240.41	216.68	0.42	0.53	0.00	1.51	1281.27	1.78
Record 91	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	303.53	1.52	1972.97	391.56	126.74	125.66	0.22	0.24	0.00	0.81	645.23	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	303.53	2.12	2124.74	421.68	136.48	84.58	0.24	0.26	0.00	0.87	644.11	
	Armatura intonaco	303.53	0.00	48.57	97.13	3.12	29.81	0.00	0.09	0.00	0.00	130.14	
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Ripristino Copriferrero	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE				910.37	266.34	240.05	0.46	0.59	0.00	1.68	1419.48	1.98
Record 92	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	263.49	1.32	1712.69	339.90	110.02	109.08	0.19	0.21	0.00	0.70	560.11	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	263.49	1.84	1844.43	366.05	118.48	73.42	0.21	0.23	0.00	0.75	559.14	
	Armatura intonaco	263.49	0.00	42.16	84.32	2.71	25.87	0.00	0.07	0.00	0.00	112.97	
	Blocchi AAC	29.53	11.81	4724.16	1866.04	353.76	107.12	3.31	15.47	13.58	76.89	2436.17	
	Ripristino Copriferrero	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		

APPENDICE C

Record 95	Rpristino Itonaco (1300 kg/m3)	373.09	1.87	2425.11	481.29	155.78	154.46	0.27	0.30	0.00	0.99	793.09	
	Rpristino Itonaco (1000 kg/m3)	373.09	2.61	2611.66	518.31	167.76	103.96	0.29	0.32	0.00	1.07	791.72	
	Armatura itonaco	373.09	0.00	59.70	119.39	3.83	36.64	0.00	0.10	0.00	0.00	159.97	
	Blocchi AAC	134.57	53.83	21530.40	8504.51	1612.27	488.20	15.07	70.51	61.90	350.41	11102.87	
	Rpristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE				9623.50	1939.65	783.26	15.64	71.23	61.90	352.47	12847.65	17.89
Record 96	Rpristino Itonaco (1300 kg/m3)	418.60	2.09	2720.92	540.00	174.78	173.30	0.31	0.33	0.00	1.11	889.83	
	Rpristino Itonaco (1000 kg/m3)	418.60	2.93	2930.22	581.54	188.23	116.65	0.33	0.36	0.00	1.20	888.29	
	Armatura itonaco	418.60	0.00	66.98	133.95	4.30	41.11	0.00	0.12	0.00	0.00	179.48	
	Blocchi AAC	70.45	28.18	11271.68	4452.31	844.06	255.59	7.89	36.94	32.41	183.45	5812.62	
	Rpristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE				5707.80	1211.37	586.64	8.52	37.72	32.41	185.76	7770.22	10.82
Record 97	Rpristino Itonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62	
	Rpristino Itonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90	
	Armatura itonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82	
	Blocchi AAC	447.35	178.94	71576.32	28272.65	5359.88	1622.99	50.10	234.41	205.78	1164.90	36910.72	
	Rpristino Copriferro	22.60	0.68	1627.20	182.38	121.95	8.14	3.56	6.70	2.98	6.83	332.54	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE				29859.77	5892.80	2001.54	54.38	242.02	208.76	1174.33	39433.60	54.91
Record 98	Rpristino Itonaco (1300 kg/m3)	409.02	2.05	2658.63	527.64	170.78	169.33	0.30	0.33	0.00	1.09	869.46	
	Rpristino Itonaco (1000 kg/m3)	409.02	2.86	2863.14	568.22	183.92	113.97	0.32	0.35	0.00	1.17	867.96	
	Armatura itonaco	409.02	0.00	65.44	130.89	4.20	40.17	0.00	0.11	0.00	0.00	175.37	
	Blocchi AAC	76.92	30.77	12307.68	4861.53	921.64	279.08	8.62	40.31	35.38	200.31	6346.87	
	Rpristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE				6088.28	1280.54	602.55	9.24	41.10	35.38	202.57	8259.66	11.50
Record 99	Rpristino Itonaco (1300 kg/m3)	418.60	2.09	2720.92	540.00	174.78	173.30	0.31	0.33	0.00	1.11	889.83	
	Rpristino Itonaco (1000 kg/m3)	418.60	2.93	2930.22	581.54	188.23	116.65	0.33	0.36	0.00	1.20	888.29	
	Armatura itonaco	418.60	0.00	66.98	133.95	4.30	41.11	0.00	0.12	0.00	0.00	179.48	
	Blocchi AAC	48.04	19.22	7687.12	3036.41	575.64	174.31	5.38	25.18	22.10	125.11	3964.12	
	Rpristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE				4490.92	965.47	502.45	6.35	27.64	23.59	135.75	6102.18	8.50
Record 100	Rpristino Itonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62	
	Rpristino Itonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90	
	Armatura itonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82	
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74	
	Rpristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE				74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60	153.41
Record 101	Rpristino Itonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62	
	Rpristino Itonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90	
	Armatura itonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82	
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74	
	Rpristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24	
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30	
	TOTALE				74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60	153.41
Record 102	Rpristino Itonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62	
	Rpristino Itonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90	
	Armatura itonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82	
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74	
	Rpristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24	
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30	
	TOTALE				74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60	153.41
Record 103	Rpristino Itonaco (1300 kg/m3)	409.02	2.05	2658.63	527.64	170.78	169.33	0.30	0.33	0.00	1.09	869.46	
	Rpristino Itonaco (1000 kg/m3)	409.02	2.86	2863.14	568.22	183.92	113.97	0.32	0.35	0.00	1.17	867.96	
	Armatura itonaco	409.02	0.00	65.44	130.89	4.20	40.17	0.00	0.11	0.00	0.00	175.37	
	Blocchi AAC	189.20	75.68	30272.00	11957.44	2266.87	686.42	21.19	99.14	87.03	492.68	15610.77	
	Rpristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

APPENDICE C

Record 106	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90	
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82	
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74	
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24	
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30	
	TOTALE				74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60	153.41
Record 107	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90	
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82	
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74	
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24	
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30	
	TOTALE				74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60	153.41
Record 108	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90	
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82	
	Blocchi AAC	387.15	154.86	61944.32	24468.01	4638.60	1404.59	43.36	202.87	178.09	1008.14	31943.66	
	Ripristino Copriferrò	13.56	0.41	976.32	109.43	73.17	4.88	2.14	4.02	1.79	4.10	199.53	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE				74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60	153.41
Record 109	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	326.77	1.63	2124.02	421.54	136.44	135.28	0.24	0.26	0.00	0.87	694.63	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	326.77	2.29	2287.40	453.96	146.93	91.06	0.26	0.28	0.00	0.94	693.42	
	Armatura intonaco	326.77	0.00	52.28	104.57	3.36	32.09	0.00	0.09	0.00	0.00	140.11	
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE				25982.18	5122.75	1779.88	46.21	207.80	779.88	1014.83	34353.52	47.80
Record 110	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	326.77	1.63	2124.02	421.54	136.44	135.28	0.24	0.26	0.00	0.87	694.63	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	326.77	2.29	2287.40	453.96	146.93	91.06	0.26	0.28	0.00	0.94	693.42	
	Armatura intonaco	326.77	0.00	52.28	104.57	3.36	32.09	0.00	0.09	0.00	0.00	140.11	
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE				980.06	286.73	258.43	0.50	0.63	0.80	1.81	1528.16	2.13
Record 111	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	326.77	1.63	2124.02	421.54	136.44	135.28	0.24	0.26	0.00	0.87	694.63	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	326.77	2.29	2287.40	453.96	146.93	91.06	0.26	0.28	0.00	0.94	693.42	
	Armatura intonaco	326.77	0.00	52.28	104.57	3.36	32.09	0.00	0.09	0.00	0.00	140.11	
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE				980.06	286.73	258.43	0.50	0.63	0.80	1.81	1528.16	2.13
Record 112	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	428.19	2.14	2783.21	552.36	178.78	177.27	0.31	0.34	0.00	1.14	910.20	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	428.19	3.00	2997.30	594.85	192.53	119.32	0.34	0.37	0.00	1.23	908.63	
	Armatura intonaco	428.19	0.00	68.51	137.02	4.40	42.05	0.00	0.12	0.00	0.00	183.59	
	Blocchi AAC	84.69	33.88	13550.88	5352.60	1014.74	307.27	9.49	44.38	38.96	220.54	6987.96	
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE				6636.83	1390.45	645.90	10.13	45.21	38.96	222.91	8990.39	12.52
Record 113	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90	
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82	
	Blocchi AAC	284.60	113.84	45535.68	17986.59	3409.87	1032.52	31.87	149.13	130.92	741.09	23482.00	
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE				19391.34	3820.84	1402.93	32.59	150.03	130.92	743.68	25672.33	35.75
Record 114	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	435.99	2.18	2833.95	562.43	182.04	180.50	0.32	0.35	0.00	1.16	926.80	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	435.99	3.05	3051.94	605.69	196.04	121.49	0.34	0.37	0.00	1.25	925.19	
	Armatura intonaco	435.99	0.00	69.76	139.52	4.48	42.81	0.00	0.12	0.00	0.00	186.94	
	Blocchi AAC	132.09	52.84	21134.40	8348.09	1582.62	479.22	14.79	69.22	60.76	343.96	10898.66	
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE				9655.73	1965.18	824.03	15.46	70.06	60.76	346.37	12937.59	18.01
Record 115	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	14.76	0.07	95.96	19.04	6.16	6.11	0.01	0.01	0.00	0.04	31.38	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	14.76	0.10	103.34	20.51	6.64	4.11	0.01	0.01	0.00	0.04	31.33	
	Armatura intonaco	14.76	0.00	2.36	4.72	0.15	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	6.33	
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS</												

APPENDICE C

Record 117	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	447.35	2.24	2907.79	577.08	186.78	183.20	0.33	0.36	0.00	1.19	950.94									
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	447.35	3.13	3131.46	621.48	201.15	124.66	0.35	0.38	0.00	1.28	949.30									
	Armatura intonaco	447.35	0.00	71.58	143.15	4.60	43.93	0.00	0.13	0.00	0.00	191.81									
	Blocchi AAC	334.47	133.79	53515.20	21138.50	4007.40	1213.46	37.46	175.26	153.86	870.96	27596.90									
	Ripristino Copriferrito	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	TOTALE													22480.22	4399.94	1567.25	38.14	176.13	153.86	873.43	29688.95
Record 118	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62									
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90									
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82									
	Blocchi AAC	457.86	183.14	73257.60	28936.75	5485.78	1661.12	51.28	239.92	210.62	1192.27	37777.73									
	Ripristino Copriferrito	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	TOTALE													30341.50	5896.76	2031.53	51.99	240.82	210.62	1194.85	39968.06
Record 119	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	447.35	2.24	2907.79	577.08	186.78	183.20	0.33	0.36	0.00	1.19	950.94									
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	447.35	3.13	3131.46	621.48	201.15	124.66	0.35	0.38	0.00	1.28	949.30									
	Armatura intonaco	447.35	0.00	71.58	143.15	4.60	43.93	0.00	0.13	0.00	0.00	191.81									
	Blocchi AAC	267.38	106.95	42780.00	16898.10	3203.51	970.04	29.95	140.10	122.99	696.24	22060.94									
	Ripristino Copriferrito	27.12	0.81	1952.64	218.86	146.33	9.76	4.28	8.04	3.57	8.20	399.05									
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	TOTALE													18458.67	3742.38	1333.59	34.90	149.01	126.57	706.92	24552.04
Record 120	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	397.66	1.99	2584.79	512.98	166.04	164.63	0.29	0.32	0.00	1.06	845.31									
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	397.66	2.78	2783.62	552.44	178.81	110.81	0.31	0.34	0.00	1.14	843.85									
	Armatura intonaco	397.66	0.00	63.63	127.25	4.09	39.05	0.00	0.11	0.00	0.00	170.50									
	Blocchi AAC	141.03	56.41	22564.08	8912.81	1689.68	511.64	15.79	73.90	64.87	367.23	11635.92									
	Ripristino Copriferrito	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	TOTALE													10105.49	2038.61	826.13	16.40	74.67	64.87	369.43	13495.59
Record 121	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62									
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90									
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82									
	Blocchi AAC	409.02	163.61	65443.20	25850.06	4900.61	1483.92	45.81	214.33	188.15	1065.09	33747.97									
	Ripristino Copriferrito	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	TOTALE													27254.81	5311.59	1854.34	46.52	215.23	188.15	1067.68	35938.31
Record 122	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62									
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90									
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82									
	Blocchi AAC	428.19	171.27	68509.76	27061.36	5130.25	1553.46	47.96	224.37	196.97	1115.00	33329.35									
	Ripristino Copriferrito	9.04	0.27	650.88	72.95	48.78	3.25	1.43	2.68	1.19	2.73	133.02									
	FRP	14.69	0.00	4.41	278.31	0.29	0.12	0.00	0.07	0.00	0.41	279.19									
	Resina epossidica	14.69	0.01	16.16	67.06	1.38	0.58	0.00	0.24	0.00	1.49	70.76									
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	TOTALE													28884.42	5591.67	1927.83	50.09	228.27	198.16	1122.21	38002.65
Record 123	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62									
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90									
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82									
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74									
	Ripristino Copriferrito	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	TOTALE													28884.42	5591.67	1927.83	50.09	228.27	198.16	1122.21	38002.65
Record 124	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62									
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90									
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82									
	Blocchi AAC	310.61	124.25	49698.24	19630.80	3721.57	1126.91	34.79	162.76	142.88	808.84	25628.56									
	Ripristino Copriferrito	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	TOTALE													21035.55	4132.55	1497.32	35.50	163.67	142.88	811.43	27818.89
Record 125	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62									
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90									
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82									
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74									
	Ripristino Copriferrito	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	TOTALE													21035.55	4132.55	1497.32	35.50	163.67	142.88	811.43	27818.89
Record 126	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62									
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90									
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82									
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74									
	Ripristino Copriferrito	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	CLS																				

APPENDICE C

Record 128	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90	
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82	
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74	
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24	
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30	
	TOTALE				74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60	153.41
Record 129	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90	
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82	
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74	
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24	
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30	
	TOTALE				74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60	153.41
Record 130	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90	
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82	
	Blocchi AAC	404.33	161.73	64692.80	25553.66	4844.42	1466.91	45.28	211.87	185.99	1052.88	33361.01	
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE				26958.40	5255.39	1837.32	46.00	212.77	185.99	1055.46	35581.34	49.50
Record 131	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90	
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82	
	Blocchi AAC	428.19	171.27	68509.76	27061.36	5130.25	1553.46	47.96	224.37	196.97	1115.00	35329.35	
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE				28466.10	5541.22	1923.87	48.67	225.27	196.97	1117.58	37519.68	52.24
Record 132	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	142.97	0.71	929.29	184.43	59.69	59.19	0.10	0.11	0.00	0.38	303.91	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	142.97	1.00	1000.78	198.62	64.29	39.84	0.11	0.12	0.00	0.41	303.38	
	Armatura intonaco	142.97	0.00	22.87	45.75	1.47	14.04	0.00	0.04	0.00	0.00	61.30	
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE				428.79	125.45	113.07	0.22	0.28	0.00	0.79	668.59	0.93
Record 133	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90	
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82	
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74	
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24	
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30	
	TOTALE				74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60	153.41
Record 134	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90	
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82	
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74	
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24	
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30	
	TOTALE				74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60	153.41
Record 135	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90	
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82	
	Blocchi AAC	437.77	175.11	70043.04	27667.00	5245.06	1588.23	49.03	229.39	201.37	1139.95	36120.04	
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE				29071.74	5656.04	1958.64	49.74	230.30	201.37	1142.54	38310.37	53.34
Record 136	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90	
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82	
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74	
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24	
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30	
	TOTALE				74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60	153.41

APPENDICE C

Record 139	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82
	Blocchi AAC	338.73	135.49	54196.80	21407.74	4058.44	1228.91	37.94	177.49	155.82	882.05	27948.39
	Ripristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	TOTALE				22812.48	4469.42	1599.32	38.65	178.40	155.82	884.64	30138.72
Record 140	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82
	Blocchi AAC	437.77	175.11	70043.04	27667.00	5245.06	1588.23	49.03	229.39	201.37	1139.95	36120.04
	Ripristino Copriferro	89.72	3.03	7282.87	816.29	545.79	36.41	15.95	30.01	13.33	30.59	1488.37
	FRP	22.04	0.00	6.61	417.46	0.43	0.19	0.00	0.10	0.00	0.61	418.79
	Resina epossidica	22.04	0.02	24.24	100.59	2.08	0.87	0.00	0.37	0.00	2.23	106.14
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	TOTALE				30406.09	6204.34	1996.10	65.69	260.77	214.70	1175.97	40333.66
Record 141	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74
	Ripristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30
	TOTALE				74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60
Record 142	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74
	Ripristino Copriferro	168.11	5.60	13438.98	1506.29	1007.14	67.19	29.43	55.37	24.59	56.44	2746.46
	FRP	57.10	0.01	17.13	1081.80	1.11	0.48	0.00	0.26	0.00	1.58	1085.23
	Resina epossidica	57.10	0.05	62.81	260.67	5.38	2.25	0.00	0.95	0.00	5.79	275.04
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	TOTALE				33854.36	7036.29	2139.58	82.60	302.90	240.04	1286.03	44941.81
Record 143	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74
	Ripristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30
	TOTALE				74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60
Record 144	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74
	Ripristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30
	TOTALE				74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60
Record 145	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74
	Ripristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30
	TOTALE				74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60
Record 146	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74
	Ripristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30
	TOTALE				74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60
Record 147	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74
	Ripristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.		

APPENDICE C

Record 149	Ripristino Intonaco (1300 kg/m³)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m³)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90	
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82	
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74	
	Ripristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24	
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30	
	TOTALE				74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60	153.41
Record 150	Ripristino Intonaco (1300 kg/m³)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m³)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90	
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82	
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74	
	Ripristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24	
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30	
	TOTALE				74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60	153.41
Record 151	Ripristino Intonaco (1300 kg/m³)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m³)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90	
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82	
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74	
	Ripristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24	
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30	
	TOTALE				74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60	153.41
Record 152	Ripristino Intonaco (1300 kg/m³)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m³)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90	
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82	
	Blocchi AAC	447.35	178.94	71576.32	28272.65	5359.88	1622.99	50.10	234.41	205.78	1164.90	36910.72	
	Ripristino Copriferro	9.04	0.27	650.88	72.95	48.78	3.25	1.43	2.68	1.19	2.73	133.02	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE				29750.34	5819.63	1996.66	52.24	238.00	206.97	1170.23	39234.07	54.63
Record 153	Ripristino Intonaco (1300 kg/m³)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m³)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90	
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82	
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74	
	Ripristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24	
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30	
	TOTALE				74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60	153.41
Record 154	Ripristino Intonaco (1300 kg/m³)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m³)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90	
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82	
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74	
	Ripristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24	
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30	
	TOTALE				74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60	153.41
Record 155	Ripristino Intonaco (1300 kg/m³)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m³)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90	
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82	
	Blocchi AAC	294.43	117.77	47108.16	18607.72	3527.62	1068.18	32.98	154.28	135.44	766.69	24292.90	
	Ripristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE				20012.47	3938.60	1438.59	33.69	155.18	135.44	769.27	26483.23	36.87
Record 156	Ripristino Intonaco (1300 kg/m³)	376.64	1.88	2448.19	485.87	157.26	155.93	0.27	0.30	0.00	1.00	800.64	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m³)	376.64	2.64	2636.51	523.25	169.36	104.95	0.30	0.32	0.00	1.08	799.25	
	Armatura intonaco	376.64	0.00	60.26	120.53	3.87	36.99	0.00	0.11	0.00	0.00	161.49	
	Blocchi AAC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Ripristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTALE				1129.64	330.49	297.87	0.57	0.73	0.00	2.08	1761.38	2.45
Record 157	Ripristino Intonaco (1300 kg/m³)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62	
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m³)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90	
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82	
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74	
	Ripristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24	
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30	
	TOTAL												

APPENDICE C

Record 159	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82
	Blecci AAC	426.41	170.56	68225.44	26949.05	5108.95	1547.01	47.76	223.44	196.15	1110.37	35182.73
	Ripristino Copriferrò	13.56	0.41	976.32	109.43	73.17	4.88	2.14	4.02	1.79	4.10	199.53
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Acciaio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	TOTALE		28463.22 5593.10 1922.30 50.61 228.37 197.93 1117.06 37572.59 52.31									
Record 160	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82
	Blecci AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30
	TOTALE		74117.39 25861.01 3608.05 1020.67 1510.68 1603.62 2456.17 111077.60 153.41									
Record 161	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82
	Blecci AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30
	TOTALE		74117.39 25861.01 3608.05 1020.67 1510.68 1603.62 2456.17 111077.60 153.41									
Record 162	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82
	Blecci AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30
	TOTALE		74117.39 25861.01 3608.05 1020.67 1510.68 1603.62 2456.17 111077.60 153.41									
Record 163	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82
	Blecci AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30
	TOTALE		74117.39 25861.01 3608.05 1020.67 1510.68 1603.62 2456.17 111077.60 153.41									
Record 164	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82
	Blecci AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30
	TOTALE		74117.39 25861.01 3608.05 1020.67 1510.68 1603.62 2456.17 111077.60 153.41									
Record 165	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82
	Blecci AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30
	TOTALE		74117.39 25861.01 3608.05 1020.67 1510.68 1603.62 2456.17 111077.60 153.41									
Record 166	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82
	Blecci AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30
	TOTALE		74117.39 25861.01 3608.05 1020.67 1510.68 1603.62 2456.17 111077.60 153.41									
Record 167	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82
	Blecci AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30
	TOTALE		74117.39 25861.01 3608.05 1020.67 1510.68 1603.62 2456.17 111077.60 153.41									
Record 168	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82
	Blecci AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63			

APPENDICE C

IM 9

APPENDICE C

Record 179	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62									
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90									
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82									
	Blocchi AAC	447.35	178.94	71576.32	28272.65	5359.88	16229.99	50.10	234.41	205.78	1164.90	36910.72									
	Ripristino Coprifirro	18.08	0.54	1301.76	145.91	97.56	6.51	2.85	5.36	2.38	5.47	266.03									
	FRP	3.67	0.00	1.10	69.58	0.07	0.03	0.00	0.02	0.00	0.10	69.80									
	Resina epossidica	3.67	0.00	4.04	16.76	0.35	0.14	0.00	0.06	0.00	0.37	17.69									
	Acciao	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	CLS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	TOTALE													29909.64	5868.83	2000.09	53.66	240.76	208.16	1173.43	39454.58
Record 180	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62									
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90									
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82									
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74									
	Ripristino Coprifirro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Acciao	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24									
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30									
	TOTALE													74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60
Record 181	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62									
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90									
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82									
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74									
	Ripristino Coprifirro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Acciao	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24									
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30									
	TOTALE													74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60
Record 182	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62									
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90									
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82									
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74									
	Ripristino Coprifirro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Acciao	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24									
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30									
	TOTALE													74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60
Record 183	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62									
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90									
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82									
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74									
	Ripristino Coprifirro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Acciao	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24									
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30									
	TOTALE													74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60
Record 184	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62									
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90									
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82									
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74									
	Ripristino Coprifirro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Acciao	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24									
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30									
	TOTALE													74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60
Record 185	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62									
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90									
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82									
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74									
	Ripristino Coprifirro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Acciao	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24									
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30									
	TOTALE													74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60
Record 186	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62									
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90									
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82									
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74									
	Ripristino Coprifirro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Acciao	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24									
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30									
	TOTALE													74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60
Record 187	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62									
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90									
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82									
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74									
	Ripristino Coprifirro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00									
	Acciao	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24									
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30									
	TOTALE													74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60
Record 188	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62									
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90									
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82									
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644									

APPENDICE C

Record 189	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30
	TOTALE				74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60
Record 190	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30
	TOTALE				74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60
Record 191	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30
	TOTALE				74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60
Record 192	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30
	TOTALE				74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60
Record 193	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30
	TOTALE				74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60
Record 194	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30
	TOTALE				74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60
Record 195	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30
	TOTALE				74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60
Record 196	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30
	TOTALE				74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60
Record 197	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24
	CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30
	TOTALE				74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60
Record 198	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62
	Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90
	Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82
	Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74
	Ripristino Copriferrò	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0			

APPENDICE C

	Record 199	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62	
		Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90	
		Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82	
		Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74	
		Ripristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24	
		CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30	
		TOTALE				74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60	153.41
	Record 200	Ripristino Intonaco (1300 kg/m3)	468.37	2.34	3044.39	604.19	195.56	193.90	0.34	0.37	0.00	1.25	995.62	
		Ripristino Intonaco (1000 kg/m3)	468.37	3.28	3278.58	650.67	210.60	130.51	0.37	0.40	0.00	1.34	993.90	
		Armatura intonaco	468.37	0.00	74.94	149.88	4.81	45.99	0.00	0.13	0.00	0.00	200.82	
		Blocchi AAC	468.37	187.35	74938.88	29600.86	5611.68	1699.24	52.46	245.42	215.45	1219.63	38644.74	
		Ripristino Copriferro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		FRP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Resina epossidica	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		Acciaio	0.00	1.98	15478.63	10231.37	994.29	71.62	325.05	55.72	851.32	1.86	12531.24	
		CLS	1146.28	122.23	293356.87	32880.42	18844.07	1466.78	642.45	1208.63	536.84	1232.10	56811.30	
		TOTALE				74117.39	25861.01	3608.05	1020.67	1510.68	1603.62	2456.17	110177.60	153.41

C.2 Impatto ambientale associato al danneggiamento sismico

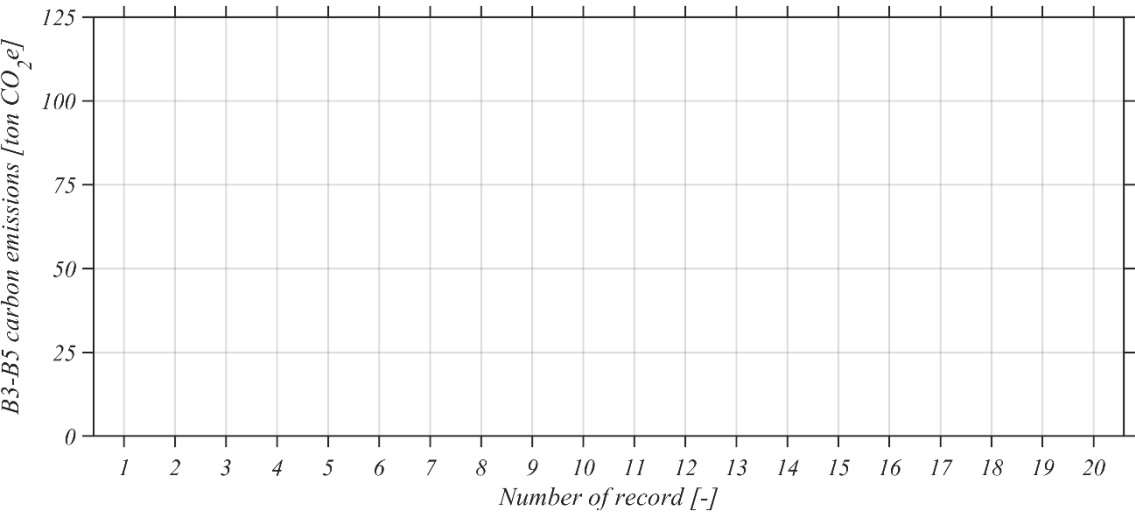


Figura 113 - Emissioni di carbonio associate agli interventi post-sisma (B3-B5) per i 20 accelerogrammi relativi al livello di intensità IM01

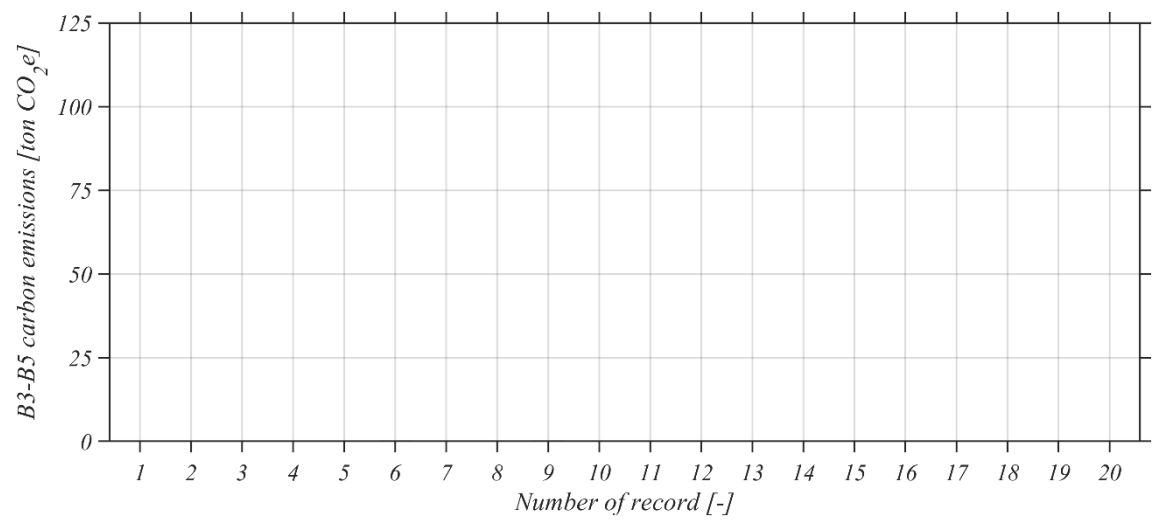


Figura 114 - Emissioni di carbonio associate agli interventi post-sisma (B3-B5) per i 20 accelerogrammi relativi al livello di intensità IM02

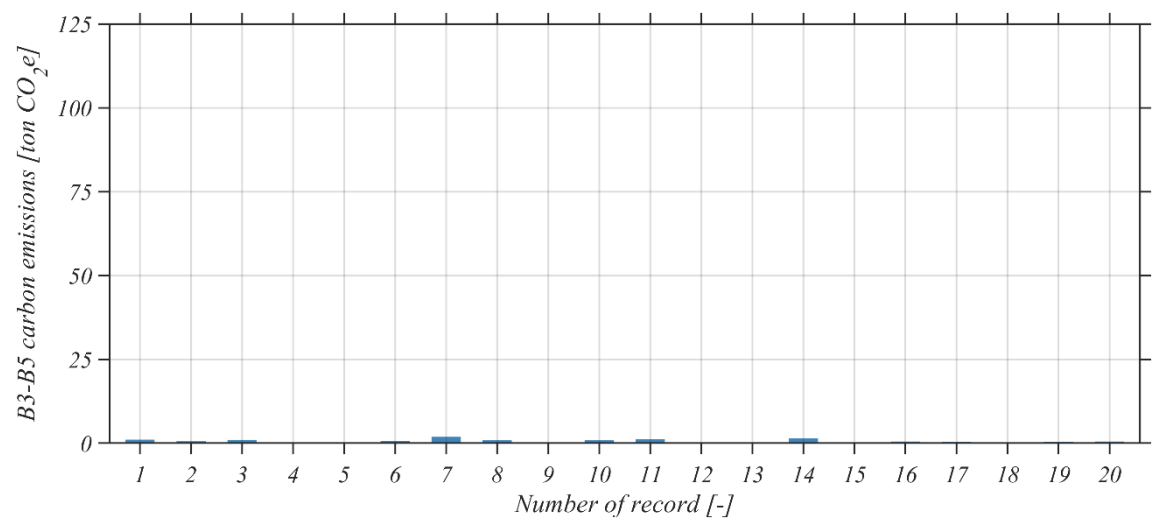


Figura 115 - Emissioni di carbonio associate agli interventi post-sisma (B3-B5) per i 20 accelerogrammi relativi al livello di intensità IM03

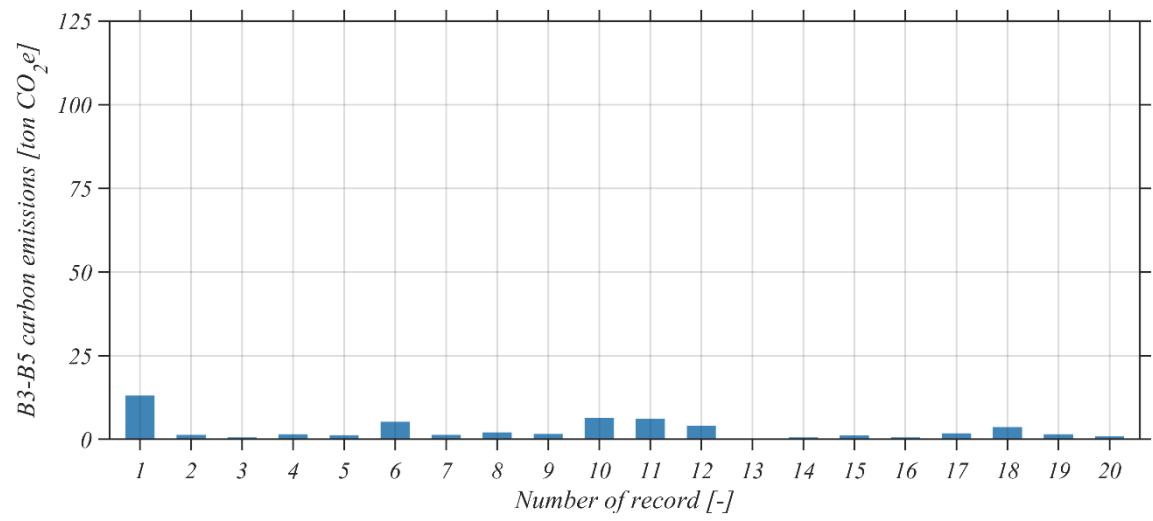


Figura 116 - Emissioni di carbonio associate agli interventi post-sisma (B3-B5) per i 20 accelerogrammi relativi al livello di intensità IM04

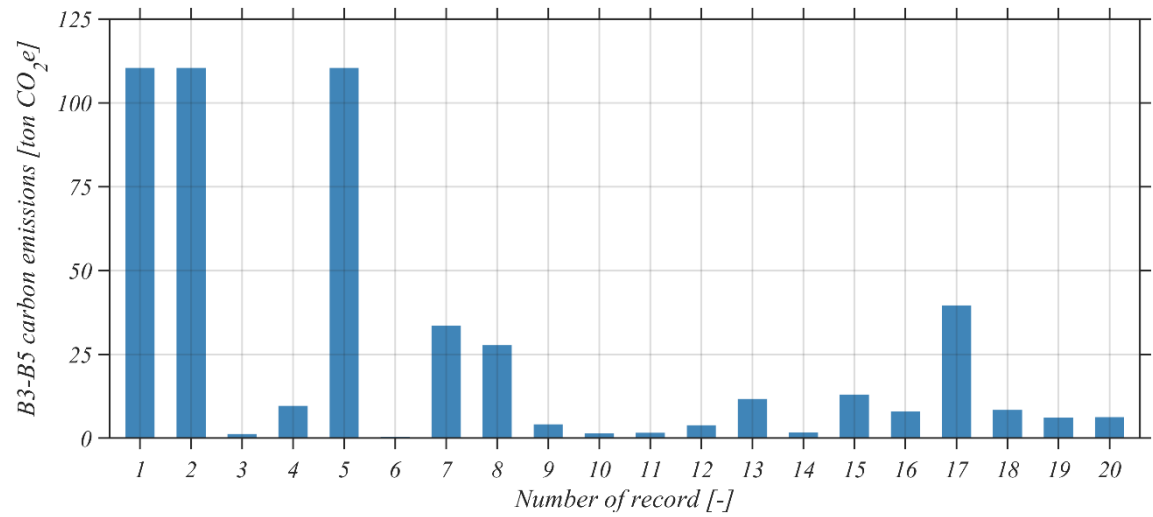


Figura 117 - Emissioni di carbonio associate agli interventi post-sisma (B3-B5) per i 20 accelerogrammi relativi al livello di intensità IM05

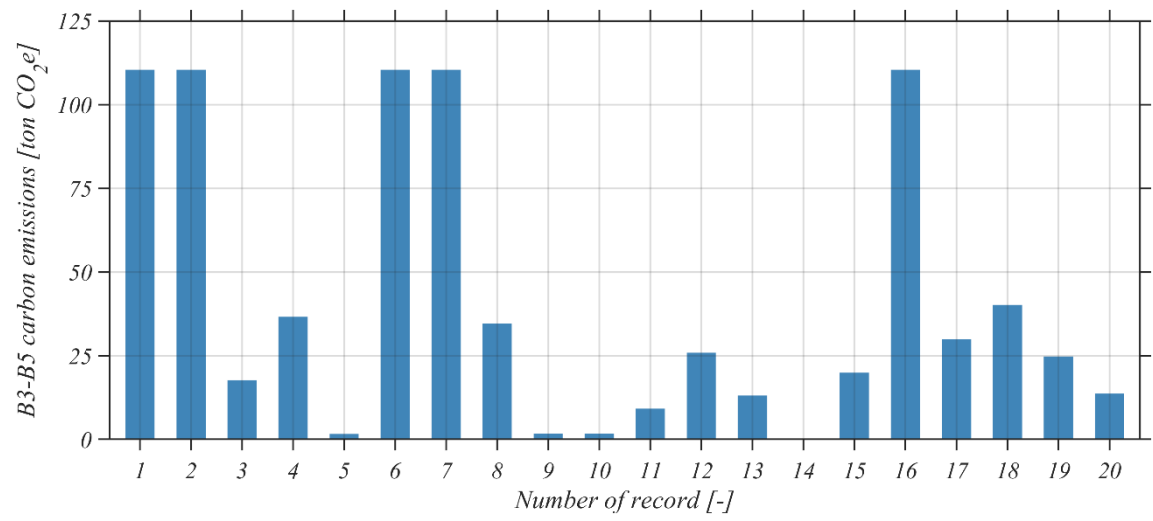


Figura 118 - Emissioni di carbonio associate agli interventi post-sisma (B3-B5) per i 20 accelerogrammi relativi al livello di intensità IM06

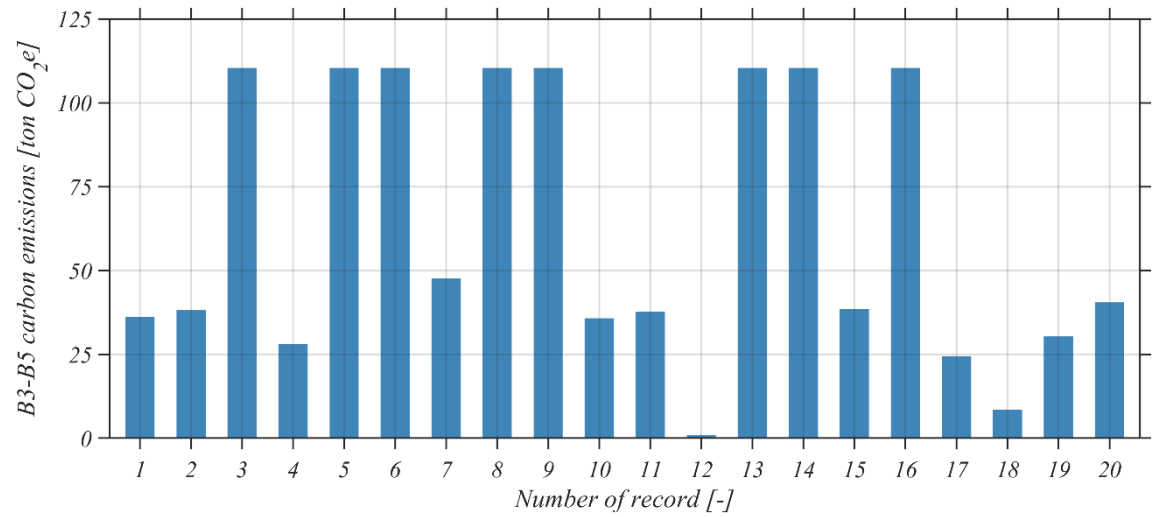


Figura 119 - Emissioni di carbonio associate agli interventi post-sisma (B3-B5) per i 20 accelerogrammi relativi al livello di intensità IM07

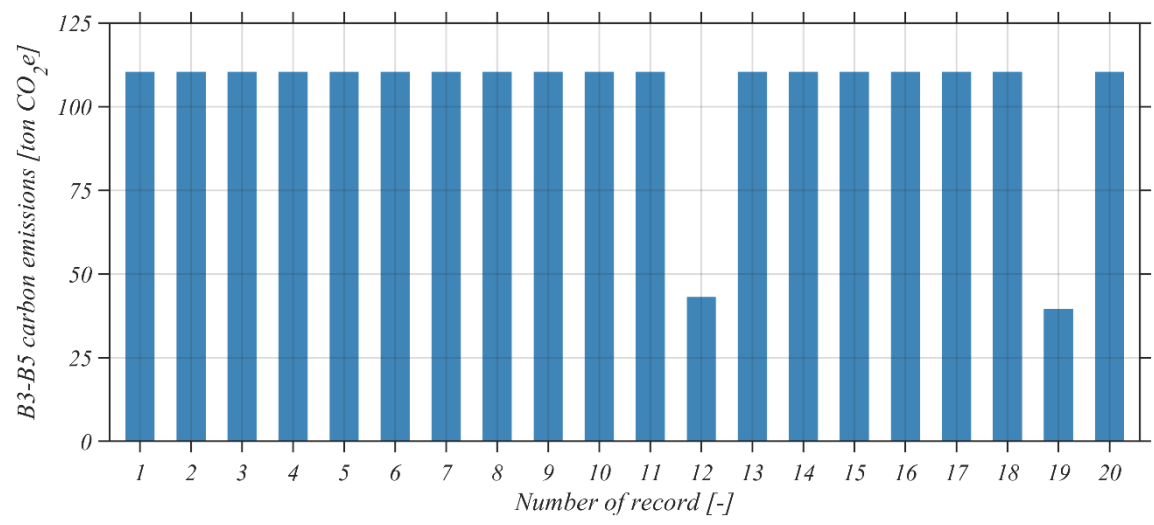


Figura 120 - Emissioni di carbonio associate agli interventi post-sisma (B3-B5) per i 20 accelerogrammi relativi al livello di intensità IM09

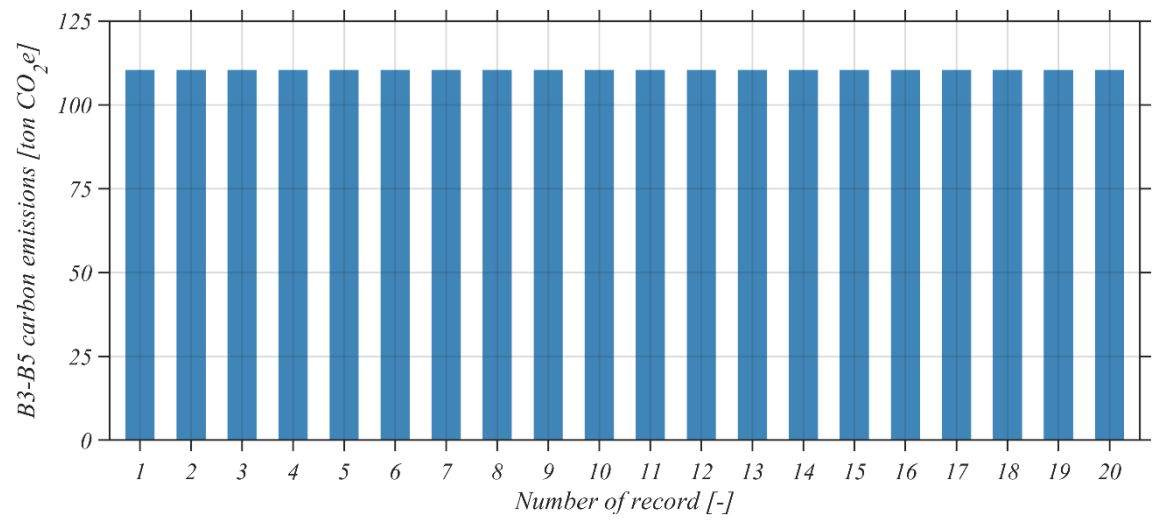


Figura 121 - Emissioni di carbonio associate agli interventi post-sisma (B3-B5) per i 20 accelerogrammi relativi al livello di intensità IM10