

# POLITECNICO DI TORINO

**Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile**



**Tesi di Laurea Magistrale**

## **CONFRONTO TRA METODO NUMERICO FEM E METODO SPEDITIVO-QUANTITATIVO PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DI EDIFICI IN ALBANIA**

**Relatore**

Prof. Fabrizio BARPI

**Candidato**

Gioacchino CANNAROZZO

**Relatori Esterni**

Ing. Roberto SECCHI

Prof. Ing. Igli KONDI

Anno Accademico 2019-2020

# INDICE

INDICE DELLE FIGURE .....	VI
INDICE DELLE TABELLE .....	X
INTRODUZIONE .....	1
Capitolo 1: VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO IN ALBANIA .....	5
1.1    Premessa.....	6
1.2    Nozioni fondamentali di sismologia applicata.....	7
1.2.1    Classificazione dei terremoti .....	9
1.2.2    Caratteristiche del moto sismico .....	10
1.2.3    Misura di intensità (effetti) di un terremoto .....	12
1.3    Scale Macrosismiche di valutazione dell'intensità sismica .....	14
1.3.1    Scala Mercalli-Cancani-Sieberg.....	15
1.3.2    Scala Medvedev-Sponheuer-Kärnik.....	17
1.3.3    European Macroseismic Scale .....	18
1.4    Terremoti storici in Albania .....	21
1.5    Evoluzione storico-normativa del rischio sismico in Albania.....	29
1.5.1    Valutazione della pericolosità sismica.....	31
1.5.2    Mappe di zonazione sismica .....	36
1.6    Normativa vigente KTP-N.2-89.....	40
1.6.1    Metodi di analisi in condizioni sismiche.....	42
1.6.2    Valutazione della forza sismica e dello spostamento .....	47
Capitolo 2: ANALISI STORICO-TECNICA SULLO SVILUPPO URBANISTICO/EDILIZIO NELLA CITTÀ DI TIRANA.....	48
2.1    Il patrimonio edilizio in Albania.....	49
2.2    Lo sviluppo della città di Tirana dalla nascita ai primi del '900.....	52

2.3	La trasformazione urbanistica nel periodo dittatoriale (1944-1990) .....	57
2.3.1	L'influenza politica sullo sviluppo urbano e architettonico della città .....	57
2.3.2	I quartieri residenziali all'interno del tessuto storico.....	59
2.4	La metamorfosi della città nel periodo post dittatoriale .....	61
Capitolo 3: METODOLOGIE DI CALCOLO PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA .....		65
3.1	Indice di sicurezza sismico e di vulnerabilità delle strutture.....	67
3.2	Metodo di analisi numerica agli elementi finiti (FEM).....	69
3.2.1	Il metodo FEM nell'analisi strutturale.....	70
3.2.2	Aspetti generali della modellazione strutturale .....	74
3.3	Metodo di analisi speditiva – quantitativa: RE.SIS.TO PLUS .....	79
3.3.1	Campi di applicazione e obiettivo del metodo .....	79
3.3.2	Implementazione del metodo.....	81
Capitolo 4: CASO STUDIO 1: VALUTAZIONE DELL'INDICE DI SICUREZZA SISMICO DI UNA STRUTTURA INTELAIATA PLURIPIANO AD USO RESIDENZIALE NELLA CITTÀ DI TIRANA – ANALISI DINAMICA LINEARE CON METODOLOGIA FEM.....		91
4.1	Premessa .....	92
4.2	Analisi delle strutture con progetto simulato.....	94
4.3	Descrizione dell'opera.....	96
4.4	Normativa di riferimento.....	99
4.5	Codice di calcolo.....	100
4.5.1	Cdm Dolmen .....	100
4.5.2	Grado di affidabilità del codice .....	103
4.6	Caratteristiche dei materiali .....	104
4.6.1	Caratteristiche dei materiali – Valori nominali.....	105
4.6.2	Caratteristiche dei materiali – Valori di calcolo .....	106
4.7	Analisi dei carichi.....	107

4.7.1	Carichi di Normativa.....	108
4.7.2	Carichi di calcolo .....	109
4.8	Valutazione dell'azione sismica.....	110
4.8.1	Metodi di analisi.....	114
4.8.2	Combinazione delle componenti dell'azione sismica.....	115
4.8.3	Eccentricità accidentali .....	116
4.9	Combinazioni di carico .....	116
4.10	Modellazione FEM.....	117
4.10.1	Viste principali del modello FEM.....	118
4.10.2	Condizioni di carico semplici.....	124
4.10.3	Casi complessi di carico.....	125
4.10.4	Analisi dinamica .....	126
4.10.5	Analisi statica complementare .....	128
4.11	Analisi delle sollecitazioni.....	131
4.12	Metodi di progettazione e verifica secondo Albanian Technical Rules .....	136
4.12.1	Flessione semplice .....	136
4.12.2	Pressoflessione .....	139
4.12.3	Taglio.....	141
4.12.4	Calcolo armatura elementi strutturali.....	143
4.13	Verifiche sismiche.....	144
4.13.1	Verifica pressoflessione pilastri .....	145
4.13.2	Verifica a taglio pilastri.....	148
4.13.3	Verifica a flessione travi.....	149
4.13.4	Verifica a taglio travi .....	149
4.14	Considerazioni post-analisi.....	150
4.15	Conclusioni .....	151

Capitolo 5: VALUTAZIONE DELL’AZIONE SISMICA: CONFRONTO TRA LA NORMATIVA ALBANESE KTP-N.2-89 E LA NORMATIVA ITALIANA NTC 2018 .....	153
5.1 Pericolosità sismica di base .....	154
5.2 Caratterizzazione del suolo .....	156
5.3 Coefficienti strutturali .....	159
5.4 Analisi e confronto degli spettri di risposta .....	160
5.5 Metodologia di analisi .....	163
5.6 Combinazioni delle azioni in fase sismica .....	164
Capitolo 6: CASO STUDIO 2: CONFRONTO TRA METODO NUMERICO FEM E METODO SPEDITIVO-QUANTITATIVO PER LA VALUTAZIONE DELL’INDICE DI SICUREZZA SISMICO DI UNA STRUTTURA INTELAIATA PLURIPIANO AD USO RESIDENZIALE NELLA CITTÀ DI TIRANA .....	167
6.1 Descrizione della struttura.....	168
6.2 Normativa di riferimento.....	177
6.3 Caratteristiche materiali .....	178
6.3.1 Caratteristiche dei materiali – Valori nominali.....	178
6.3.2 Caratteristiche dei materiali – Valori di calcolo .....	179
6.4 Analisi dei carichi.....	181
6.4.1 Carichi di Normativa .....	181
6.4.2 Carichi di calcolo .....	182
6.5 Valutazione dell’azione sismica.....	183
6.6 Metodo di analisi.....	186
6.6.1 Combinazione delle componenti dell’azione sismica.....	188
6.6.2 Eccentricità accidentali .....	188
6.7 Combinazioni di carico.....	189
6.8 Analisi statica lineare con metodo FEM .....	190
6.8.1 Premessa .....	190

6.8.2	Codice di calcolo.....	190
6.8.3	Modellazione FEM.....	191
6.8.4	Condizioni di carico semplici.....	199
6.8.5	Casi complessi di carico.....	199
6.8.6	Analisi statica lineare .....	201
6.9	Analisi delle sollecitazioni .....	203
6.10	Verifiche sismiche.....	208
6.11	Considerazioni post-analisi.....	234
6.12	Analisi statica lineare con metodo speditivo- quantitativo RE.SIS.TO PLUS ...	236
6.12.1	Premessa .....	236
6.12.2	Metodologia di calcolo.....	238
6.12.3	Valutazione delle indeterminazioni.....	242
6.13	Confronto risultati tra metodo speditivo RE.SIS.TO PLUS e metodo FEM per la struttura oggetto di studio .....	251
	CONCLUSIONI.....	255
	ALLEGATO 1 .....	260
	BIBLIOGRAFIA .....	XIII
	SITOGRAFIA .....	XVII

# INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 – Legame costitutivo di una roccia e meccanismo di formazione di una faglia .....	8
Figura 2 – Scorrimenti delle faglie .....	8
Figura 3 – Onde sismiche di volume.....	10
Figura 4 – Onde sismiche di superficie.....	11
Figura 5 – La mappa mostra la distribuzione dell'intensità sismica in Albania.....	21
Figura 6 – Placche tettoniche del bacino del Mediterraneo (INGV).....	22
Figura 7 – Mappa delle faglie tettoniche (IGJEUM).....	23
Figura 8 – Localizzazione delle fonti sismiche (Muco, Sulstarova et al. 2004) .....	24
Figura 9 – Movimento di rotazione della Placca di Adria .....	25
Figura 10 – Mappa epicentri dei principali terremoti dal 58 a.C. fino al 2000 .....	27
Figura 11 – Mappa di una potenziale liquefazione della città di Durazzo (Kociu, 2004). ....	28
Figura 12 – Mappa sismica pubblicata nel 1964 .....	36
Figura 13 – Mappa sismica pubblicata nel 1980 .....	37
Figura 14 – Forme spettrali assunte dal valore $\beta(T)$ .....	46
Figura 15 – Sviluppo edilizio dopo gli anni '90 .....	49
Figura 16 – Edifici residenziali realizzati a Tirana nel 1999 .....	51
Figura 17 – Distribuzione delle tipologie costruttive in relazione al periodo di costruzione e al numero di piani.....	52
Figura 18 – Foto della città di Tirana nel 1920 (Bushati, Sukaj, Thomo 1988).....	53
Figura 19 – Il municipio di Tirana e foto area della parte nord-est della città nel 1936 .....	55
Figura 20 – Pianta della città di Tirana, 1937 (AQTN, Tirana).....	55
Figura 21 – Panoramica della città di Tirana e vista degli edifici ministeriale nel centro città (Archivio Luce, 1943) .....	57
Figura 22 – Facciata fabbricato multifamiliare.....	60
Figura 23 – Pianta standard di un appartamento costruito negli anni '70 .....	60
Figura 24 – Tipici quartiere residenziale di Tirana .....	62
Figura 25 –Periferia di Tirana.....	62
Figura 26 – Sopraelevazione unità abitativa nella periferia di Tirana .....	63
Figura 27 – Sottodomini di integrazione .....	70

Figura 28 – Funzione di spostamento del punto P .....	73
Figura 29 – Flow chart per la valutazione della vulnerabilità delle strutture esistenti .....	82
Figura 30 – Finestra grafica RE.SIS.TO PLUS.....	90
Figura 31 – Livelli di conoscenza e metodologia di analisi secondo Eurocodice 8.....	95
Figura 32 – Planimetria della struttura ad uso residenziale nella città di Tirana oggetto di studio.....	97
Figura 33 – Vista laterale della struttura ad uso residenziale nella città di Tirana oggetto di studio.....	98
Figura 34 – Spettro di progetto per la struttura oggetto di studio .....	113
Figura 35 – Solaio schematizzato con bielle equivalenti.....	117
Figura 36 – Vista assonometrica – carpenterie.....	119
Figura 37 – Vista assonometrica linee d’asse.....	120
Figura 38 – Vista in sezione [x,y] piano tipo .....	121
Figura 39 – Vista in sezione [x,y] piano copertura.....	121
Figura 40 – Vista in sezione piano [y,z] x=0 m.....	122
Figura 41 – Vista in sezione piano [y,z] x=10 m.....	122
Figura 42 – Vista in sezione piano [x,z].....	123
Figura 43 – Condizioni di carico semplici.....	124
Figura 44 – Sforzo assiale N .....	131
Figura 45 – Taglio $T_y$ .....	132
Figura 46 – Taglio $T_z$ .....	133
Figura 47 – Momento flettente $M_y$ .....	134
Figura 48 – Momento flettente $M_z$ .....	135
Figura 49 – Distribuzione delle tensioni in una sezione in cemento armato in accordo con ATR .....	136
Figura 50 – Sezioni soggette a pressoflessione.....	139
Figura 51 – Numerazione pilastri.....	145
Figura 52 – Forma spettrali assunte in relazione alla categoria di sottosuolo.....	158
Figura 53 – Forma spettrali dipendenti dal valore $\beta$ assunte in relazione alla categoria di sottosuolo .....	159
Figura 54 – Confronto tra spettro di progetto definito con NTC2018 e spettro di progetto definito con KTP-N.2-1989.....	163
Figura 55 – Pianta fili fissi pilastri.....	170

Figura 56 – Pianta sistema di fondazione .....	171
Figura 57 – Sistema strutturale piano primo (+4.20 m) .....	172
Figura 58 – Sistema strutturale piano copertura (+7.43 m) .....	173
Figura 59 – Sezione solaio.....	174
Figura 60 – Sezioni e armatura colonne.....	174
Figura 61 – Sezione e armatura trave T-A (piano +4.20 m e piano +7.43 m).....	175
Figura 62 – Sezione e armatura trave T-B (piano +4.20 m e piano +7.43 m).....	175
Figura 63 – Sezione e armatura trave T-C (piano +4.20 m e piano +7.43 m).....	176
Figura 64 – Sezione e armatura trave T-1, T-2, T-3 (piano +4.20 m e piano +7.43 m).....	177
Figura 65 – Spettro di progetto per la struttura oggetto di studio .....	186
Figura 66 – Solaio schematizzato con bielle equivalenti.....	191
Figura 67 – Vista assonometrica - carpenterie .....	193
Figura 68 – Vista assonometrica linee d'asse .....	194
Figura 69 – Vista in sezione [x,y] piano 1 (+4.20 m) .....	195
Figura 70 – Vista in sezione [x,y] piano copertura (+7.43 m) .....	196
Figura 71 – Vista in sezione piano [y,z] $x=0$ m .....	197
Figura 72 – Vista in sezione piano [y,z] $x=7.43$ m .....	197
Figura 73 – Vista in sezione piano [x,z] $y = 0$ m .....	198
Figura 74 – Vista in sezione piano [x,z] $y = 10.8$ m.....	198
Figura 75 – Condizioni di carico semplici .....	199
Figura 76 – Sforzo assiale N.....	203
Figura 77 – Taglio $T_y$ .....	204
Figura 78 – Taglio $T_z$ .....	205
Figura 79 – Momento flettente $M_y$ .....	206
Figura 80 – Momento flettente $M_z$ .....	207
Figura 81 – Dettagli armatura pilastri A1-B1-C1-C2-A3-B3-C3 impalcato 1 .....	209
Figura 82 – Dettagli armatura pilastri A1-B1-C1-C2-A3-B3-C3 impalcato 2 .....	211
Figura 83 – Dettagli armatura pilastri A2-B2 impalcato 1.....	213
Figura 84 – Sollecitazioni di taglio sui pilastri A1-B1-C1-A3-B3-C3 impalcato 1 .....	217
Figura 85 – Sollecitazioni di taglio sui pilastri A1-B1-C1-A3-B3-C3 impalcato 2.....	219
Figura 86 – Sollecitazioni di taglio sui pilastri A2-B2 impalcato 1.....	221
Figura 87 – Sollecitazioni di taglio sui pilastri A2-B2 impalcato 2.....	223
Figura 88 – Dettagli armatura travi 30x50 cm .....	225

Figura 89 – Dettagli armatura travi 60x30 cm.....	227
Figura 90 – Sollecitazioni massime di taglio per le travi 30x50 cm.....	229
Figura 91 – Sollecitazioni massime di taglio per le travi 60x30 cm.....	231
Figura 92 – Schema planimetrico di calcolo impalcato 1 .....	246
Figura 93 – Schema planimetrico di calcolo impalcato 2 .....	246
Figura 94 – Schema di calcolo travature principali impalcato 1 .....	247
Figura 95 – Schema di calcolo travature principali impalcato 2 .....	247
Figura 96 – Schema di calcolo travature secondarie impalcato 1 .....	248
Figura 97 – Schema di calcolo travature secondarie impalcato 2.....	248
Figura 98 – Spettro di risposta di progetto.....	249
Figura 99 – Classificazione sismica codice RE.SIS.TO PLUS.....	250

# INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 – Scale macrosismiche attualmente in uso in Europa e in America .....	14
Tabella 2 – Intensità scala macrosismica Mercalli-Cancani-Sieberg .....	16
Tabella 3 – 1931 Scala di intensità Mercalli modificata (MM) vs. Magnitudo.....	16
Tabella 4 – Intensità scala macrosismica Medvedev-Sponheur- Kàrnìk (MSK 64) .....	17
Tabella 5 – Magnitudo delle oscillazioni dei terremoti con diversa intensità .....	18
Tabella 6 – Classi di vulnerabilità, scala EMS 98.....	19
Tabella 7 – Intensità scala macrosismica European Macroseismic Scale (EMS) .....	20
Tabella 8 – Catalogo dei più importanti terremoti catastrofici.....	26
Tabella 9 – Differenza intensità sismica tra la mappa del 1964 e la mappa del 1980.....	38
Tabella 10 – Coefficienti di combinazione .....	42
Tabella 11 – Categoria di suolo .....	43
Tabella 12 – Coefficiente sismico $K_e$ .....	44
Tabella 13 – Coefficiente d'importanza strutturale $K_r$ .....	44
Tabella 14 – Coefficiente strutturale $\psi$ .....	45
Tabella 15 – Coefficiente dinamico $\beta$ .....	46
Tabella 16 – Classe sismica in relazione al parametro $I_s$ .....	89
Tabella 17 – Classe calcestruzzo e resistenze .....	104
Tabella 18 – Classe acciaio e coefficiente di sicurezza.....	104
Tabella 19 – Coefficienti di sovraccarico .....	107
Tabella 20 – Coefficienti di input per definire lo spettro di progetto .....	111
Tabella 21 – Coefficiente dinamico $\beta$ .....	111
Tabella 22 – Spettro di progetto orizzontale.....	112
Tabella 23 – Spettro di progetto verticale.....	112
Tabella 24 – Coefficienti di combinazione .....	116
Tabella 25 – Casi complessi di carico .....	126
Tabella 26 – File output analisi dinamica.....	128
Tabella 27 – File output analisi statica complementare direzione X .....	129
Tabella 28 – File output analisi statica complementare direzione Y.....	130
Tabella 29 – Coefficienti $\varphi_{b4}$ in funzione della tipologia del calcestruzzo.....	141

Tabella 30 – Coefficienti $\varphi_{b2}$ in funzione della tipologia del calcestruzzo .....	142
Tabella 31 – Armatura elementi strutturali .....	144
Tabella 32 – Verifiche pilastri d'angolo .....	146
Tabella 33 – Verifiche pilastri di bordo .....	147
Tabella 34 – Verifiche pilastri centrali .....	147
Tabella 35 – Verifiche a taglio pilastri .....	148
Tabella 36 – Verifiche a flessione travi .....	149
Tabella 37 – Verifiche a taglio travi .....	149
Tabella 38 – Prospetto riepilogativo indice di sicurezza sismico .....	150
Tabella 39 - Probabilità di superamento $P_{Vr}$ in funzione dello stato limite considerato .....	155
Tabella 40 – Confronto tipologie di suolo definite da NTC18 e KTP-N.2-89 .....	157
Tabella 41 - Valori ed espressioni di $S_s$ e di $C_c$ (NTC18) .....	158
Tabella 42 – Confronto tra gli spettri di risposta orizzontali costruiti con NTC 2018 e KTP-N.2-1989 .....	161
Tabella 43 – Confronto tra le combinazioni sismiche utilizzate dalla normativa italiana NTC 2018 e dalla normativa albanese KTP-N.2-1989 .....	165
Tabella 44 – Coefficienti di sovraccarico .....	181
Tabella 45 – Coefficienti di sovraccarico .....	184
Tabella 46 – Coefficiente dinamico $\beta$ .....	185
Tabella 47 – Spettro di progetto orizzontale    Tabella 48 – Spettro di progetto verticale	185
Tabella 49 – Coefficienti di combinazione .....	189
Tabella 50 – Casi complessi di carico .....	200
Tabella 51 – File output analisi statica direzione X e Y .....	201
Tabella 52 – File output verifiche Pilastri A1-B1-C1-C2-A3-B3-C3 – impalcato 1 .....	210
Tabella 53 – File output verifiche Pilastri A1-B1-C1-C2-A3-B3-C3 – impalcato 2 .....	212
Tabella 54 – File output verifiche Pilastri A2-B2– impalcato 1 .....	214
Tabella 55 – File output verifiche Pilastri A2-B2– impalcato 2 .....	215
Tabella 56 – Prospetto riepilogativo del fattore di sicurezza per le verifiche a pressoflessione dei pilastri .....	216
Tabella 57 – Verifica a taglio pilastri A1-B1-C1-A3-B3-C3 impalcato 1 .....	218
Tabella 58 – Verifica a taglio pilastri A1-B1-C1-A3-B3-C3 impalcato 2 .....	220
Tabella 59 – Verifica a taglio pilastri A2-B2 impalcato 1 .....	222
Tabella 60 – Verifica a taglio pilastri A2-B2 impalcato 2 .....	224

Tabella 61 – Prospetto riepilogativo del fattore di sicurezza per le verifiche a taglio dei pilastri .....	225
Tabella 62 – File output verifiche flessione travi 30x50 cm .....	226
Tabella 63 – File output verifiche flessione travi 60x30 cm .....	227
Tabella 64 – Prospetto riepilogativo del fattore di sicurezza per le verifiche a flessione delle travi.....	228
Tabella 65 – File output verifiche taglio travi 30x50 cm .....	230
Tabella 66 – File output verifiche taglio travi 60x30 cm .....	232
Tabella 67 – Prospetto riepilogativo del fattore di sicurezza per le verifiche di taglio delle travi.....	233
Tabella 68 – Prospetto riepilogativo indice di sicurezza sismico .....	234
Tabella 69 – Quadro riassuntivo per la valutazione della capacità sismica .....	236
Tabella 70 – Valutazioni delle indeterminazioni.....	244
Tabella 71 – Risultati delle analisi con metodologia speditiva RE.SIS.TO PLUS .....	250
Tabella 72 – Sollecitazioni agenti sull’impalcato 1 ottenute con metodo FEM e metodo RE.SIS.TO PLUS.....	252
Tabella 73 – Sollecitazioni agenti sull’impalcato 2 ottenute con metodo FEM e metodo RE.SIS.TO PLUS.....	252
Tabella 74 – Confronto fattori di sicurezza elementi verticali.....	254

# INTRODUZIONE

Il 26 novembre 2019, un terremoto di magnitudo Mw 6.4 con profondità di 20 km, ha colpito il nord-ovest dell'Albania; 60 minuti dopo, un'altra scossa di magnitudo 4.4 è stata percepita nei pressi di Durazzo. Questo forte terremoto ha causato ingenti danni ad almeno 10, dei 61 comuni del paese, tra cui i due più popolati, urbanizzati e con un'elevata densità di popolazione (Tirana e Durazzo) causando 51 morti e almeno 913 feriti. Tutti i decessi si sono verificati principalmente a causa del crollo di 10 edifici nella città di Durazzo e nella città di Thumanë (nel comune di Krujë). Il terremoto del 26 novembre è stato preceduto, da quello del 21 settembre, di magnitudo Mw 5.6, verificatosi a 5 km a nord di Durazzo e prima ancora quello del 4 luglio 2018 di magnitudo 4.8 nella regione di Thumanë. Le frequenti scosse sismiche sul territorio, le numerose vittime, gli enormi danni e gli edifici crollati, hanno generato negli ultimi anni, un grandissimo problema sociale ed economico in Albania, sottolineando l'annoso problema della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti.

La salvaguardia delle vite umane e dell'intero patrimonio costruito hanno oggi, in tutto il mondo, un ruolo fondamentale sul tema della mitigazione e riduzione del rischio sismico che deve essere attuato attraverso l'elaborazione di strategie di prevenzione. Elemento fondamentale per giungere a questo scopo è l'analisi del comportamento strutturale degli edifici esistenti sollecitati da azioni sismiche, al fine di valutarne il possibile danno e definirne la vulnerabilità.

Tuttavia, solo negli ultimi anni il tema della valutazione e verifica della vulnerabilità del costruito esistente, è diventato un fondamentale punto di analisi e di studio volto a conoscere e migliorare le prestazioni degli edifici. L'oggetto di questa tesi quindi è quello di valutare, la vulnerabilità sismica di edifici costruiti a Tirana, attraverso il confronto tra un'analisi sviluppata con metodo numerico più affinato FEM ed un'analisi effettuata con metodologia speditiva-quantitativa realizzata con il codice di calcolo RE.SIS.TO PLUS.

Il presente lavoro è stato sviluppato presso, e con la collaborazione, della società di consulenza e progettazione Gruppo Ingegneria Torino (GIT) e con la cooperazione del professor Igli Kondi, docente presso il dipartimento di Ingegneria Civile del *Polytechnic University* di Tirana.

Per la realizzazione di tale studio è stato necessario affrontare una prima fase conoscitiva, basata sull'analisi degli studi effettuati per definire la vulnerabilità e la pericolosità sismica nel territorio albanese da cui sono state generate le mappe di zonazione sismica, la cui modifica, negli anni, ha contribuito all'evoluzione dei codici di progettazione. In particolare il processo di evoluzione della sicurezza sismica delle strutture in Albania può essere identificato in tre periodi caratteristici: un primo periodo definito prima del 1960, in cui le strutture venivano progettate in assenza di una normativa antisismica ben definita; il periodo compreso tra i primi anni 60 e i primi anni 90, in cui le strutture venivano progettate con il codice KTP-1978, nel quale erano definiti i primi, seppur insufficienti, requisiti di progettazione antisismica. L'ultimo periodo va dai primi anni 90 fino ad oggi, in cui le costruzioni vengono progettate con requisiti sismici definiti dalle KTP-N.2-89, ancora vigenti, ma che non offrono le stesse garanzie a livello di sicurezza sismica dei codici di progettazione europea: gli Eurocodici.

In una seconda fase è stata effettuata un'indagine relativa al patrimonio edilizio albanese, con particolare riferimento allo sviluppo urbanistico/edilizio della città di Tirana, in cui si osserva come i cambiamenti sociali, economici e politici hanno influenzato la modalità di progettare e costruire. In ragione di questo, su tutto il territorio albanese, si passa da edifici abitativi storici, prevalentemente rurali e realizzati con materiali tradizionali locali, fino a un certo numero di edifici multipiano di carattere prevalentemente pubblico, realizzati da progettisti e imprese italiane nei primi decenni del novecento, di impronta razionalista e con strutture miste in latero-cemento. Nei grandi agglomerati urbani, invece, si erigono una grande quantità di edifici abitativi condominiali standardizzati di quattro o cinque piani, di forma semplice e compatta e realizzati nel periodo 1970 – 1990 con due sistemi costruttivi differenti: il primo con murature portanti in mattoni pieni o semipieni e solai in latero-cemento; il secondo con pannelli in cemento armato prefabbricati e assemblati in opera con giunti saldati o

riempiti con malte cementizie liquide. Infine, negli ultimi trent'anni, vengono edificati un numero elevato di edifici nuovi di altezze molto variabili, da due a venti piani, realizzati prevalentemente in struttura a telaio in cemento armato, spesso costruiti nella totale mancanza di rispetto delle norme urbanistico- edilizie.

Definite le tipologie costruttive più diffuse e valutata la pericolosità sismica del territorio albanese, sono definiti due casi studio, con l'obiettivo di valutare la vulnerabilità sismica delle strutture considerate. Nel primo caso studio, viene definito l'indice di sicurezza sismico di una struttura intelaiata pluripiano in cemento armato, ad uso residenziale, costruita nel 1999 nella città di Tirana. La valutazione dell'azione sismica è condotta mediante un'analisi dinamica lineare con metodologia FEM, in conformità alla normativa tecnica vigente in Albania: KTP-N.2-1989. A causa dell'impossibilità di reperire il materiale relativo al progetto strutturale e di effettuare sopralluoghi in sito, per l'emergenza sanitaria dovuta al COVID – 19, la struttura è stata studiata partendo dal progetto architettonico e sfruttando i principi della progettazione simulata. I risultati ottenuti ci hanno permesso di effettuare un confronto tra l'approccio normativo albanese e l'approccio normativo italiano rispetto alla definizione dello spettro di risposta e alla valutazione dell'azione sismica.

Il secondo caso studio offre invece la possibilità di un confronto tra metodologie di analisi per la valutazione dell'indice di sicurezza sismica: approccio numerico FEM e approccio speditivo-quantitativo. In tal caso l'oggetto di studio è una struttura intelaiata a due piani, in cemento armato, realizzata a Tirana nel 2008 ad uso residenziale. Ai fini della modellazione degli elementi strutturali, dello studio delle azioni agenti e delle verifiche di resistenza, si è fatto riferimento al progetto strutturale esistente e reperito presso uno studio di ingegneria di Tirana.

La valutazione dell'azione sismica avviene, in entrambi i metodi, con analisi statica lineare secondo quanto definito dalla normativa albanese KTP-N.2-1989 implementando nei codici di calcolo lo spettro di progetto, ricostruito secondo i requisiti stabiliti dal suddetto codice di progettazione.

Infine viene effettuato il confronto dei risultati ottenuti per le due metodologie attraverso l'indice di vulnerabilità sismica. In virtù di questo, si evince come, prima di fornire un risultato sul livello di sicurezza di un edificio esistente è fondamentale acquisire la giusta conoscenza del costruito e scegliere una metodologia di analisi che sia in grado di cogliere quanto più possibile il reale comportamento sotto l'azione sismica. In tal modo, metodi numerici affinati FEM su scala locale, ma anche metodi speditivi utilizzati su scala territoriale, diventano indispensabili per attuare una politica di prevenzione in grado di far fronte alla pericolosità sismica del territorio albanese ed ottimizzare le risorse economiche, al fine di eliminare le vulnerabilità tramite specifici programmi di intervento.

## Capitolo 1:

# VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO IN ALBANIA

Il presente capitolo vuole fornire una panoramica storica sull'evoluzione del rischio sismico in Albania e su come i codici di progettazione antisismica si sono trasformati negli anni, al fine di aumentare la sicurezza delle costruzioni.

Dopo una preliminare descrizione delle nozioni di sismologia applicata e dei modelli, su scala mondiale di valutazione dell'intensità sismica sismicità di un territorio, sono stati analizzati tutti i dati e gli studi effettuati per definire la vulnerabilità e la pericolosità sismica nel territorio albanese. In relazione a questi, sono state generate le mappe di zonazione sismica, la cui modifica, negli anni, ha contribuito all'evoluzione dei codici di progettazione. La prima mappa ufficiale è stata realizzata nel 1964 e sulla quale si basano le norme di progettazione KTP-1978; mentre la seconda mappa ufficiale è stata realizzata nel 1980, su cui si fonda l'attuale codice di progettazione: KTP-1989. La pratica della valutazione del rischio sismico è cambiata nel corso degli anni in Albania in concomitanza con lo sviluppo di nuove tipologie costruttive e quindi nuovi metodi di progettazione.

Gli ultimi due decenni segnano un periodo di grande sviluppo del settore edile in Albania, caratterizzato da una crescente urbanizzazione delle grandi città come Tirana, Durazzo, Valona, Scutari, ecc. Gli edifici moderni sono caratterizzati da volumi e spazi crescenti e sono contraddistinti da sistemi strutturali piuttosto complessi per i quali, le normative KTP in vigore, mostrano carenze dal punto di vista della sicurezza sismica.

In tal senso istituti ed esperti del settore (Muço, 2001; Muço et al. 2002; Peçi et al. 2002; Kuka et al., 2003; Kuka e Duni, 2007; Duni e Kuka, 2008; Duni et al., 2010; Duni e Kuka, 2010; Fundo et al., 2012) hanno cercato di definire nuove mappe di

zonazione sismica basate su studi e metodi d'avanguardia, in modo tale da migliorare la normativa vigente e aumentare il livello di sicurezza per le costruzioni su tutto il territorio. Tuttavia, nessuna di esse ad oggi è stata ufficializzata e, di conseguenza, non ha alcuna forma giuridica riconosciuta.

## 1.1 Premessa

La sismicità di una regione è espressa in relazione alle dimensioni dei vari terremoti che si sono verificati nel corso degli anni su tutto il territorio. Le stime sulla sismicità si basano su analisi statistiche dettagliate, in relazione al numero di terremoti che si sono verificati, dalla frequenza e dalla loro localizzazione all'interno del territorio, dalla loro magnitudo e dai loro effetti. In particolare, la determinazione delle fonti sismiche viene effettuata sulla base dei dati storici di registrazione dei terremoti e sugli studi effettuati inerenti all'evoluzione geologica e geotettonica della zona oggetto di studio. Tutto ciò concorre alla realizzazione di una mappa di zonazione sismica che definisce il rischio sismico del territorio e su di essa si basano i codici di progettazione antisismica.

In generale si definisce rischio sismico (R) la stima delle perdite complessive (vite umane, beni economici, valori culturali, volume edilizio) che a causa delle azioni di un evento sismico potranno interessare, in un dato periodo di tempo, una determinata area. In altre parole, per rischio, si intende la probabilità che venga raggiunto un prefissato livello di perdita in un certo intervallo di tempo. Tale perdita è identificata solitamente nel costo da sostenere per riportare il sistema danneggiato alle condizioni che esso aveva prima dell'evento sismico. La valutazione, in un'area, del rischio sismico è legata alla stima di tre parametri fondamentali: la pericolosità, la vulnerabilità e l'esposizione. La pericolosità sismica (*seismic hazard*) è dipendente dalle caratteristiche dell'evento fisico e dalle caratteristiche geologiche dell'area nella quale l'evento si manifesta: tanto maggiore sono la frequenza e l'intensità degli eventi che caratterizzano un'area geografica, tanto maggiore è la sua pericolosità. La vulnerabilità (V) è invece definita come la suscettibilità di una struttura a subire danni a causa di un dato terremoto.

Tali danni possono portare alla momentanea perdita di funzionalità o anche alla totale irreversibilità. Infine, l'esposizione (E) è riferita alla natura, alla quantità ed al valore dei beni, nonché alle attività presenti sul territorio, che possono essere influenzate direttamente o indirettamente dall'evento sismico (insediamenti, edifici, attività economiche-produttive, infrastrutture, densità di popolazione). In maniera più rigorosa, il rischio sismico per un edificio può essere rappresentato dalla probabilità di collasso dello stesso in un intervallo temporale di interesse.

Il rischio sismico in Albania è da sempre stato definito in termini di pericolosità e vulnerabilità. In particolare, la conoscenza della pericolosità sismica di un sito diventa, uno strumento di previsione del grado di severità dei terremoti attesi. Tale severità può essere misurata utilizzando scale strumentali (misure oggettive della forza del sisma) o scale macrosismiche (misure soggettive degli effetti prodotti dal sisma). Attualmente in Albania le mappe di pericolosità sismica sono definite mediante la scala macrosismica MSK-64 che fornisce, a seconda della zona considerata un'intensità sismica misurata in relazione agli effetti che i terremoti hanno generato nel tempo su tutto il territorio.

## **1.2 Nozioni fondamentali di sismologia applicata**

Le rocce che formano l'interno della Terra non sono omogenee, ma presentano zone con pressioni, temperature, densità e caratteristiche dei materiali molto diverse. Questa forte disomogeneità induce lo sviluppo di forze, che tendono a riequilibrare il sistema fisico-chimico. Tali forze determinano dei movimenti negli strati più superficiali della Terra, spingendo le masse rocciose le une contro le altre fino a deformarle. La Terra è dunque un sistema dinamico e in evoluzione continua. I terremoti sono una conseguenza dei processi dinamici e tettonici che determinano la genesi e l'evoluzione dei bacini oceanici, delle catene montuose e dei continenti: infatti, quando tali deformazioni raggiungono il limite di resistenza dei materiali, questi si fratturano, liberando quasi istantaneamente l'energia elastica sino ad allora accumulata. A pressioni non elevate le rocce, sottoposte a sforzi, hanno un comportamento "fragile" che può essere illustrato con il diagramma della Figura 1.

La roccia si deforma elasticamente fino ad un valore A dello sforzo, al di sopra del quale la relazione non è più lineare. Quando lo sforzo raggiunge il valore C (punto di rottura) la roccia si rompe, liberando tutta l'energia accumulata fino a quel momento. Il punto in cui avviene la rottura (accompagnata da spostamento delle parti), viene chiamata faglia: con questo nome vengono indicate tutte le discontinuità piane lungo le quali si ha spostamento come mostrato in Figura 1.

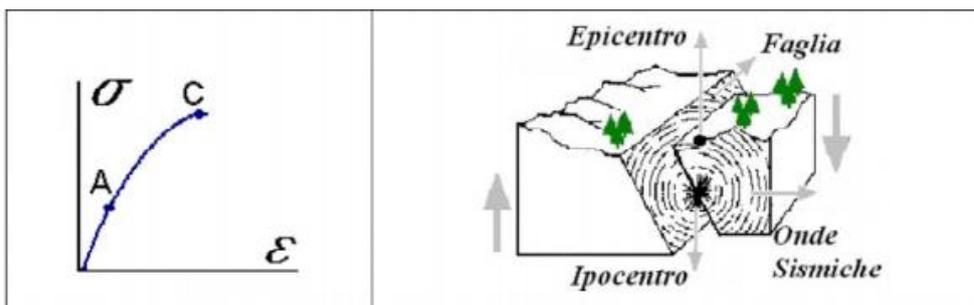


Figura 1 – Legame costitutivo di una roccia e meccanismo di formazione di una faglia<sup>1</sup>

A seconda del tipo di spostamento relativo possiamo avere tre tipi di faglie:

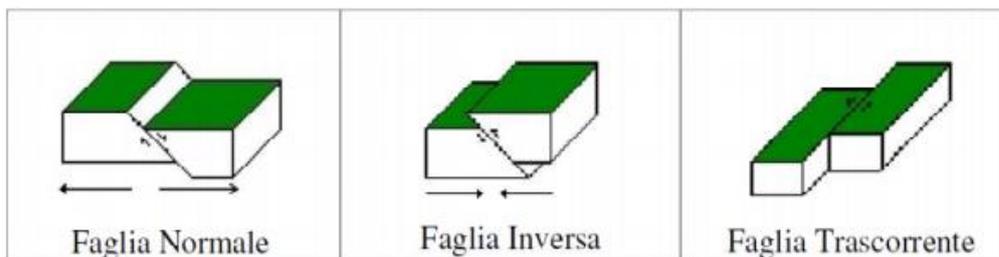


Figura 2 – Scorrimenti delle faglie

In definitiva, il terremoto è una vibrazione elastica in cui la liberazione dell'energia rilasciata, dovuta ad un aumento di deformazione della crosta e del conseguente sforzo accumulato, supera la capacità di resistenza del terreno. Il punto interno al terreno, a partire dal quale si libera l'energia, è chiamato ipocentro la cui proiezione sulla crosta terrestre prende il nome di epicentro.

<sup>1</sup> fonte SSN: Servizio Sismico Nazionale, INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia)

### 1.2.1 *Classificazione dei terremoti*

I terremoti possono essere classificati per:

1. Origine

- a. Geotettonica
- b. Vulcanismo, fenomeno usualmente superficiale
- c. Crollo di cavità profonde
- d. Artificiale (es. invasi artificiali etc.)

2. Caratteristiche del moto sismico (Newmark)

- a. Terremoti che consistono in un singolo impulso.
  - i. Libia (1963)
  - ii. Skopje, Jugoslavia (1963)
  - iii. Ancona (1972)
  - iv. Agadir, Marocco (1960)
- b. Terremoti di durata moderatamente lunga con accelerogramma ricco in frequenze e spettro ampio, intensità elevata e circa uguale nelle tre direzioni (importanza dello smorzamento)
  - i. Terremoti californiani
  - ii. Friuli (1976)
  - iii. Irpinia (1980)
- c. Terremoti di lunga durata con periodi di vibrazione prevalenti. Ciò è spesso dovuto al filtro operato da strati di terreno soffice posti su base di roccia solida.
  - i. Mexico City (1964)

- d. Terremoto con notevoli spostamenti di terreno, scorrimenti e frane in superficie, liquefazione del suolo.
  - i. Puerto Mott, Cile (1960)
  - ii. Anchorage, Alaska (1964)
  - iii. Niigata, Giappone (1964)

### 1.2.2 Caratteristiche del moto sismico

Dall'ipocentro si propagano le onde sismiche: quando sono all'interno del terreno si parla di onde di volume, mentre quando raggiungono la superficie, si definiscono onde superficiali. Le onde di volume si distinguono in onde P (o primarie), che si propagano longitudinalmente alla direzione di propagazione in modo molto rapido e le onde S (o secondarie) più lente, che provocano oscillazioni del terreno trasversali rispetto alla direzione di propagazione. Le onde superficiali sono le onde di Rayleigh (onde R), che fanno vibrare il terreno secondo orbite ellittiche e le onde di Love (onde L) che fanno muovere il terreno sul piano orizzontale, trasversalmente alla direzione di propagazione.

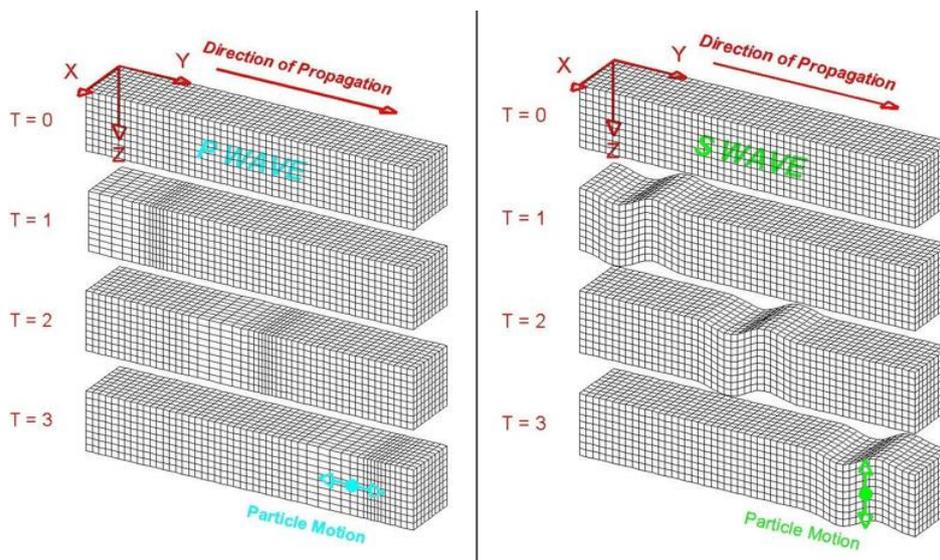


Figura 3 – Onde sismiche di volume

Per le onde primarie, la deformazione si propaga e il movimento delle particelle consiste in un'alternanza di compressioni e dilatazioni. Le particelle si muovono parallelamente alla direzione di propagazione (longitudinale). Dopo il passaggio dell'onda il materiale ritorna alla sua forma iniziale.

Anche per le onde secondarie, la deformazione si propaga e il movimento delle particelle consiste in un moto trasversale di segno alterno. Il movimento è perpendicolare alla direzione di propagazione (trasversale). Il moto trasversale della figura avviene in direzione verticale ma può avvenire in una direzione qualsiasi. Tuttavia gli strati di terreno tendono a determinare movimenti di taglio prevalentemente verticali (SV) od orizzontali (SH). Dopo il passaggio dell'onda il materiale ritorna alla sua forma originale.

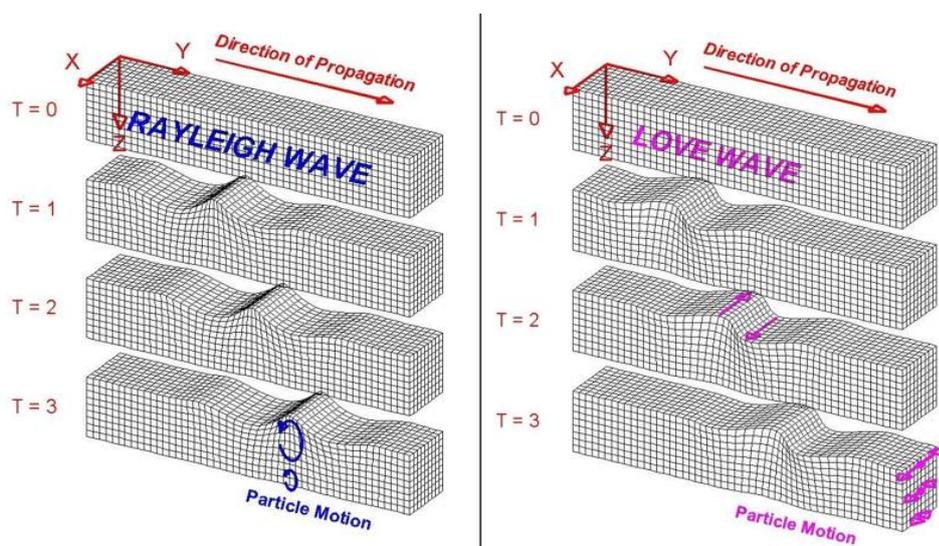


Figura 4 – Onde sismiche di superficie

Nelle onde Rayleigh, la deformazione si propaga e il movimento delle particelle descrive delle ellissi (generalmente ellissi retrograde) nel piano verticale e parallelo alla direzione di propagazione. L'ampiezza decresce con la profondità. Dopo il passaggio dell'onda il materiale ritorna alla sua forma originale.

Per le onde Love, la deformazione si propaga e il movimento consiste in movimenti trasversali di segno alterno. Il movimento delle particelle è orizzontale e perpendicolare alla direzione di propagazione (trasversale).

Per apprezzare la natura puramente orizzontale del movimento è necessario concentrarsi sul movimento secondo l'asse Y (Figura 3) e si denota come l'ampiezza decresce con la profondità. Dopo il passaggio dell'onda, il materiale ritorna alla sua forma originale.

Le onde di Rayleigh si propagano solo vicino a una superficie di discontinuità con caratteristiche elastiche. La loro velocità è circa il 92% di quella delle onde di taglio. Le onde di Love si propagano solo attraverso gli strati delimitati da due superfici di discontinuità. Questi due tipi di onde superficiali si generano perché il suolo rappresenta una discontinuità meccanica e la Terra è costituita da strati.

Quando si compiono misurazioni in prossimità dell'epicentro, le onde sismiche superficiali risultano essere più deboli rispetto alle onde di volume, al punto da esserne coperte. Invece, nelle misurazioni compiute a lunga distanza, le onde L sono quelle più intense, perché, avendo periodi lunghi, si attenuano molto lentamente.

### 1.2.3 *Misura di intensità (effetti) di un terremoto*

La misura dell'intensità di un evento sismico può essere effettuata o tramite misure strumentali, oppure tramite classificazioni empiriche degli effetti del terremoto stesso. Nel primo caso, si distinguono quantità che rappresentano l'intensità del terremoto alla sorgente e quantità che misurano il moto vibratorio del suolo in un punto posto ad una determinata distanza dalla sorgente stessa. La grandezza, normalmente impiegata per misurare l'intensità del terremoto alla sorgente è la magnitudo (espressa nella scala Richter), che dipende essenzialmente dall'energia cinetica rilasciata. Tuttavia ai fini ingegneristici, la misura del moto sismico più adatta è la misura dell'accelerazione di picco al suolo PGA (*Peak Ground Acceleration*), giacché, a questa, sono proporzionali le forze d'inerzia esercitate sulla struttura.

Con il diffondersi delle stazioni sismiche nei primi decenni del secolo, si è gradualmente posto il problema di misurare i terremoti con una scala "assoluta" di tipo strumentale.

Il passo decisivo in questa direzione fu compiuto nei primi anni 30' da Richter, presso il *California Institute of Technology (Caltech)* di Pasadena, il quale attraverso l'uso dei valori di picco dei sismogrammi registrati, ha potuto analizzare quantitativamente i terremoti della California meridionale. Il valore della Magnitudo viene espressa dalla seguente formula analitica:

$$M_L = \log A - \log A_0$$

dove:

- A: ampiezza di picco, in mm, della traccia registrata dallo strumento ad una data distanza;
- A<sub>0</sub>: ampiezza corrispondente del terremoto "zero" alla stessa distanza. I valori di log A<sub>0</sub> vengono stabiliti empiricamente da Richter per distanze "regionali" comprese tra 0 e 600 km e dipendono dalle distanze ipocentrali.

Insieme alla scala Richter, che come si è visto dà una misura assoluta dell'evento sismico, ne esiste anche un'altra, la Mercalli, basata sulla percezione degli effetti. La magnitudo M<sub>L</sub> del terremoto è legata all'energia rilasciata in corrispondenza dell'epicentro attraverso la relazione:

$$\log E = 12,24 + 1,44 M_L$$

Diverse da queste misure sono, invece, le cosiddette classificazioni d'intensità macrosismica, introdotte prevalentemente in epoca pre-strumentale e tuttora largamente usate, che forniscono per ogni intensità, una descrizione locale degli effetti distruttivi provocati dal sisma. L'intensità macrosismica è d'importanza fondamentale, costituendo quasi l'unico strumento disponibile per classificare la severità dei terremoti storici.

## 1.3 Scale Macrosismiche di valutazione dell'intensità sismica

Le scale d'intensità macrosismica classificano in modo empirico la severità di un sisma, secondo una scala ordinale, espressa in gradi, basata sugli effetti prodotti prevalentemente sulle strutture civili (danno alle costruzioni) e, in misura minore, sull'assetto geomorfologico e geotecnico (danno geologico).

In Tabella 1<sup>2</sup> sono elencate, in ordine di data di pubblicazione, le scale macrosismiche attualmente in uso in Europa ed in America, partendo dalla scala Mercalli-Cancani-Sieberg (MCS del 1930), la quale, con la precedente scala Mercalli (1887-1910), ha fatto da base a tutte le scale successive.

Tabella 1 – Scale macrosismiche attualmente in uso in Europa e in America

<b>DENOMINAZIONE</b>	<b>SIGLA - ANNO DI RIFERIMENTO</b>	<b>SCALA ORDINALE DEGLI EFFETTI</b>
Mercalli-Cancani-Sieberg	MCS-1930	12 gradi
Modified Mercalli Intensity scale	MM-1930	12 gradi
Modified Mercalli Intensity scale	MM-1956	12 gradi
Medvedev-Sponheur- Kàrnik	MSK-1964	12 gradi
Medvedev-Sponheur- Kàrnik	MSK-1976	12 gradi
Medvedev-Sponheur- Kàrnik	MSK-1981	12 gradi
European Macroseismic scale	EMS-1992	12 gradi
European Macroseismic scale	EMS-1998	12 gradi

Nelle scale indicate nella Tabella 1, tutte a dodici gradi, gli effetti sull'uomo caratterizzano l'assegnazione dei gradi meno elevati, fino al V compreso; mentre gli effetti sui fabbricati (danni) e sull'ambiente i gradi più elevati, compresi tra il VI ed il XII.

---

<sup>2</sup> Cfr. <http://www.protezionecivile.gov.it>

A questo proposito è da notare che mentre gli effetti sui fabbricati, in particolare sulle abitazioni (edifici più diffusi), risultano essenziali nell'assegnazione dei gradi, quelli sull'ambiente (frane, rotture del terreno, formazione di faglie superficiali, liquefazioni di sabbie, effetti sulle acque sotterranee e superficiali, ecc.) risultano molto meno indicativi. Gli effetti sull'ambiente, tuttavia, possono risultare utili a definire, seppure molto approssimativamente, le dimensioni di un terremoto che interessi con la sua area epicentrale zone pressoché disabitate.

### 1.3.1 *Scala Mercalli-Cancani-Sieberg*

La scala Mercalli trae origine dalla semplice scala Rossi-Forel, composta di 10 gradi, derivando poi il nome da Giuseppe Mercalli, presbitero, sismologo e vulcanologo famoso in tutto il mondo. Venne rivista e aggiornata nel 1883 e nel 1902, anno in cui Mercalli la espose alla comunità scientifica. Nello stesso 1902 la Scala Mercalli di 10 gradi venne espansa a 12 gradi dal fisico italiano Adolfo Cancani. Essa fu, in seguito, completamente riscritta dal geofisico tedesco August Heinrich Sieberg e divenne nota come scala Mercalli-Cancani-Sieberg, abbreviata con MCS e detta brevemente Scala Mercalli. Nel 1930 è entrata in uso, specialmente negli Stati Uniti d'America, la scala Mercalli Modificata (MM-1930), aggiornata nel 1956.

La MCS è una scala di valutazione dell'intensità di un terremoto realizzata osservando gli effetti che esso produce su persone, cose e manufatti. Questa valutazione non richiede l'utilizzo di strumenti di misurazione e per la sua caratteristica descrittiva può essere applicata anche alla classificazione di terremoti avvenuti in tempi storici, di cui sia rimasta una descrizione scritta.

I valori di questa scala sono scritti con numeri romani e vanno da I a XII. Il grado più basso della scala MCS viene attribuito a una scossa rilevabile solamente con strumentazione geofisica, salendo nella scala sono introdotte le osservazioni sulla percezione umana della scossa e quindi quelle sui manufatti di facile rinvenimento nelle aree abitate e a partire dal VI grado dai danni alle abitazioni fino ad arrivare al grado XII indicativo di distruzione totale.

Rappresenta la prima scala in cui, per l'assegnazione dei gradi più elevati, viene considerata la vulnerabilità degli edifici, come mostrato in Tabella 2.

Tabella 2 – Intensità scala macrosismica Mercalli-Cancani-Sieberg

Grado	Scossa	Descrizione
I	impercettibile	Avvertita solo dagli strumenti sismici.
II	molto leggera	Avvertita solo da qualche persona in opportune condizioni.
III	leggera	Avvertita da poche persone. Oscillano oggetti appesi con vibrazioni simili a quelle del passaggio di un'automobile.
IV	moderata	Avvertita da molte persone; tremito di infissi e cristalli, e leggere oscillazioni di oggetti appesi.
V	piuttosto forte	Avvertita anche da persone addormentate; caduta di oggetti.
VI	forte	Qualche leggera lesione negli edifici e finestre in frantumi.
VII	molto forte	Caduta di fumaioili, lesioni negli edifici.
VIII	rovinosa	Rovina parziale di qualche edificio; qualche vittima isolata.
IX	distruttiva	Rovina totale di alcuni edifici e gravi lesioni in molti altri; vittime umane sparse ma non numerose.
X	completamente distruttiva	Rovina di molti edifici; molte vittime umane; crepacci nel suolo.
XI	catastrofica	Distruzione di agglomerati urbani; moltissime vittime; crepacci e frane nel suolo; maremoto.
XII	apocalittica	Distruzione di ogni manufatto; pochi superstiti; sconvolgimento del suolo; maremoto distruttivo, dislocamento della crosta terrestre.

La Tabella 3 mostra il confronto tra la magnitudo utilizzata nella scala Richter identificata come l'energia meccanica sprigionata nell'ipocentro e l'intensità, misurata dalla scala Mercalli, indicatore degli effetti provocati dal terremoto sulla superficie.

Tabella 3 – 1931 Scala di intensità Mercalli modificata (MM) vs. Magnitudo

Magnitudo scala Richter	Intensità sismica scala Mercalli
1.0 - 3.0	I
3.0 - 3.9	II - III
4.0 - 4.9	IV - V
5.0 - 5.9	VI - VII
6.0 - 6.9	VII - IX
7.0+	VIII+

### 1.3.2 Scala Medvedev-Sponheuer-Kàrnìk

La scala Medvedev-Sponheuer-Karnik, nota anche come MSK o MSK-64, è una scala di intensità macrosismica usata per valutare l'intensità delle scosse sulla base degli effetti osservati in un'area dove si verifica il terremoto. La scala fu per la prima volta proposta nel 1964 dal geologo sovietico Sergei Medvedev, dal tedesco Wilhelm Sponheuer, e dal cecoslovacco Vít Kárník. Essa era basata sulle esperienze disponibili nei primi anni '60 dall'applicazione della scala d'intensità Mercalli modificata e la versione del 1953 della scala Scala Medvedev, nota anche come scala GEOFIAN.

Con minori modifiche dalla metà degli anni '70 agli inizi degli anni '80, la scala MSK divenne ampiamente usata in Europa e nell'URSS. Agli inizi degli anni '90, la Commissione sismologica europea (ESC) usò molti dei principi formulati nella MSK per lo sviluppo della scala macrosismica europea (EMS), che è diventata la più utilizzata per la valutazione dell'intensità sismica nelle nazioni europee. In particolare gli edifici sono suddivisi in tre classi di vulnerabilità (A, B e C) collegati direttamente ad altrettanti gruppi di tipologie edilizie. In particolare, alla classe A corrispondono gli edifici in muratura più scadente (struttura portante in pietrame), alla classe B gli edifici in muratura più resistente (struttura portante in mattoni) e alla classe C gli edifici con struttura in cemento armato. Nella valutazione degli effetti, invece, la scala MSK presenta 12 gradi di intensità come mostrato in Tabella 4.

Tabella 4 – Intensità scala macrosismica Medvedev-Sponheuer- Kàrnìk (MSK 64)

<b>I. Non percepibile</b>	Non avvertito, registrato solo dai sismografi. Nessuno effetto sugli oggetti. Nessun danno alle costruzioni.
<b>II. Difficilmente percepibile</b>	Avvertito solo da individui a riposo. Nessuno effetto sugli oggetti. Nessun danno agli edifici.
<b>III. Debole</b>	Avvertito in casa da pochi. Gli oggetti appesi vacillano leggermente. Nessun danno agli edifici.
<b>IV. Ampiamente osservato</b>	Sentito in casa da molti e fuori casa solo da pochi. Poca gente viene svegliata. Vibrazione moderata. Osservatori sentono un leggero tremore o oscillazioni degli edifici, stanza, letto, sedia, ecc. Porcellana, oggetti di vetro, finestre e porte sono scossi. Gli oggetti appesi oscillano. Arredi leggeri sono visibilmente scossi in pochi casi. Nessun danno agli edifici.
<b>V. Abbastanza forte</b>	Avvertito in casa da molti, fuori casa da pochi. Poche persone sono spaventate e corrono fuori. Molti sono svegliati. Gli osservatori avvertono una forte scossa o sentono vacillare l'intero edificio, stanza o arredi. Gli oggetti appesi vacillano notevolmente. Porcellane e oggetti in vetro tintinnano. Porte e finestre si aprono e chiudono. In pochi casi i vetri delle finestre si rompono. I liquidi oscillano e possono fuoriuscire dai contenitori pieni. Gli animali domestici possono diventare agitati. Leggeri danni a pochi edifici malamente costruiti.
<b>VI. Forte</b>	Avvertito da molti in casa e da molti fuori casa. Alcune persone perdono il loro equilibrio. Molte persone sono spaventate e corrono fuori. Piccoli oggetti possono cadere e gli arredi possono essere spostati. Piatti e oggetti in vetro possono rompersi. Gli animali da fattoria possono spaventarsi. Visibili danni nelle strutture in muratura, crepe nell'intonaco. Crepe isolate sul suolo.
<b>VII. Molto forte</b>	La maggior parte della gente è spaventata e cerca di correre fuori. Gli arredi sono spostati e possono rovesciarsi. Oggetti cadono dagli scaffali. L'acqua schizza dai contenitori. Gravi danni agli edifici vecchi, i comignoli collassano. Piccole frane.
<b>VIII. Dannoso</b>	Molte persone trovano difficoltà a rimanere in piedi, anche fuori casa. Gli arredi possono essere rovesciati. Ondulazioni possono essere viste su un terreno molto soffice. Le strutture più vecchie collassano parzialmente o subiscono danni considerevoli. Ampie crepe e fessure si aprono, cadono massi.
<b>IX. Distruttivo</b>	Panico generale. Le persone possono essere scaraventate a terra. Ondulazioni vengono notate su terreni soffici. Le strutture scadenti collassano. Danni notevoli alle strutture ben costruite. Si rompono le condutture del sottosuolo. Fratturazione del suolo e frane diffuse.
<b>X. Devastante</b>	I muri degli edifici sono distrutti, le infrastrutture rovinata. Frane imponenti. Le masse d'acqua possono rompere gli argini, causando l'inondazione delle zone circostanti con formazione di nuovi bacini d'acqua.
<b>XI. Catastrofico</b>	La maggior parte di edifici e strutture collassano. Vasti sconvolgimenti del terreno, maremoto.
<b>XII. Molto catastrofico</b>	Tutte le strutture presenti in superficie e nel sottosuolo vengono completamente distrutte. Il paesaggio muta completamente, i fiumi cambiano il loro corso, maremoto.

La scala MSK (1964, 1976 e 1981) esprime gli effetti prendendo in considerazione: le persone e l'ambiente biologico in cui vivono, la tipologia di strutture e la loro classe di vulnerabilità, l'ambiente naturale.

La Tabella 5<sup>3</sup>, invece, mette in relazione l'intensità dei sismi misurati con la scala MSK-64 con alcuni parametri come:

- a: accelerazione al suolo in  $\text{cm/s}^2$  per periodi compresi fra 0,1 e 0,5 s;
- v: velocità al suolo in  $\text{cm/s}$  per periodi tra 0,5 e 2,0 s;
- $x_0$ : ampiezza di spostamento di un oscillatore con periodo naturale di 0,25 s e decremento logaritmico pari a 0,5.

Tabella 5 – Magnitudo delle oscillazioni dei terremoti con diversa intensità

Intensità	a	v	$x_0$
	( $\text{cm/s}^2$ )	( $\text{cm/s}$ )	(mm)
V	dic-25	1.0-2.0	0.5-1.0
VI	25-50	2.1-4.0	1.1-2.0
VII	50-100	4.1-8.0	2.1-4.0
VIII	100-200	8.1-16.0	4.1-8.0
IX	200-400	16.1-32.0	8.1-16.0
X	400-800	32.1-64.0	16.1-32.0

### 1.3.3 *European Macroseismic Scale*

Il concetto di classe di vulnerabilità è stato particolarmente approfondito e chiarito dalla scala EMS98. Essa contempla la definizione di una casistica chiara e dettagliata di tipologie costruttive e della distribuzione dei livelli di danno correlati a ciascun grado di intensità, miranti a rendere il più oggettiva possibile la valutazione dell'intensità locale.

<sup>3</sup> Vol 1 – A2: Scale of seismic intensity by S.V Medvedev, W. Sponheur

Sono state introdotte sei classi di vulnerabilità potenzialmente in grado di misurare sia gli edifici esistenti non progettati per il sisma, sia quelli esistenti o di nuova costruzione con diversi livelli di protezione antisismica.

In Tabella 6 è possibile notare come la scala di intensità EMS98 associ, ad ogni tipologia di struttura (muraria, cemento armato, acciaio e legno), in funzione anche delle tecniche costruttive, una propria classificazione di vulnerabilità, che è individuata da una scala decrescente dalla A alla F. Secondo la scala macrosismica EMS98, quindi, una classe di vulnerabilità non coincide con una tipologia o con un gruppo di tipologie. Infatti, edifici della stessa tipologia, ad esempio gli edifici in muratura qui particolarmente considerati, possono appartenere a diverse classi di vulnerabilità, anche se in ogni caso resta identificata una classe centrale particolarmente frequente. Per gli edifici in muratura la classificazione dipende essenzialmente dalla qualità dell'apparecchiatura muraria dei blocchi di pietra naturale o artificiali. Per gli edifici in c.a. dipende, invece, dal sistema strutturale (telai o pareti) e dalla esecuzione e livello di tecniche di protezione antisismica. L'appartenenza di un edificio o di un gruppo di edifici ad una classe di vulnerabilità dipende con dalla frequenza relativa con cui si manifestano livelli di danno fisico apparente, ben definiti dalla scala su dodici livelli, al variare dei gradi dell'intensità macrosismica, come mostrato nella Tabella 7.

Tabella 6 – Classi di vulnerabilità, scala EMS 98

Tipi di strutture		Classi di vulnerabilità					
		A	B	C	D	E	F
Muratura	Mattone cotto al sole	○					
	Mattone di terra	○					
	Pietra semplice	○					
	Pietra massiccia						
	Non rinforzata, con elementi di pietra lavorata						
	Non rinforzata, con piano RC (pareti in c.a.)						
	Rinforzata o confinata						
Cemento armato	Struttura senza disegno antisismico (ERD)						
	Struttura con moderato livello di protezione sismica						
	Struttura con elevato livello di protezione sismica						
	Pareti senza disegno antisismico (ERD)						
	Pareti con moderato livello di protezione sismica						
	Pareti con alto livello di protezione sismica						
Acciaio	Strutture in acciaio						
Legno	Strutture in legno						

○ classe di vulnerabilità più probabile  
 — intervallo probabile  
 - - - intervallo di minore probabilità: casi eccezionali

Tabella 7 – Intensità scala macrosismica European Macroseismic Scale (EMS)

Suddivisione	
<b>I. Non avvertito</b>	Non avvertito, nemmeno nelle più favorevoli circostanze.
<b>II. Avvertito appena</b>	La vibrazione è avvertita in casa solo da alcuni individui a riposo, specialmente ai piani superiori degli edifici.
<b>III. Debole</b>	La vibrazione è debole ed è avvertita in casa da poche persone. La gente a riposo avverte un'oscillazione o un leggero tremore.
<b>IV. Ampiamente avvertito</b>	Il terremoto è avvertito in casa da molte persone, mentre all'esterno è avvertito da pochissime. Alcune persone vengono svegliate. Il livello di vibrazione non è spaventoso. Finestre, porte e stoviglie vibrano. Gli oggetti appesi oscillano.
<b>V. Forte</b>	Il terremoto è avvertito in casa dalla maggior parte delle persone, fuori da pochi. Molte persone vengono svegliate. Poche persone corrono fuori. Gli edifici subiscono un tremolio generalizzato. Gli oggetti appesi oscillano in modo considerevole. Porcellane e bicchieri producono all'unisono rumori d'acciottolio. La vibrazione è forte. Gli oggetti sbilanciati per il loro maggior peso nella parte superiore cadono giù. Le porte e finestre si aprono e chiudono.
<b>VI. Leggermente dannoso</b>	Avvertito in casa dalla maggioranza delle persone e da molte fuori. Molta gente negli edifici è spaventata e corre fuori. Cadono alcuni oggetti. Danni superficiali agli edifici ordinari; per esempio, sottili crepe nell'intonaco con caduta di piccoli pezzi.
<b>VII. Dannoso</b>	La maggior parte delle persone spaventata corre fuori dalle case. Gli arredi sono spostati e gli oggetti cadono dai ripiani in gran numero. Molte costruzioni ordinarie subiscono danneggiamenti moderati: piccole crepe nei muri; parziale collasso dei comignoli.
<b>VIII. Fortemente dannoso</b>	Gli arredi possono essere rovesciati. Molti edifici ordinari patiscono danni: i comignoli cadono; ampie crepe appaiono nei muri e alcuni edifici possono parzialmente crollare.
<b>IX. Distruttivo</b>	Monumenti e colonne cadono o sono distorte. Molti edifici ordinari crollano parzialmente mentre alcuni crollano completamente.
<b>X. Molto distruttivo</b>	Molti edifici ordinari crollano.
<b>XI. Devastante</b>	Molti edifici ordinari crollano, i più resistenti vengono gravemente danneggiati.
<b>XII. Completamente devastante</b>	Praticamente tutte le strutture sopra e sotto la terra sono pesantemente danneggiate o completamente distrutte.

La versione completa viene riportata nel sottostante collegamento esterno.

## 1.4 Terremoti storici in Albania

L'Albania è un Paese caratterizzato da un'elevata attività sismica e il suo catalogo dei terremoti contiene eventi che si sono verificati in un periodo di quasi 2000 anni, a partire dal terremoto nella regione di Durazzo, avvenuto nel 57 d.C.

La sismicità è concentrata principalmente in occidente, nella cintura sismica del Mar Ionio-Adriatico, dove sono avvenuti i terremoti più recenti del 21 settembre 2019 e del 26 novembre 2019, mentre nell'entroterra, ci sono zone di attività sismica nella zona di Valona-Elbasan-Dibër e nelle zone sismogene di Korçë-Ohrid-Peshkopi.

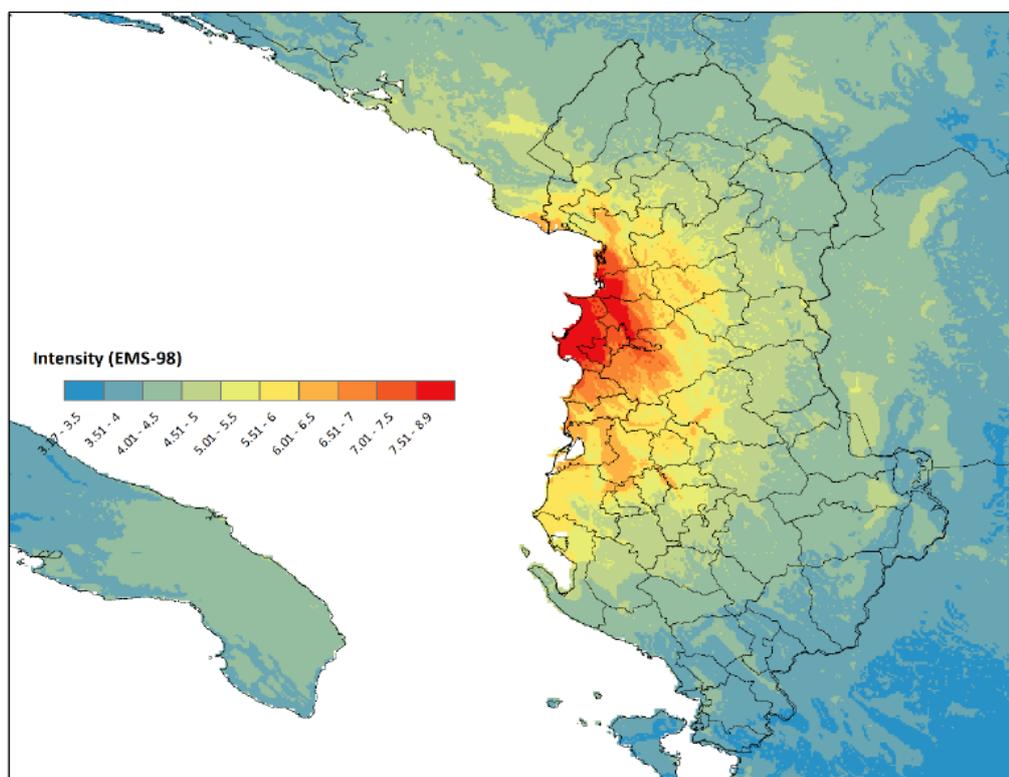


Figura 5 – La mappa mostra la distribuzione dell'intensità sismica in Albania. Il colore rosso più scuro corrisponde all'intensità VIII definita dalla scala Macrosismica Europea (EMS-98) mentre le sfumature giallo e arancione corrispondono alle intensità VI e VII.

L'Albania è geologicamente e sismotettonicamente un'area molto complessa come è mostrato in Figura 6, in quanto si trova nella cintura sismica alpina-Mediterranea, che comprende l'area di contatto tra le placche litosferiche dell'Africa e la placca Euroasiatica, che si estende dalle Azzorre al confine orientale del bacino del Mediterraneo. Ragion per cui, tutta la zona dei Balcani che comprende Grecia, Albania, Montenegro, Macedonia, Bulgaria meridionale e Turchia occidentale sono caratterizzati da terremoti di magnitudo 6,5 con frequenza quasi annuale.

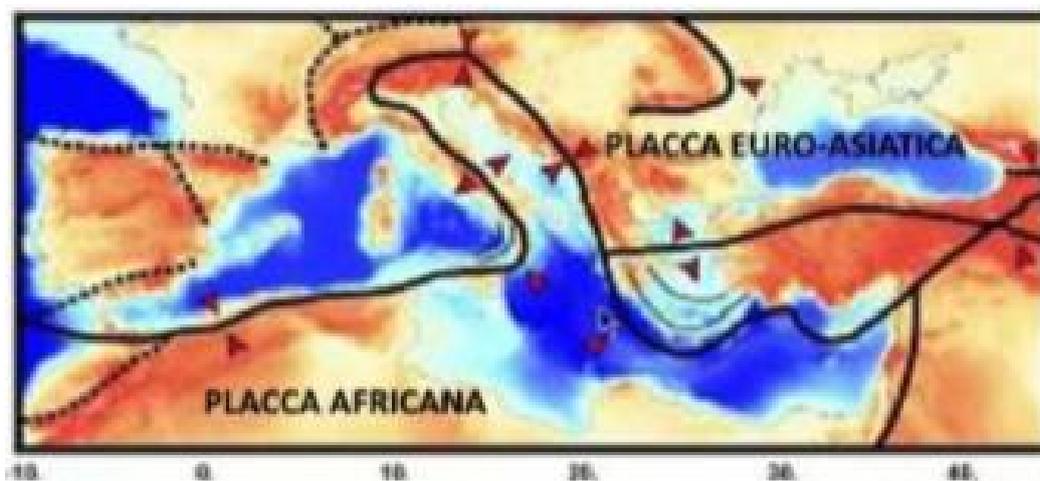


Figura 6 – Placche tettoniche del bacino del Mediterraneo (INGV<sup>4</sup>)

Dal punto di vista geotettonico, l'Albania è situata nella zona di convergenza tra la Piastra Eurasiatica e la placca adriatica (placca Adria), parte della complessa zona di collisione con la placca africana, dove la compressione tettonica della crosta terrestre che si estende dal nord della Croazia fino a sud della Grecia, crea un'elevata sismicità, con una lunga storia di grandi terremoti nella regione.

In questo contesto tettonico, l'Albania occidentale ospita diverse faglie di spinta attive, alcune delle quali sono esposti sulla superficie del terreno, mentre altri sono "ciechi" e piegano invece gli strati sovrastanti. Una tale piega esiste nella regione tra Durazzo e Tirana, correndo in direzione NNW-SSE e salendo fino a 200 m di altitudine.

---

<sup>4</sup> INGV: Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia

In particolare si possono individuare due differenti regioni tettoniche:

- Area esterna in regime di compressione, che comprende l'area costiera (arco pre-adriatico di Sazani con la zona tettonica ionica e quella di Kruja) che è caratterizzata da predominanti faglie tettoniche e pieghe orientate a nord, nord-ovest.
- Area interna con regime esteso, che si trova all'interno del paese (zone tettoniche a est e nord-est dell'area di Kruja) caratterizzata da predominanti faglie tettoniche che si estendono verso nord.

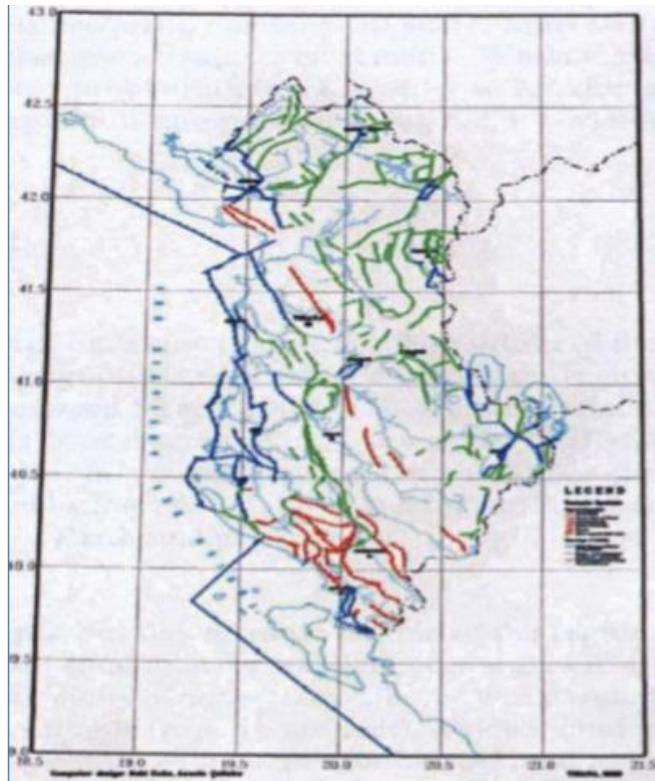


Figura 7 – Mappa delle faglie tettoniche (IGJEUM<sup>5</sup>)

Il sito è caratterizzato da una micro-sismicità sviluppata con terremoti a bassa intensità ma frequenti ( $1,0 < M \leq 5,0$ ), terremoti di media intensità ( $5,0 < M \leq 7,0$ ) e terremoti ad alta intensità ma rari ( $M > 7,0$ ).

---

<sup>5</sup> IGJEUM: Istituto di Geoscienze, Energia, Acqua e Ambiente. È un'unità nazionale di ricerca scientifica che opera sotto la giurisdizione del Politecnico di Tirana.

In Albania e nei paesi limitrofi sono state identificate 9 fonti sismiche, come mostrato in Figura 8:

1. Zona Lezha-Ulqini (LU)
2. Adriatic Lowland Area
3. Zona della costa ionica
4. Zona sismica di origine Ohrid-Korça
5. Elbasan-Dibra-Tetova Zone
6. Zona di Kukesi-Peshkopi
7. Zona di Shkodra-Tropoja
8. Peja-Prizren Zone
9. Skopje Area



Figura 8 – Localizzazione delle fonti sismiche (Muco, Sulstarova et al. 2004)

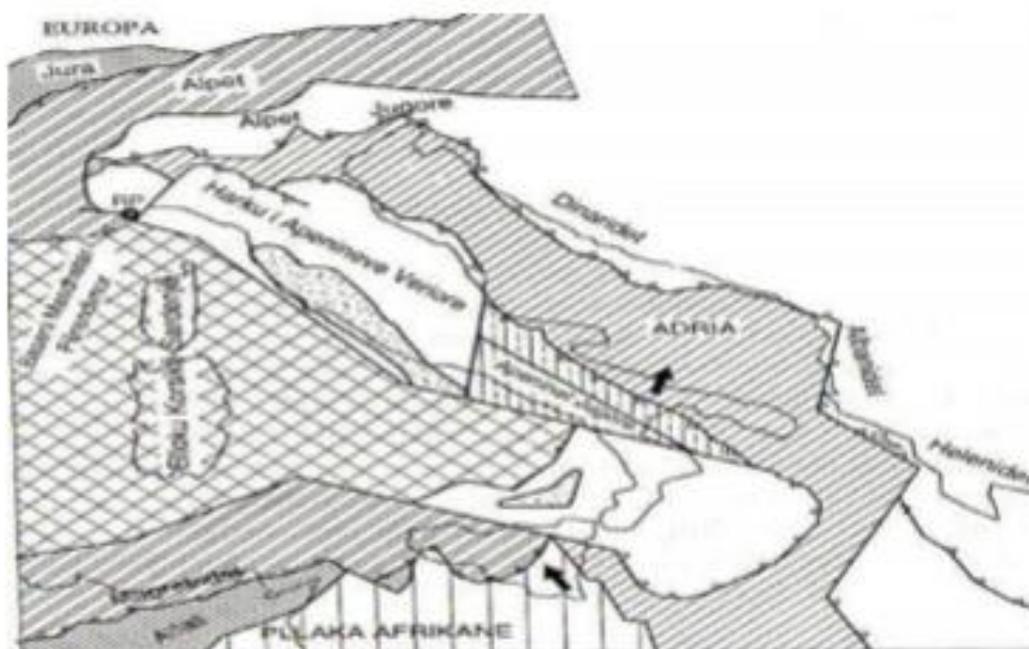


Figura 9 – Movimento di rotazione della Placca di Adria

I terremoti si concentrano principalmente lungo tre faglie attive:

1. Costa adriatico-ionica
2. Curva di Peshkopi-Korçë
3. Cintura trasversale Elbasan-Dibër-Tetovo

A seguito della collisione della piastra Adria e della piastra Euroasiatica viene creata una cintura sismogena attiva che ha generato diversi terremoti catastrofici nel corso dei secoli, come mostrato nella seguente Tabella 8.

Dal III secolo a.C. fino ad oggi, l'Albania è stata colpita da 55 terremoti con intensità  $I_0 \geq VIII$  della scala MSK-64, di cui 15, molto forti, con intensità  $I_0 \geq IX$ . Di questi 55 terremoti, che coprono un periodo di 2000 anni, 36 sono avvenuti nel diciannovesimo secolo. L'evoluzione e le frequenze dei terremoti sono state analizzate prima da Sulstarova (1996) e poi da Aliaj (2007) che hanno definito, su scala territoriale, gli epicentri di tutti i terremoti avvenuti in Albania allo scopo di determinare, quantitativamente, la pericolosità sismica con la definizione di mappe di zonazione sismica.

Tabella 8 – Catalogo dei più importanti terremoti catastrofici

<b>Epicentro sisma</b>	<b>Data fenomeno</b>	<b>Magnitudo</b>
Terremoto di Valona	16 Aprile 1601	M=6.7
Terremoto di Dubrovnik	6 Aprile 1667	M=7
Terremoto di Konispol	11 Febbraio 1872	M=6.7
Terremoto di Shkodra	1 Giugno 1905	M=6.6
Terremoto del lago di Ocrida	18 Febbraio 1911	M=6.7
Terremoto di Mokra	13 Febbraio 1912	M=6
Terremoto di Leskovik	23 Dicembre 1919	M=6.1
Terremoto di Tepelena	26 Novembre 1920	M=6.4
Terremoto di Durazzo	17 Dicembre 1926	M=6.2
Terremoto di Llogara	21 Novembre 1930	M=6.1
Terremoto di Peshkopia	27 Agosto 1942	M=6
Terremoto di Korça	26 Maggio 1960	M=6.4
Terremoto di Fier	18 Marzo 1962	M=6
Terremoto di Lushnja	1 Settembre 1962	M=6.2
Terremoto di Dibra	30 Novembre 1967	M=6.6
Terremoto costa montenegrina	15 Aprile 1979	M=7.2
Terremoto di Tirana	9 Gennaio 1988	M=5.4
Terremoto Durrës-Mamurras	26 Novembre 2019	M=6.4

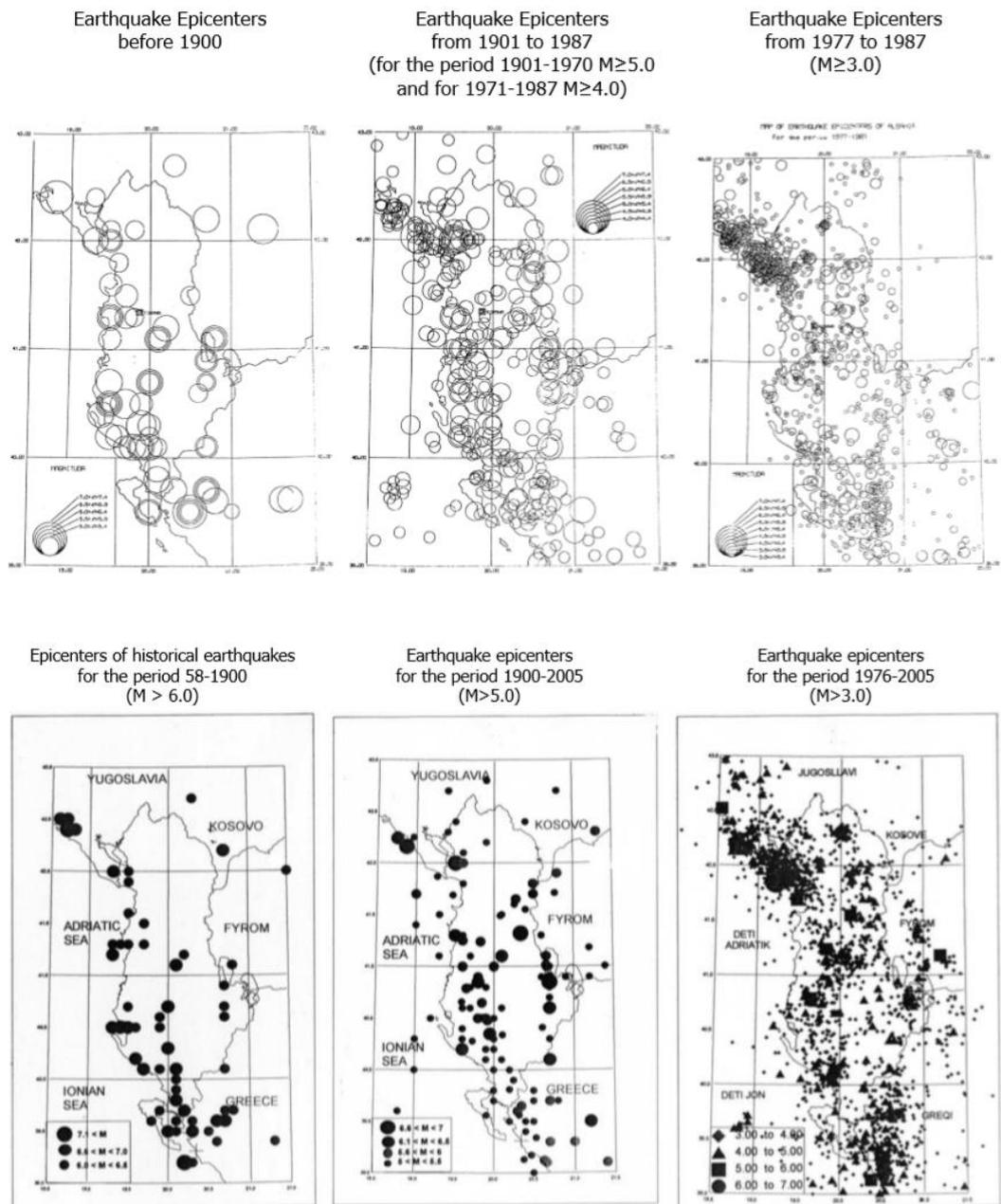


Figura 10 – Mappa epicentri dei principali terremoti dal 58 a.C. fino al 2000

La maggior parte di questi terremoti ha provocato una diffusa instabilità del territorio generando cedimenti e deformazioni nella crosta, fessurazioni superficiali, frane e liquefazione del terreno. La liquefazione è un fenomeno in cui la resistenza e la rigidità di un terreno si riducono a causa di scuotimenti sismici. Gli edifici in cima a terreni liquefatti possono avere elevati cedimenti strutturali che possono condurre anche al collasso della struttura.

In Figura 11 è mostrata la mappa del potenziale di liquefazione di Durazzo (Kociu, 2004). Le indagini sul campo a Durazzo hanno evidenziato che, sebbene non estesa, la liquefazione si è verificata anche in seguito al terremoto del 26 novembre 2019 vicino al sito di alcuni edifici crollati, come il Mira Mare Hotel che si trova sulla costa di Durazzo, edificato su un terreno sabbioso (Lekkas et al., 2019).

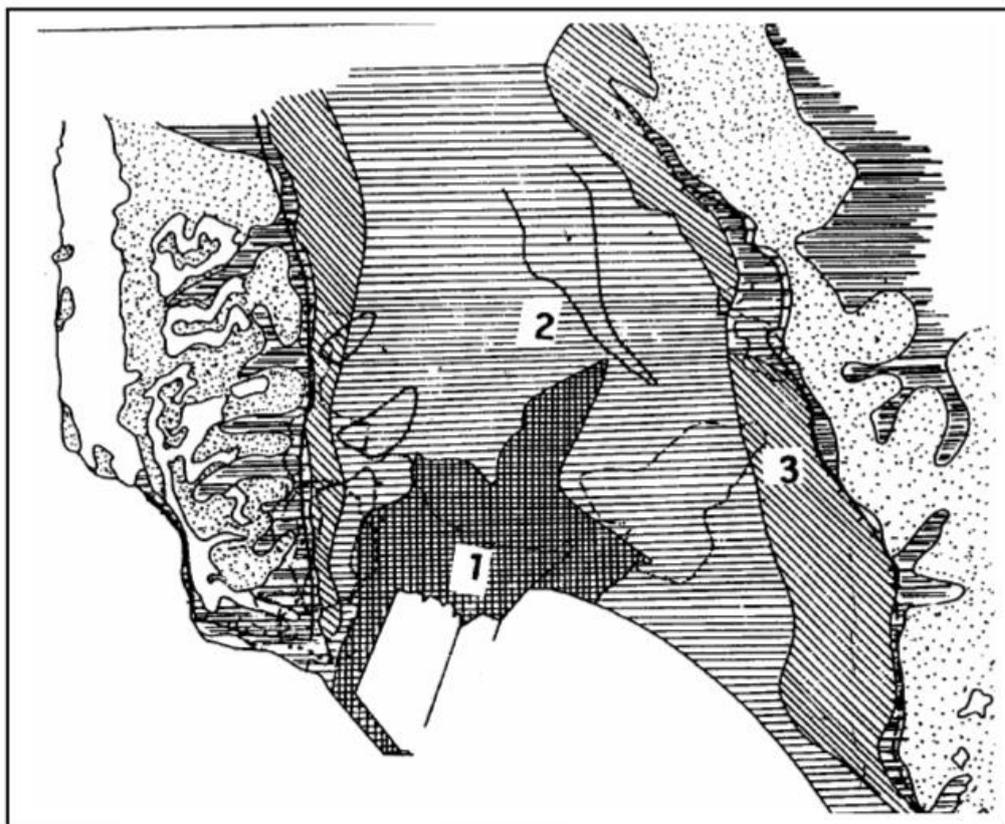


Figura 11 – Mappa di una potenziale liquefazione della città di Durazzo (Kociu, 2004). Zona 1: area altamente predisposta alla liquefazione. Zona 2: area moderatamente predisposta alla liquefazione. Zona 3: area poco predisposta alla liquefazione.

## **1.5 Evoluzione storico-normativa del rischio sismico in Albania**

All'inizio degli anni 50, sono iniziati in Albania studi sismologici per la mappatura dettagliata del rischio sismico. L'attenzione nei confronti di questa tematica deriva dal fatto che, sin dai tempi antichi, il territorio albanese è stato colpito da forti e frequenti scosse di terremoto con magnitudo maggiore di 6.5 soprattutto nelle aree di Durazzo, Scutari, Valona, Tirana, dove si concentra la più alta sismicità di tutto il territorio. Il danno causato da questi terremoti è stato nella maggior parte dei casi catastrofico, poiché avvenuti in aree in cui la densità di popolazione è sempre stata elevata e le strutture edilizie erano progettate e realizzate senza alcun criterio antisismico.

Sono stati effettuati molteplici studi in relazione alla microzonazione sismica del Paese e si ritiene che questi, abbiano un ruolo importante per la riduzione del rischio sismico, soprattutto per le principali aree urbane del Paese, come Durazzo Tirana, Valona, Scutari, nel caso dovessero manifestarsi future forti scosse di terremoto. (Koçiu et al., 1984, 1985a, 1985b, 1988). Gli aspetti principali di questi studi riguardano la valutazione della risposta del suolo sotto l'azione sismica, gli effetti di risonanza, analisi della suscettibilità alla liquefazione, ecc., e hanno l'obiettivo di fornire agli ingegneri i parametri e i criteri necessari per un progetto adeguato dal punto di vista sismico.

Infatti, gli ultimi due decenni, sul territorio, sono caratterizzati da un periodo di grande sviluppo per il settore delle costruzioni, dovuto essenzialmente ad un cospicuo aumento demografico della popolazione che ha portato ad una crescente urbanizzazione, soprattutto nelle grandi città come Tirana, Durazzo Valona ecc. In tal senso possiamo distinguere due grandi periodi di diffusione delle tipologie costruttive: prima degli anni '90 in cui le strutture sono realizzate principalmente in muratura; dopo gli anni '90 in cui le strutture sono costruite, in cemento armato. Con l'evoluzione delle tipologie costruttive si ha un progressivo sviluppo di normative tecniche e codici di progettazione, che hanno, di fatto, contribuito alla trasformazione dei metodi di progettazione nell'ambito dell'ingegneria civile.

I codici di progettazione sono definiti con l'acronimo KTP (*“Kushte teknike të projektimit”*) seguiti dall'anno di pubblicazione e di entrata in vigore. Le più importanti norme, in materia di progettazione di strutture in ambito civile che si sono susseguite sul territorio albanese sono:

- KTP - RUSE
- KTP - 1952
- KTP - 1963
- KTP - 1978
- KTP - 1989

In particolare, facendo riferimento al boom edilizio che si è diffuso nel secondo dopoguerra, possiamo distinguere l'utilizzo dei vari codici di progettazione in relazione alla tipologia costruttiva progettata:

- strutture costruite durante gli anni 1945-1963, in muratura non rinforzata, progettate con KTP-1952;
- strutture costruite durante gli anni 1964-1978, in muratura rinforzata e solette in cemento armato, progettate con KTP -1963;
- strutture costruite durante gli anni 1979-1990, in muratura rinforzata o in cemento armato gettato in opera, progettate con KTP -1978;
- strutture costruite dopo il 1991, in cemento armato gettato in opera o prefabbricato, progettate con KTP-1989.

Tuttavia, soprattutto le strutture costruite tra gli anni '50 e gli anni '60 sono caratterizzate da due principali problemi: edifici abusivi o con interventi abusivi per i quali non vi è nessuna traccia di consulenza ingegneristica; materiali da costruzione con caratteristiche fisico-meccaniche non controllate o non coerenti con le prescrizioni di progetto. Dal punto di vista della progettazione antisismica, le prime regolamentazioni furono introdotte con le KTP-1963, nelle quali l'azione sismica era valutata attraverso l'applicazione di un'analisi statica lineare. La metodologia di analisi sismica cambia con l'introduzione delle norme KTP-1978, in seguito anche alla

realizzazione della prima mappa di zonazione sismica, redatta da un team di esperti dal Consiglio Scientifico del Ministero delle Costruzioni. A tal riguardo si introduce, come metodologia di valutazione, l'utilizzo dell'analisi dinamica lineare.

Infine, con la creazione della nuova mappa di zonazione sismica del territorio albanese, pubblicata da Sulstarova et al. nel 1980 e redatta dal Centro sismologico dell'Accademia delle Scienze dell'Albania, in cui viene aumentata la pericolosità sismica di alcune zone dell'Albania, viene pubblicato il 10 gennaio 1989, l'ultimo e ancora oggi in vigore, codice di progettazione antisismica KTP-N2-89. Nella suddetta normativa le azioni sismiche vengono valutate sia attraverso analisi dinamiche lineari con spettro di risposta, sia attraverso analisi modale con implementazione di accelerogrammi. Tuttavia, essendo la normativa vigente non più conforme agli standard di progettazione antisismica utilizzati oggi in tutti il mondo, negli ultimi anni sono stati compiuti numerosi studi in grado di adeguare e aggiornare questi codici di progettazione rispetto alla normativa europea: gli Eurocodici.

Inoltre a seguito di importanti eventi sismici che si sono verificati negli ultimi anni, la comunità scientifica albanese ha cercato di implementare nuovi metodi di valutazione della pericolosità sismica al fine di realizzare una moderna mappa di zonazione sismica che definisce in maniera reale il rischio sismico sul territorio. Infatti è stato dimostrato che i parametri di progettazione sismica definiti in base alle vecchie mappe, sottostimano il rischio sismico attuale in Albania, per cui la normativa in vigore non garantisce più la sicurezza delle opere nel Paese.

### 1.5.1 *Valutazione della pericolosità sismica*

Il rischio sismico in Albania è da sempre stato definito in termini di pericolosità e vulnerabilità. La pericolosità sismica rappresenta una misura delle potenzialità distruttive del terremoto ed è legata ad un fenomeno naturale tipicamente aleatorio, quale è la frequenza con la quale tale fenomeno si ripete, nonché alle caratteristiche geologiche dell'area nella quale l'evento si manifesta. La conoscenza della pericolosità sismica di un sito diventa in questo modo, uno strumento di previsione del grado di severità dei terremoti attesi.

Tale severità può essere misurata utilizzando scale strumentali (misure oggettive della forza del sisma) o scale macrosismiche (misure soggettive degli effetti prodotti dal sisma). Le prime, si basano su parametri relativi al moto del suolo quali: il picco di accelerazione massima (PGA), la magnitudo locale o magnitudo Richter (M), la velocità spettrale, ecc. ed hanno il vantaggio di essere grandezze meccaniche di più immediato utilizzo ai fini ingegneristici, ma essendo le registrazioni strumentali di disponibilità recente, non hanno riscontro con i terremoti passati. Le seconde, sono meno accurate, ma hanno il vantaggio di offrire una stima dell'intensità media in una zona colpita, partendo direttamente dal danneggiamento osservato e possono essere associate ai terremoti del passato, in particolare, attraverso la sismicità storica che utilizza il cospicuo bagaglio di notizie rintracciabili. L'approccio alla valutazione della pericolosità sismica può essere di due tipi: deterministico e probabilistico.

Il metodo deterministico si basa sullo studio dei danni osservati in occasione di eventi sismici che storicamente hanno interessato un sito, ricostruendo degli scenari di danno per stabilire la frequenza con la quale si sono ripetute nel tempo scosse di uguale intensità. In generale si assume che, la vibrazione del suolo sotto l'effetto dell'azione sismica su una determinata superficie è una funzione di tre elementi principali: la sorgente, il percorso e le condizioni locali del sito.

Il primo elemento descrive come le dimensioni e il tipo di sorgente sismica controllano la generazione delle onde sismiche; il secondo descrive come gli strati di terra tra la sorgente e il sito influenzano le onde generate mentre viaggiano fino alla superficie; il terzo infine, descrive l'effetto della topografia e delle profondità estese di roccia e strati non consolidati, sul movimento del terreno prodotto dalle onde sismiche emergenti o di passaggio (Reiter 1990).

In generale, le onde sismiche e il moto del terreno risultante sono divisi in due livelli generali: moto debole o di piccola ampiezza dovuto a terremoti lontani o piccoli, e moto forte o di grande ampiezza dovuto a terremoti vicini o grandi (Reiter 1990). Il concetto di base che guida l'analisi della valutazione della pericolosità sismica in termini di parametri fisici del moto del terreno come PGA, PGV e PGD, può essere espresso da due elementi principali: la caratterizzazione della sorgente; le dimensioni e l'ubicazione spaziale dei terremoti.

L'approccio deterministico per la valutazione della pericolosità sismica si basa sul concetto di "massimo terremoto" ed è legato ad uno scenario specifico ovvero di un terremoto di determinate dimensioni che si verifica in un sito fisso. Lo scenario può essere descritto come un processo in quattro fasi (Reiter 1990; Kramer 1996):

- identificazione di tutte le sorgenti in grado di generare pericolose vibrazioni del terreno sul sito di interesse;
- valutazione della distanza del sito per tutte le sorgenti identificate;
- selezione del terremoto massimo, ovvero che il terremoto che ci si aspetta produca l'effetto più forte sul sito;
- determinazione della pericolosità sismica del terremoto massimo sul sito specificato e questo è espresso in termini di un parametro del moto del terreno in funzione del modello predittivo del moto del terreno scelto.

L'identificazione della sorgente del terremoto è, forse, l'aspetto più importante dello studio della pericolosità sismica attraverso l'approccio deterministico. Queste sorgenti possono essere rappresentate sia da faglie conosciute che da strutture geologiche meno intelligibili e meno definite, la cui relazione specifica con il processo di generazione del terremoto non è nota (Reiter, 1990).

In questo senso le singole sorgenti potrebbero essere caratterizzate come punti, linee, aree o volumi, a seconda del tipo di sorgente sismica e della capacità di definirla nel contesto dell'ambiente geologico (Reiter 1990). Tuttavia, poiché richiede la disponibilità di informazioni complete sulla sismicità locale (informazioni non sempre facilmente reperibili), nelle analisi viene generalmente preferito un metodo di tipo probabilistico.

Il metodo probabilistico per la valutazione della pericolosità sismica (*Probabilistic Seismic Hazard Analysis*), è fondato sulle informazioni fornite dalla storia sismica di un sito e determina la probabilità che in una data area ed in un certo intervallo di tempo ( $\tau$ ) si verifichi un terremoto che superi una soglia di intensità ( $I$ ), magnitudo o accelerazione di picco (PGA) di nostro interesse. Il metodo probabilistico più utilizzato è quello di Cornell, dal nome di colui che l'ha per primo proposto negli Stati Uniti nel 1968.

I metodi probabilistici in generale, prevedono che vengano individuate nel territorio le zone responsabili degli eventi sismici, che sia quantificato il loro grado di attività e che si calcolino gli effetti provocati da tali aree in relazione alla distanza dall'epicentro. Per applicare questi metodi è necessario disporre di:

- un modello strutturale, che ricostruisce l'andamento delle strutture geologiche superficiali e profonde;
- una carta neotettonica, nella quale sono evidenziati i movimenti "recenti" della crosta terrestre (avvenuti negli ultimi milioni di anni);
- un catalogo dei terremoti, che consente di ricostruire la distribuzione spaziale e temporale degli eventi sismici;
- un modello di attenuazione, che permette di calcolare per ciascun sito, l'entità dello scuotimento prodotto dai terremoti generati nelle aree circostanti.

Le assunzioni affinché il metodo sia valido sono: si assume che i terremoti avvengono nel tempo in modo casuale; la probabilità che si verificano all'interno di una data area (zona sismogenetica) sia la stessa in ogni punto. Per quanto appena detto, i limiti del metodo risiedono nei presupposti alla base dello stesso, ovvero: considerare i terremoti come eventi che avvengono in modo casuale; non tenere conto del tempo trascorso dall'ultimo evento (la probabilità che accada sarà maggiore quanto più tempo è trascorso); adottare un modello di attenuazione omogeneo ed isotropo sul territorio (ovvero, non dipendente dalla morfologia del terreno e dalla direzione di propagazione delle onde).

Inoltre la pericolosità è normalmente valutata rispetto a condizioni di sito ideale (roccia con superficie orizzontale) e quindi non si tiene conto delle condizioni locali, che possono modificare anche sensibilmente il livello dei danni.

L'output della PSHA è definito come la probabilità che un parametro del moto del terreno (PGA, accelerazioni spettrali, intensità macrosismica, ecc.) venga superato entro un determinato periodo di tempo. Esso fornisce un quadro in cui le incertezze nella dimensione, nella posizione e nel tasso di ricorrenza dei terremoti e la variazione delle caratteristiche del moto del terreno con la dimensione e la posizione della

magnitudo, possono essere considerate nella valutazione della pericolosità sismica, mettendo in relazione il parametro del moto del terreno con il periodo medio di ritorno. Il principale vantaggio del PSHA è che permette di calcolare il tasso medio annuo di superamento di un parametro di moto del terreno in un particolare sito, basato sul rischio aggregato di potenziali terremoti di magnitudo diverse che si verificano a diverse distanze dal sito di origine.

Due potenziali difficoltà che si incontrano nel processo di analisi probabilistica della pericolosità sismica (PSHA): l'incompletezza dei cataloghi sismici; l'obbligo di specificare le zone di sorgenti sismiche. Quest'ultima richiede molte volte la competenza di un certo numero di gruppi indipendenti di specialisti per la creazione di diversi modelli più o meno soggettivi di zone di sorgenti.

D'altra parte, l'assunzione di uniformità spaziale all'interno di una sorgente di zona a volte è in conflitto con la distribuzione spaziale osservata degli epicentri. Questo è il motivo per cui viene spesso utilizzato un approccio senza zone. Il metodo "zone-less" (Frankel 1995, Woo 1996), permette di evitare ogni soggettività nella delimitazione delle zone sorgente e rappresenta una procedura fortemente alternativa, che si basa statisticamente sul tasso di attività sismica desunto dal catalogo dei terremoti.

### 1.5.2 Mappe di zonazione sismica

La prima mappa di zonazione sismica dell'Albania, mostrata in Figura 12, risale al 1964, come prodotto del lavoro svolto da esperti del Consiglio Scientifico del Ministero delle Costruzioni. Il parametro di valutazione della pericolosità sismica è l'intensità macrosismica definita attraverso la scala MSK-64 e dalla mappa si può osservare come tutto il territorio si basa su tre valori di intensità: VI, VII, VIII grado. Rispetto a questa zonazione, sono state realizzate le norme di progettazione sismica KTP-N.2-1978.



Figura 12 – Mappa sismica pubblicata nel 1964

Il terremoto del 15 aprile 1979 sulla costa montenegrina, di magnitudo 7.2 rappresenta l'evento più importante che ha riportato alla luce il problema del rischio sismico nella

politica albanese. Infatti in seguito a questo terremoto, è stato necessario aumentare il livello di rischio in tutto il paese ed è proprio in questa fase che è stata realizzata una nuova mappa di pericolosità sismica dell'Albania, mostrata in Figura 13.

Questa mappa, pubblicata nel 1980 dal Centro sismologico dell'Accademia delle Scienze dell'Albania, è ancora oggi in vigore, e su di essa si fonda l'attuale codice di progettazione per azioni sismiche: KTP-N.2-89.

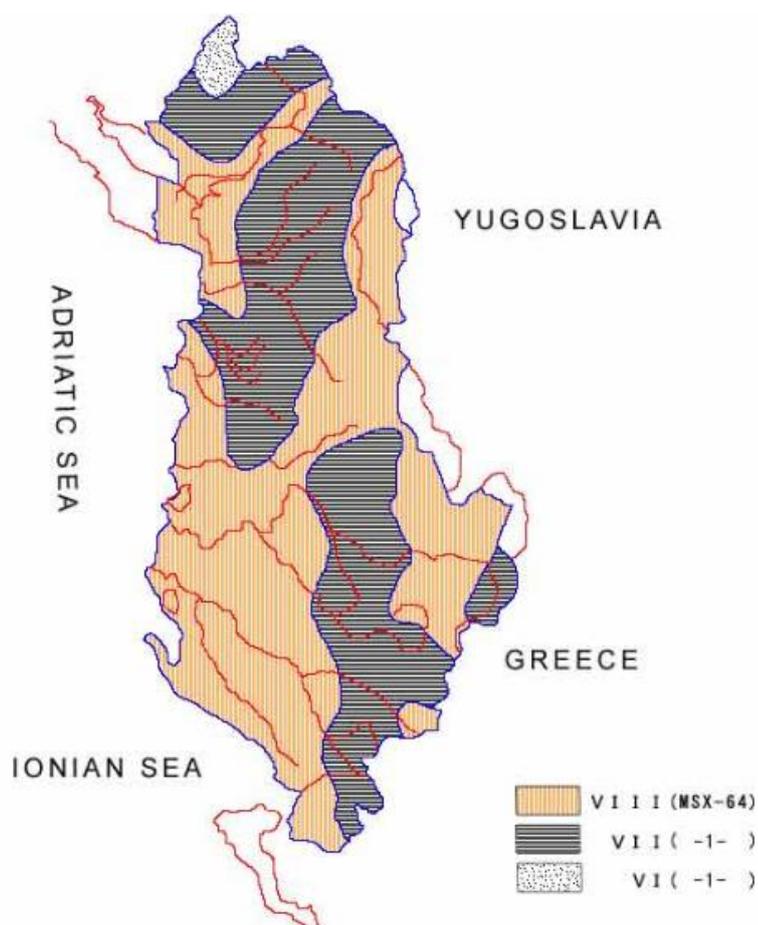


Figura 13 – Mappa sismica pubblicata nel 1980

La mappa presentata nella Figura 13 si basa sulle intensità di forti terremoti storici, terremoti del XX secolo, nonché sulla analisi geologica e sismotettonica del territorio.

La sua costruzione fa riferimento ad una notevole quantità di dati geologici e geotecnici, di conoscenze idrologiche e geomorfologiche e si basa essenzialmente sulla metodologia di Medvediev (Medvediev 1977).

In base a questa vengono confrontati i danni sismici osservati, con le caratteristiche del suolo rilevate in seguito a: misure delle velocità delle onde sismiche che si propagano nello strato superficiale con profondità fino a dieci metri; contenuto di acqua; valutazione degli effetti di risonanza.

Il cambiamento di intensità sismica in un sito specifico rispetto all'intensità sismica di riferimento della scala MSK-64 usata per le mappe nazionali di zonazione sismica (Sulstarova et al., 1980) dipende da tre fattori (Medvedjev, 1977):

$$\Delta I = \Delta I_{Ai} + \Delta I_W + \Delta I_r$$

dove:

- $\Delta I_{Ai}$ : differenza di intensità sismica in gradi relativa al cambiamento di impedenza acustica del materiale al di sopra dei 10 m di suolo;
- $\Delta I_W$ : incremento dell'intensità sismica causato dalla presenza del livello delle acque sotterranee;
- $\Delta I_r$ : incremento dell'intensità sismica causato dagli effetti di risonanza dei sedimenti non consolidati situati sopra la roccia fresca.

In Tabella 9 sono riportate le differenze di intensità sismica, dei più importanti centri urbani del Paese, tra la mappa pubblicata nel 1964 e quella del 1980.

Tabella 9 – Differenza intensità sismica tra la mappa del 1964 e la mappa del 1980

Località	Intensità scala MSK	
	Mappa 1964	Mappa 1980
Tirana	6	7
Kruje	6	7
Lezha	6	8
Shkoder	7	8
Puka	6	7
Mirdita	6	7
Tropoje	6	8

Località	Intensità scala MSK	
	Mappa 1964	Mappa 1980
Kukes	6	8
Elbassan	7	8
Durazzo	8	8
Lushnje	7	8
Gramsh	7	7
Pogradec	7	8
Berat	7	8
Korce	7	8
Vlore	8	8
Saranda	8	8

Si denota, come la zonazione sismica di Dürres e delle zone circostanti non è cambiata in modo significativo tra le due, con entrambe che la attribuiscono ad una intensità VIII. D'altra parte, invece, Tirana era originariamente classificata come intensità VI e poi aggiornata all'intensità VII.

In definitiva, si evince che tutto il territorio albanese è diviso in tre zone principali con intensità macrosismica di base di VIII, VII e VI grado della Scala MSK-64, per condizioni medie del suolo. In alcune parti, a causa delle pessime condizioni del suolo, l'intensità sismica può raggiungere un grado di intensità fino a IX. Tutto ciò nell'ipotesi che il rischio all'interno di ciascuna area, sia costante.

## 1.6 Normativa vigente KTP-N.2-89

Il codice di progettazione KTP-N.2-89 è stato pubblicato nel 1989, approvato con decisione n.40 in data 10 gennaio 1989, dal Consiglio del Ministero delle Costruzioni. La normativa KTP-N.2-89 prevede nella progettazione di edifici in calcestruzzo armato i seguenti requisiti:

- regolarità strutturale sia in pianta che in altezza;
- uniformità e simmetria strutturale per la distribuzione delle masse e delle rigidità;
- creazione di condizioni idonee per favorire deformazioni plastiche nello scheletro;
- formazione di cerniere plastiche in campo non elastico;
- per strutture di particolare importanza o in casi specifici, nel caso in cui gli studi geologici accertino cattive condizioni del suolo, è possibile aumentare il rischio sismico di una classe;
- nei calcoli computazionali dei vari elementi, la forza sismica è ottenuta in modo tale da massimizzare trazione o compressione nel caso più sfavorevole;
- per gli edifici in aree con intensità fino a VI grado (secondo MSK-64) potrebbero non essere applicati i requisiti di progettazione sismica;
- la forza sismica viene applicata contemporaneamente all'azione del peso proprio, ai sovraccarichi e alle azioni variabili non considerando l'azione del vento;
- nel calcolo della forza sismica non vengono presi in considerazione: l'impatto dell'azione dinamica sulle attrezzature, le forze frenanti laterali delle gru e le forze di inerzia dei pesi sollevati dalle gru a braccio;
- presenza di giunti sismici tra strutture adiacenti per garantire regolarità strutturale.

In generale, dal punto di vista del calcolo il sisma viene considerato secondo le tre componenti traslazionali: le componenti orizzontali x, y e la componente verticale z. In ogni caso è necessario rispettare le seguenti disposizioni:

- Per strutture con regolarità strutturale, gli assi x e y sono selezionati in base agli assi longitudinali e trasversali della costruzione considerata, mentre in casi particolari si determinano in base alla direzione più pericolosa per gli elementi della costruzione.
- In ogni elemento strutturale, il valore computazionale di qualsiasi fattore  $Seq$ , che deriva dall'azione del terremoto, come per esempio il valore computazionale della deformazione causato dalle sollecitazioni interne (momento flettente, momento torsionale, forza di taglio, forza normale) o spostamento dovuto all'azione sismica, viene considerato come il valore più grande risultante dalle seguenti combinazioni<sup>6</sup>:

$$Seq = Seq,x + \lambda Seq,y + \lambda Seq,z$$

$$Seq = \lambda Seq,x + Seq,y + \lambda Seq,z$$

$$Seq = \lambda Seq,x + \lambda Seq,y + Seq,z$$

dove:

- $Seq,x$  e  $Seq,y$ : valori degli effetti generati dalle componenti orizzontali del sisma;
- $Seq,z$ : valore dell'effetto generato dalla componente verticale del sisma.

Il coefficiente  $\lambda$  assume i valori:

- $\lambda = 0$ , nel caso di costruzioni (opere) che hanno regolarità strutturali;
- $\lambda = 0,3$  negli altri casi.

---

<sup>6</sup> Le combinazioni sono definite nel capitolo 2 al paragrafo 2.2.3 KTP-N.2-1989

La componente sismica verticale è pari a 2/3 della componente orizzontale ed è considerata solo per:

- costruzioni in pietra e mattoni;
- archi, capriate, coperture con luce superiore a 20 metri;
- ponti con luce maggiore di 18m;
- strutture che necessitano di verifiche per la resistenza al ribaltamento e allo scivolamento.

I carichi sismici sono trattati come carichi separati e sono considerati nel calcolo delle sollecitazioni con la seguente combinazione:

$$\gamma_E E_e + \gamma_g (g_1 + g_2) + \gamma_{p1} p_1 + \gamma_{p2} p_2$$

I coefficienti per la combinazione dei carichi definiti al sono riportati nella Tabella 10<sup>7</sup>:

Tabella 10 – Coefficienti di combinazione

Tipologia di carico	Coefficienti
Carico sismico	$\gamma_E = 1$
Carichi permanenti	$\gamma_g = 0.9$
Carichi variabili a lunga durata	$\gamma_{p1} = 0.8$
Carichi variabili di breve durata	$\gamma_{p2} = 0.4$

### 1.6.1 Metodi di analisi in condizioni sismiche

Il calcolo degli edifici in zona sismica viene eseguito principalmente attraverso due metodologie differenti:

- Analisi dinamica modale con spettro di risposta;
- Analisi dinamica in *time history*, con l'uso di accelerogrammi

<sup>7</sup> Vedi Tabella 3 paragrafo 2.3.1 KTP-N.2-1989

Per il calcolo strutturale con il metodo dello spettro di risposta, l'accelerazione spettrale è calcolata come segue:

$$S_a = K_E K_r \psi \beta g$$

dove:

- $K_e$ : coefficiente sismico;
- $K_r$ : coefficiente di importanza della struttura;
- $\psi$ : coefficiente strutturale;
- $\beta$ : coefficiente dinamico;
- $g$ : accelerazione di gravità.

Il codice di progettazione KTP-N.2-89 definisce un solo tipo di spettro a seconda della zona sismica, della tipologia di terreno e della determinazione dei suddetti fattori.

Il coefficiente sismico (Tabella 12) dipende dall'intensità sismica e dalla categoria di suolo in cui sorge l'edificio (Tabella 11). In tal caso la normativa suddivide il territorio in zone di crescente sismicità in base all'intensità sismica utilizzando la scala (MSK-64). In particolare vengono considerate:

- zona di intensità VII: bassa sismicità,
- zona di intensità VIII: sismicità moderata,
- zona di intensità IX: alta sismicità.

Tabella 11 – Categoria di suolo

Soil Category	Lithological description of subsoil conditions
I	I.a. Hard rocks, magmatic, partly metamorphized and sedimentary rocks with high static and dynamic stability, I.b. Average strength flysch formations not influenced by tectonic or alteration phenomena, sand stones, conglomerate etc.
II	II.a. Rock formations with developed jointing and alteration phenomena, II.b. Stiff or semi-stiff silty clay formations independently of water content, II.c. Loose formations: <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Sandy and silty clays, clays in the strong plastic and elastic state with saturation,</li> <li>2. Stiff or semi-stiff sands and gravels with saturation.</li> </ol>
III	III. Loose formations: <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Large, middle and small grain size sands, dusty sands with near surface water level,</li> <li>2. Clays and soft up to flowing state plastic silty clays.</li> </ol>

Tabella 12 – Coefficiente sismico  $K_e$

Soil category	Seismic coefficient $k_E$		
	Intensity VII	Intensity VIII	Intensity IX
I	0.08	0.16	0.27
II	0.11	0.22	0.36
III	0.14	0.26	0.42

Di seguito, in Tabella 13, si riportano i valori del coefficiente d'importanza, che dipendono dalla destinazione d'uso della struttura.

Tabella 13 – Coefficiente d'importanza strutturale  $K_r$

Category	Description of building and structures	Importance coefficient $k_r$
I	<b>Buildings and Structures of Extraordinary Importance</b> a) Buildings and structures where small damage may cause catastrophic damage like: poisoning of the population, fire explosions, etc.	4
	b) Buildings and Structures of a very big economic or strategic importance.	1.75
	c) Buildings and Structures where the interruption of the technological process is allowed.	1.5
II	<b>Buildings and Structures of Special Importance</b> a) Buildings and Structures, which have a special importance for post earthquake recovery, like: telecommunication network, fire station, big hospitals, big flour factories etc.	1.5
	b) Buildings and Structures whose damage may cause big causalities, like: schools, nursery schools, kindergarten, cinema, stadiums, hotels, and other objects like these where there are big concentration of peoples.	1.3
	c) Buildings and Structures whose damage may cause losses for the economy.	1.2
	d) Buildings and Structures of special cultural and monumental value.	1.2
III	<b>Buildings and Structures of Ordinary Importance</b> Buildings and Structures that are not included in other categories, like: residential buildings, different institutions, like: museums, libraries, hotels, schools, cinemas, etc., different factories and plants, big warehouses, engineering structures like: retaining walls, water towers and others.	1.0
IV	<b>Buildings and Structures of Secondary Importance</b> Buildings and Structures whose damage does not cause big losses of human life or interruption of technological process.	0.5
V	<b>Temporary Buildings and Structures</b> Buildings and Structures whose collapse does not risk the people's life.	No calculation is needed

In Tabella 14 si riportano i valori del coefficiente di duttilità strutturale, che dipendono dalla tipologia costruttiva.

Tabella 14 – Coefficiente strutturale  $\psi$

Category	Type of structural system	Structural coefficient $\psi$
1.	Steel framed	0.20
2.	RC structures with brick masonry infilling walls not participating in seismic force resistance	0.25 0.38 by interpolation
	a) $\frac{h}{b} \leq 15$	
	b) $\frac{h}{b} \leq 25$	
	c) $15 < \frac{h}{b} < 25$	
Where: $h$ = column height; $b$ = the dimension of the cross section of column, parallel to the direction of seismic force.		
3.	RC framed structures with brick masonry infilling walls participating force resistance.	0.30
4.	Frame-shear wall structures	0.28
5.	Cast-in-place or prefabricated large panel RC structures.	0.30
6.	Brick masonry structures without reinforced columns.	0.45
7.	Brick masonry structures with reinforced columns.	0.38
8.	Tall structures such as chimneys, masts, towers and others	0.30 0.40 0.45
	a) steel	
	b) reinforced concrete	
9.	Silos, bunkers, tanks and other similar structures	0.20 0.25
	a) steel	
10.	Bridges and other types of transportation structures	0.20 0.28
	a) with reinforced concrete understructure	
11.	Retaining walls:	0.25 0.28
	a) reinforced concrete	
12.	b) concrete and stone	0.25
	Underground structures	
13.	Hydrotechnical structures:	0.25 0.35
	a) earth fill dams and rock fill dams	
14.	b) concrete and reinforce concrete	0.35
	Other types of hydrotechnical structures	

Il coefficiente dinamico  $\beta$ , che definisce la forma dello spettro, dipende dalla categoria di suolo considerata (Tabella 15) e si determina mediante le seguenti relazioni:

$$0.65 \leq \beta = \frac{0.7}{T_1} \leq 2.3 \quad (\text{per la categoria di suolo I})$$

$$0.65 \leq \beta = \frac{0.8}{T_1} \leq 2.0 \quad (\text{per la categoria di suolo II})$$

$$0.65 \leq \beta = \frac{1.1}{T_1} \leq 1.7 \quad (\text{per la categoria di suolo III})$$

dove:

- $T_1$ : periodo fondamentale di vibrazione libera

Tabella 15 – Coefficiente dinamico  $\beta$

Soil category	$T_c(\text{sec})$	$T_D(\text{sec})$	$\beta(0 \leq T \leq T_c)$	$\beta(T_c \leq T \leq T_D)$	$\beta(T_D \leq T)$
I	0.30	1.08	2.3	$0.7/T$	0.65
II	0.40	1.23	2.0	$0.8/T$	0.65
III	0.65	1.69	1.7	$1.1/T$	0.65

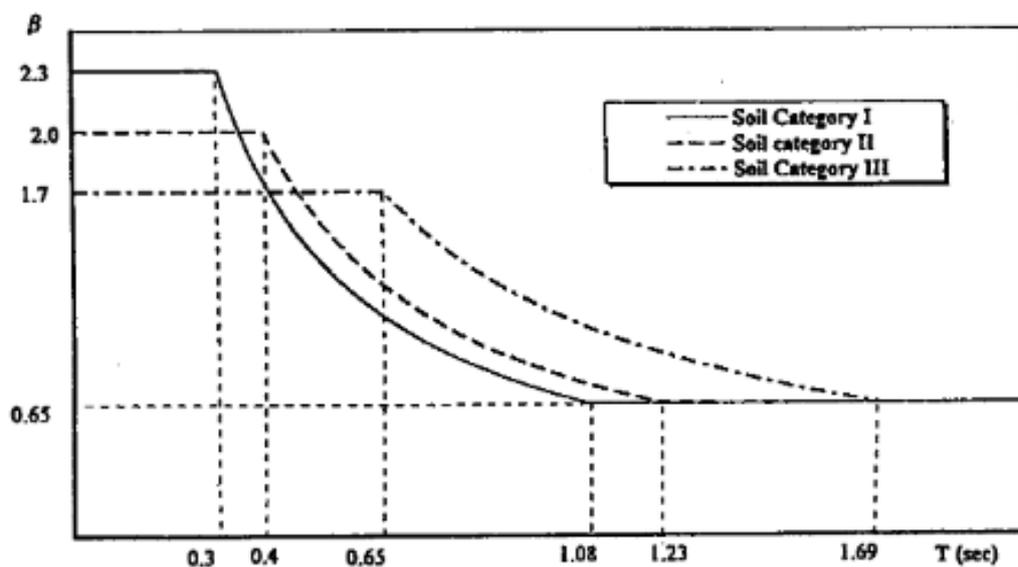


Figura 14 – Forme spettrali assunte dal valore  $\beta(T)$

### 1.6.2 Valutazione della forza sismica e dello spostamento

La forza sismica orizzontale<sup>8</sup>, esercitata al piano "k" con modo di vibrare "i", è pari a:

$$E_{ki} = K_E K_r \psi \beta_i \eta_{ki} Q_k$$

dove:

- $Q_k$ : peso della parte della struttura del piano "k" ed è determinato in funzione dei carichi permanenti e variabili;
- $\beta_i$ : coefficiente dinamico corrispondente al periodo T del modo "i" di vibrare;
- $\eta_{ki}$ : coefficiente di distribuzione delle forze sismiche;
- $K_e$ : coefficiente sismico;
- $K_r$ : coefficiente di importanza della struttura;
- $\psi$ : coefficiente strutturale.

Lo spostamento<sup>9</sup> dovuto alle forze sismiche applicate è pari a:

$$u_{ki} = K_E K_r \psi \beta_i \eta_{ki} g \left( \frac{T_i}{2\pi} \right)^2$$

dove:

- $T_i$ : periodo di oscillazione del modo "i".

Tutti gli altri parametri sono stati definiti in precedenza.

---

<sup>8</sup> Capitolo 2, paragrafo 2.6.1, KTP-N.2-1989

<sup>9</sup> Capitolo 2, paragrafo 2.10.1, KTP-N.2-1989

## **Capitolo 2:**

# **ANALISI STORICO-TECNICA SULLO SVILUPPO URBANISTICO/EDILIZIO NELLA CITTÀ DI TIRANA**

L'obiettivo del seguente capitolo è analizzare lo sviluppo urbanistico/edilizio della città di Tirana e la morfologia urbana che ha caratterizzato i diversi periodi, capire la sua trasformazione nel quadro storico e le principali soluzioni adottate nel campo dell'insediamento edilizio nel tessuto urbano. Si analizzeranno alcuni dei più importanti piani regolatori redatti in diverse epoche storiche e il modo in cui questi piani hanno influenzato i diversi processi di urbanizzazione della città. L'analisi condotta, segue la successione dei momenti storici che hanno plasmato la città dalle origini, quindi dai primi insediamenti urbani intorno alle attività secondarie e terziarie (edifici di culto e bazar), fino alla trasformazione radicale della città, che si verifica nel XX secolo, con il consolidamento della proprietà privata e la crescita incontrollata dell'edificato.

I cambiamenti dal punto di vista sociale, economico e politico che l'Albania ha subito nel corso degli anni hanno influenzato notevolmente l'evoluzione urbana e il modo di costruire, soprattutto nelle grandi città. Infatti si passa, da uno sviluppo urbano di piccoli centri nelle zone rurali nel periodo precedente la dittatura comunista in cui prevalgono edifici bassi, massimo due piani in blocchi di mattone, allo sviluppo urbano delle grandi città durante e dopo il regime dittatoriale in le quali si sviluppano soprattutto in verticale, con la nascita di grandi edifici ad uso residenziale, di cinque/sei piani realizzati in cemento armato. Tuttavia, dopo il crollo del regime comunista, tutte le proprietà che appartenevano allo Stato furono privatizzate dando vita ad un non regolato sviluppo edilizio.

## 2.1 Il patrimonio edilizio in Albania

Il patrimonio edilizio in Albania può essere ampiamente suddiviso in due grandi periodi storici: il periodo precedente al 1991, caratterizzato dalla dittatura comunista di Enver Hoxha in cui il sistema sociale ed economico era completamente controllato dalla filosofia politica di chi governava lo Stato, ed uno successivo, in cui, dopo il crollo del regime, si passa ad una politica soprattutto economica, basata sul libero mercato che ha portato, dal 1997, ad un periodo di forte sviluppo, soprattutto dal punto di vista dell'edilizia. La fine degli anni '90, grazie ad un periodo di forte ascesa economica, è stata caratterizzata da una crescita dell'attività e dagli investimenti nel settore delle costruzioni, compresi gli investimenti in immobili, con un boom dell'edilizia e dell'occupazione del suolo. Fino al 1990 gli alloggi erano divisi in due gruppi: quelli di proprietà pubblica e quelli di proprietà privata. I primi, quasi tutti costruiti dopo la fine della Seconda Guerra Mondiale, secondo i canoni dell'architettura socialista, rappresentavano il 35% del totale pari a 238.700 appartamenti, di cui oltre il 90 % ubicato nelle aree urbane. I secondi, il 20 % dei quali è stato costruito prima della guerra, rappresentavano il 65 % delle abitazioni totali, pari a 435.933 unità abitative, delle quali il 90 % ubicato nelle zone rurali (Morone 1999).

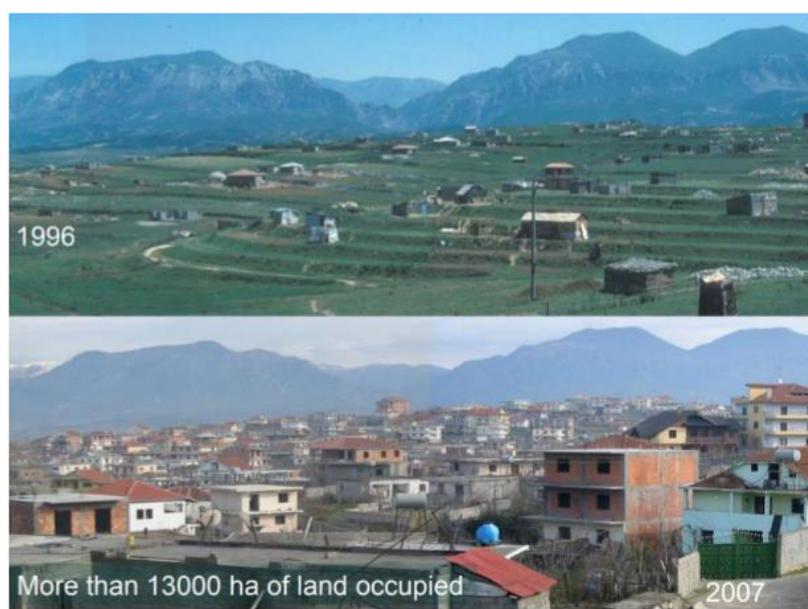


Figura 15 – Sviluppo edilizio dopo gli anni '90

Il parco immobiliare albanese comprende attualmente più di 800.000 singole strutture. I principali sistemi strutturali sviluppati nel periodo dell'economia pianificata (fino al 1991) sono:

- Strutture murarie portanti non rinforzate costruite con muratura in argilla cruda, in pietra o in mattoni pieni di argilla, per edifici di 1-2 piani o muratura in mattoni pieni o blocchi di cemento per edifici da 3 a 5 piani;
- Strutture in muratura portante con colonne e solette in cemento armato per edifici da 3 a 6 piani;
- Strutture con pannelli prefabbricati in cemento armato per edifici da 4 a 6 piani, utilizzati soprattutto per fabbricati industriali.

In definitiva, quasi tutti gli edifici costruiti dopo il 1945 assomigliano a degli spartani blocchi grigi di cemento, per lo più prefabbricati o in mattone non intonacato, composti da almeno 20 unità abitative (con altezza massima di 20 m), allineati ed in uno stato di scarsa manutenzione. Una speciale categoria di immobili, degni di particolare tutela, può essere individuata in quelle costruzioni che ancora conservano i tratti tipici dell'architettura albanese. Queste costruzioni sono per lo più individuate nelle città di Gjirokastër, Berat, Krujë e Shkodër e conferiscono a questi luoghi un significativo valore storico - culturale, rendendoli possibile fonte di richiamo turistico.

Secondo l'INSTAT<sup>10</sup>, nel 1989, il 48,4% delle abitazioni era composto da un vano, di solito adibito a camera da letto, da un vano cucina e dal bagno. La cucina poteva avere un piccolo “*aneks*”, un vano legato alla cucina senza porta divisoria dove si usava tenere le provviste e di solito gli appartamenti avevano anche un balcone. Il 36 % delle abitazioni, invece, era costituito da due vani più gli accessori. La precarietà di queste tipologie costruttive è il risultato della politica durante il regime comunista che, sottoposto a rigidissimi vincoli finanziari da un lato e spinto dal boom demografico dall'altro, si è trovato a costruire a ritmi incalzanti e poco funzionali, al fine di mantenere fede alla promessa di dare una casa a tutti.

---

<sup>10</sup> INSTAT: Institut i Statistikës Albanian. Il servizio statistico è stato per la prima volta istituzionalizzato in Albania con decisione n. 121 del 8 Aprile 1940.

Dopo il 1997, è diventata pratica comune la realizzazione di edifici con sistema a telaio in cemento armato e tamponamenti in argilla cotta e/o pareti in blocchi di cemento da 2 fino a 10 piani, come mostrato nella Figura 16, mentre la pratica di costruire in muratura non rinforzata o muratura strutturale sono stati gradualmente eliminati, con l'eccezione di piccole case nelle zone rurali.



Figura 16 – Edifici residenziali realizzati a Tirana nel 1999

Durante questo periodo i flussi migratori interni hanno generato una fortissima domanda abitativa nelle grandi città ed hanno dato luogo ad un abusivismo sistematico caratterizzato dalla totale mancanza delle applicazioni delle normative tecniche vigenti dal punto di vista progettuale e del controllo da parte degli enti preposti. Questa nuova espansione urbana, che interessa soprattutto le aree periferiche adiacenti alle vie di accesso alla città, sta consumando molti terreni a destinazione agricola o di proprietà pubblica, spesso privi di un adeguato allacciamento alle reti idrica, elettrica e fognaria.

Secondo i dati dell'ultimo censimento del patrimonio edilizio dell'Albania tra il 2001 e il 2011, resi disponibili dall'INSTAT, si evince che: il numero totale degli edifici ad uso residenziale è di 520.936; le unità abitative sono 783.715, di cui l'11,75 % risultano disabitate. Nelle zone urbane si trovano il 46,17 % delle strutture residenziali, mentre nelle zone rurali, sono pari al 53,83 %. La Figura 17 mostra la distribuzione del patrimonio edilizio residenziale in relazione alla tipologia di costruzione, periodo di realizzazione e numero dei piani.

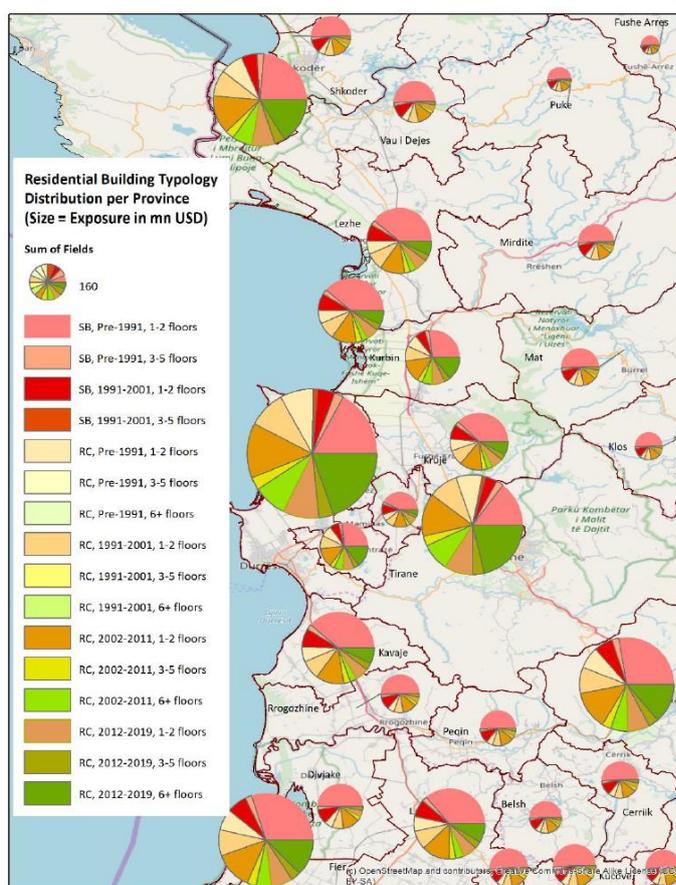


Figura 17 – Distribuzione delle tipologie costruttive in relazione al periodo di costruzione e al numero di piani.

## 2.2 Lo sviluppo della città di Tirana dalla nascita ai primi del '900

Lo sviluppo urbanistico di Tirana è un tipico esempio della convivenza di elementi architettonici dei Balcani con quelli specificatamente europei ed esso è caratterizzato dai processi storici che si sono verificati nella sua storia.

*«Il primo nucleo urbano nella storia della città è stato intorno alla moschea di Sulejman Pasha (1614), attorno alla quale sono stati focalizzati edifici abitativi, negozi, piazze e il cimitero»<sup>11</sup>.*

<sup>11</sup> Aliaj, B., Lulo, K., Myftiu, G., Tirana. The challenge of Urban Development, Tirana 2003, p.14

La nascita di questo nucleo urbano si ha sotto la dominazione turca con Sulejman Bargjini; un albanese musulmano che ingrandì un piccolo centro urbano, costruendovi moschee, minareti, bazar, bagni e saune turchi, madrase. Tirana divenne un centro culturale e religioso (specialmente per l'islam i “*bektasci*” e le pratiche sufiste) e inoltre, grazie al commercio divenne un importante centro di artigianato che esportava soprattutto tabacco e olio d'oliva. La città era caratterizzata da case di 2-3 piani con cortili pieni di verde e bassi muretti di confine, creavano un sistema organico in relazione con il tracciato viario. Le case costruite con materiali come pietra, mattone o terra cruda, creavano dal punto di vista urbanistico un conglomerato di case recintate, con uno spazio interno privato pieno di verde, separato dalla strada.

Gli anni di effettivo sviluppo, sono solo gli anni tra le due guerre mondiali, esattamente nel periodo 1920-1939. Nel 1920, otto anni dopo l'indipendenza politica dell'Albania dalla dominazione turca, Tirana fu proclamata capitale. La pianta della struttura della città era irregolare e frammentata. Nel 1923<sup>12</sup> fu realizzato il primo piano urbanistico della città da architetti e ingegneri austriaci in collaborazione con specialisti locali. Il piano prevede la sistemazione della rete viaria esistente e un nuovo sistema più rettangolare nella parte sud-ovest della città. L'area abitativa equivale a circa il 98% della superficie totale e si estendeva principalmente a nord – est.

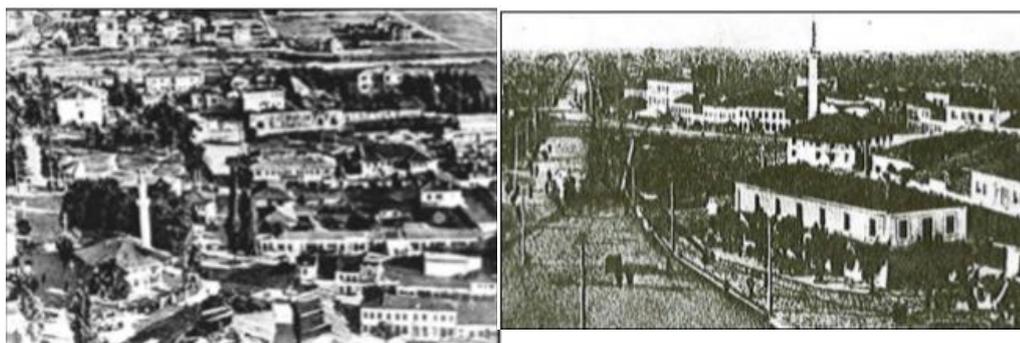


Figura 18 – Foto della città di Tirana nel 1920

---

<sup>12</sup> Lo sviluppo della città Albanese tra gli anni '20 e '40, ebbe una stretta connessione con le truppe straniere che hanno occupato il paese in questi anni: l'occupazione austro-ungherese negli anni 1914-1925; Il regno di Ahmet Zog, 1925-1939; Occupazione italiana - 1939-1944.

Nel gennaio 1925, Ahmet Zog, diventa prima Presidente della Repubblica albanese e dopo nel 1928, divenne il Re Zogu Primo, inseguito alla nascita di una monarchia costituzionale. In questi anni molto importanti per lo sviluppo architettonico e urbanistico della città, non solo di Tirana ma anche delle altre città dell'Albania, un ruolo significativo e fondamentale hanno svolto gli architetti italiani: Armando Brasini, Florestano di Fausto, Gherardo Bosio, Vittorio Ballio Morpurgo, Ferdinando Poggi, Ivo Lambertini, Giulio Bertè, ecc. Nel 1925, l'architetto romano Armando Brasini elabora il primo piano regolatore di Tirana, fatto dagli italiani. Lui propone il grande asse nord-sud che divide la città tradizionale in due parti e nello stesso tempo unisce la città tradizionale con la città nuova. L'asse di Brasini, imposto come "*cardo maximus*" per la nuova capitale, cerca di imporre un ordine, che dovrebbe orientare lo sviluppo del pattern urbano della futura città regolare verso quella esistente e caotica.

Nel 1929-1931, lavorano per il piano regolatore di Tirana, l'austriaco Kohler, Eshref Frasherri (ingegnere albanese) e Florestano Di Fausto. Essi ripropongono l'asse di Brasini, ribadendo anche il disegno degli edifici pubblici. Frasherri lavora di più nell'assetto urbano esistente, riproponendo il raddrizzamento delle vie esistenti ed il loro ampliamento; Kohler propone l'asse imperiale nella nuova parte sud della Città, mentre Di Fausto si focalizza di più sul progetto della piazza principale e nel progetto degli edifici ministeriali. *«Di Fausto si impegna nel progetto degli edifici pubblici. Degli undici da lui progettati ne sono realizzati solo sette, mentre si trovano i vari progetti esecutivi per i progetti non realizzati»*.<sup>13</sup> Con questo piano regolatore si costruiscono i confini della città con una superficie di 4,5 km<sup>2</sup>. La planimetria del centro di Tirana indica la transizione dai primi disegni di Brasini alla definizione esecutiva di Florestano Di Fausto (1929) e di Giulio Bertè, al quale si deve l'assetto definitivo della piazza (1935). I nuovi piani regolatori introducono novità che si riferiscono alla composizione architettonica sia degli edifici istituzionali che all'edilizia abitativa e allo spazio circostante ad essi connesso. Nella parte sud-est, nascono i primi pattern urbani costruiti sulla base dello schema urbano ortogonale, in un rapporto contraddittorio con lo spazio irregolare e caotico della città tradizionale.

---

<sup>13</sup> Vokshi, A., *Tracce dell'architettura Italiana in Albania, 1925 - 1945*, Dottorato di ricerca in Progettazione Architettonica e Urbana, DNA Editrice, Firenze 2012



Figura 19 – Il municipio di Tirana e foto area della parte nord-est della città nel 1936

Il “*mosaico urbano*” risulta un’espressione inevitabile del processo complessivo di trasformazione strutturale che avviene nella società. La città radiale, puntuale, caotica, lascia il posto alla città con una maglia geometrica regolare, come mostrato in Figura 20, che comunque preserva alcuni elementi importanti come il sistema viario radiale di Durazzo, Kavaja, di Dibra ed Elbasan, che confluiscono nel centro.

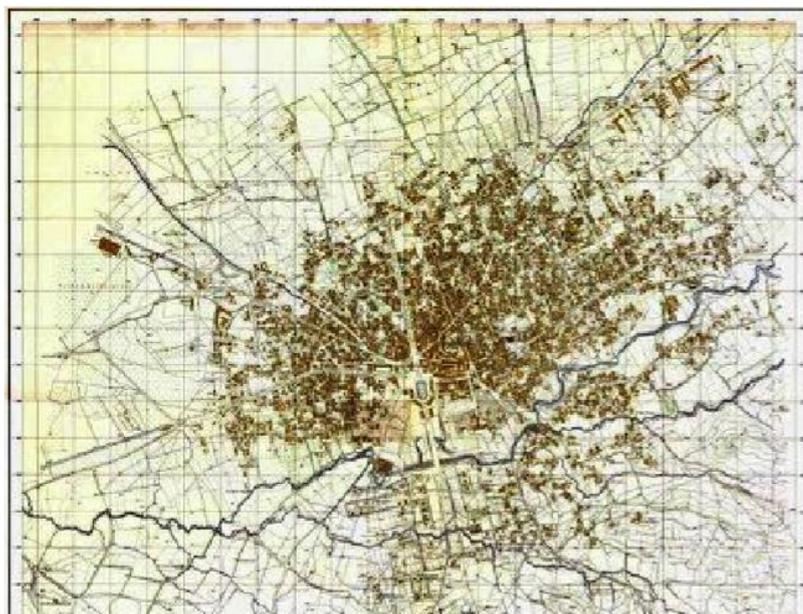


Figura 20 – Pianta della città di Tirana, 1937 (AQTN, Tirana)

Il quarto periodo, tra 1939-43, è contraddistinto dai progetti di Bosio e dei suoi collaboratori.

Gherardo Bosio era il responsabile dell'Ufficio dell'Edilizia e Urbanistica dal 1939 in poi, perciò ha realizzato tanti edifici sia a Tirana che in altre città, infatti molti edifici realizzati durante questo periodo esistono ancora oggi. Nuovi edifici con funzioni amministrative, sociali e culturali iniziano a costruirsi lungo l'asse nord-sud. Gli edifici progettati nel centro e allineati alle vie principali, vengono progettati a bassa altezza e con minor intervento nel tessuto urbano per non distruggere il patrimonio storico ereditato dal periodo precedente. Si utilizzano nuovi materiali come il cemento armato ed emergono elementi architettonici in facciata come lesene, cornici, fasce marcapiano, timpani isolati o in sequenza.

Il piano regolatore del 1942, oltre alle mappe grafiche e gli studi urbanistici parziali, per la prima volta è stato accompagnato anche da una relazione tecnica composta da dodici capitoli. In questa relazione veniva definita l'altezza degli edifici, le distanze tra loro, le diverse funzioni ospitate nel piano terra, ecc. Nel Piano di Bosio<sup>14</sup> convivono in simbiosi il cuore urbano ben strutturato e ordinato, con il tessuto urbano esistente. Il piano prevede il miglioramento dell'infrastruttura esistente e la costruzione delle case in linea con le vie principali, creando così un sistema urbano con maglia ortogonale, a differenza di quanto avveniva prima, quando le case erano lontane dalle vie principali e sviluppate intorno ad uno spazio collettivo all'interno del quartiere, definendo delle piccole isole urbane.

Dal punto di vista dell'edilizia, il piano Bosio definisce che *"... le costruzioni saranno allineate sul filo stradale; per ogni fabbricato le fronti sulle vie pubbliche saranno continue senza rientranze in tutta la loro lunghezza. La profondità dei singoli corpi di fabbrica potrà invece variare a giudizio del progettista ed in relazione alla destinazione dei medesimi, in modo però che l'area coperta non abbia mai superato i 3/5 della superficie totale di ogni singolo lotto. Gli edifici avranno tutti tre piani fuori terra oltre al piano terreno; tutte le fasce, cornici e decorazioni architettoniche saranno in pietra o in marmo, mentre potranno essere eseguite in intonaco semplice o colorito in pasta, le superfici piane del fondo. La zoccolatura degli edifici, per un'altezza non minore di m.1.80, ed i muri di*

---

<sup>14</sup> Il Regolamento allegato al progetto di piano particolareggiato, è suddiviso in 12 articoli e si applica agli interi isolati fiancheggianti con il Viale dell'Impero, e cioè a tutti i lotti di terreno compresi tra il Viale e le due strade parallele ad esso immediatamente adiacenti.

*recinzione dovranno essere pure rivestiti in pietra o in marmo. L'uso della pietra artificiale è consentito solo per particolari ragioni statiche, nelle cornici di coronamento dei fabbricati...”.*

Una nuova identità per le abitazioni locali nel contesto albanese è anche la decorazione delle facciate delle case che affacciano sulle vie principali. Gli edifici pubblici, non più in terra cruda a vista ma intonacati e decorati in stile floreale del “Novecento”, hanno dato all’asse principale e ad altre strade primarie, una nuova identità.

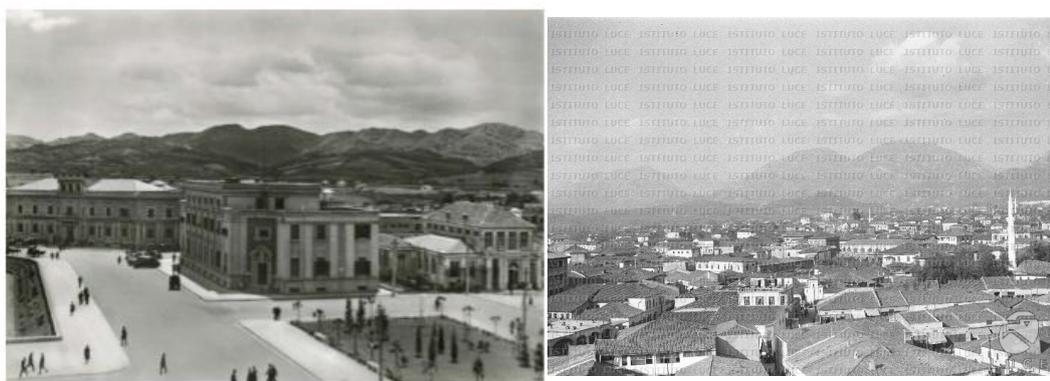


Figura 21 – Panoramica della città di Tirana e vista degli edifici ministeriale nel centro città (Archivio Luce, 1943)

## **2.3 La trasformazione urbanistica nel periodo dittatoriale (1944-1990)**

### *2.3.1 L’influenza politica sullo sviluppo urbano e architettonico della città*

Nel 1944, in condizioni estremamente difficili causate dalla guerra e con un patrimonio architettonico per la maggior parte distrutto o non finito come nel caso del Parlamento o della sede attuale dell’Università di Tirana, il nuovo sistema governativo di Enver Hoxha proclamò la Repubblica Popolare d’Albania.

Secondo il modello sovietico stalinista, la proprietà privata di tutti si trasforma in proprietà dello stato socialista. Questi cambiamenti influenzano moltissimo lo sviluppo architettonico ed urbanistico del paese. Il nuovo governo dittatoriale, produce nuovi piani regolatori e costruisce altri edifici con funzioni culturali, educative, sportive, creando un suo linguaggio architettonico e urbanistico, distruggendo il modo tradizionale del costruire consolidato nel tempo, per imporre anche in questo ambito il suo potere assoluto.

In Albania come in tanti altri paesi socialisti, l'architettura moderna distrugge parte dei centri storici, avendo come obiettivo la *"fusione della città"*. Il piano regolatore del 1957 si basa sulla zonizzazione del centro urbano, dividendo Tirana in tre aree principali: la zona del centro, la zona residenziale e la zona industriale. L'espansione della città, portava il piano a prevedere e organizzare tale sviluppo. Nuove aree residenziali furono create non solo in prossimità delle aree industriali, ma anche all'interno della città esistente. Basandosi anche sui piani precedenti, il piano regolatore del 1957 prevedeva la costruzione dei nuovi edifici residenziali di quattro o cinque piani, allineati alle vie principali.

Tuttavia, con la crescita della popolazione e la grande richiesta di nuovi spazi edilizi, l'estensione dell'area abitativa nella città, tale da mischiarsi con l'area industriale, riporta alla necessità di creare un nuovo piano regolatore per la capitale, che viene approvato nel 1989. Questo piano prevedeva nuove aree abitative che secondo le previsioni avrebbero soddisfatto le richieste di edilizia residenziale fino ai primi anni duemila. Il piano regolatore del 1989 di Tirana è stato progettato imponendo una struttura urbana compatta e ha avviato un processo di centralizzazione attorno alla piazza principale, con due o tre piccole isole create da quartieri industriali (la zona di Kombinat, Lapraka, ecc.). Secondo il materiale pubblicato dal comune di Tirana <sup>15</sup>, *«nel 1985, Tirana occupava una superficie pari a 1.540 ettari. Il nuovo piano regolatore prevedeva l'espansione della città in una area pari a 3238 ha e il suo sviluppo secondo una struttura polifunzionale e policentrica. Il piano frammentava la città in tante aree funzionali, come le seguenti: zone residenziali (1.902 ettari), la zona industriale (524 ettari), l'area delle ambasciate (20 ettari), le aree delle strutture sociali, le scuole*

---

<sup>15</sup> Bashkia Tirane, Plani i Përgjithshëm Vendor, Politika e zhvillimit te territorit te Bashkise Tirane, 2012, pg 23

*e l'Università (116 ettari), l'area ospedaliera (56 ettari), area cimiteriale pubblica (45 ettari), aree verdi (439 ettari), zone di servizio (293 ettari), zone agricole (80 ettari).”*

### *2.3.2 I quartieri residenziali all'interno del tessuto storico*

Furono sperimentate nuove tipologie edilizie pluripiano a differenza delle villette monofamiliari o plurifamiliari presenti nel tessuto insediativo di Tirana. La costruzione edilizia in tutta l'Albania abbandonò la villetta tradizionale di uno o due piani, spesso con giardini o cortili recintati, ereditata dal periodo precedente, per adattarsi ai nuovi blocchi di edilizia pubblica multi familiare di tre, quattro o cinque piani.

I primi edifici del realismo socialista albanese, di stile classico, ispirati all'accademismo russo secondo il quale, l'architettura riprende elementi dello stile greco antico, dell'architettura romana, del Rinascimento e del neoclassicismo europeo, sono sia edifici di carattere culturale ed amministrativo, sia di carattere residenziale. Questi spazi abitativi presentano elementi di bassa qualità costruttiva, funzionale, estetica ed economica.

Dopo queste prime costruzioni, negli ultimi anni '50, inizio anni '60, con l'indebolimento delle relazioni tra l'Albania e l'Unione Sovietica e con un livello economico basso del paese, l'architettura fu orientata verso una standardizzazione che garantiva un costo minore per la loro costruzione. Essa, si sviluppava attraverso un forte controllo dello stato. I progetti venivano standardizzati secondo delle regole rigorose che dovevano essere approvate da una commissione molto rigida. I progetti che non rispettavano gli standard progettuali imposti dal regime, venivano modificati o cambiati radicalmente.

Le abitazioni residenziali multi-familiari (Figura 22) di tre, quattro o cinque piani, diventarono in questo periodo l'unico possibile sviluppo abitativo. Lo sviluppo del settore dei materiali di costruzione permise la standardizzazione degli edifici e la loro costante ripetizione in tutta la città, prima in mattone e dopo il 1965 anche in pannelli prefabbricati. Il fenomeno della standardizzazione sia per il design dello spazio interno dell'appartamento, sia per il design dell'edificio, fu conosciuto come fenomeno di

“tipizzazione”. I nuovi edifici si sviluppano in verticale e in orizzontale creando corpi massicci. L’edilizia residenziale è caratterizzata da appartamenti che hanno affacci su un solo lato, il corpo scala posizionato nella parte interna del fabbricato, circondato dagli appartamenti in tutti i suoi lati. Lo sviluppo delle facciate segue una più chiara divisione tra il basamento, il corpo e il coronamento. Il piano terra è destinato alle funzioni commerciali. I piani superiori replicano un “piano tipo” abitativo, come mostrato nella Figura 23, che si ripete su più livelli. L’ultimo piano ospita uno spazio abitativo più piccolo.



Figura 22 – Facciata fabbricato multifamiliare

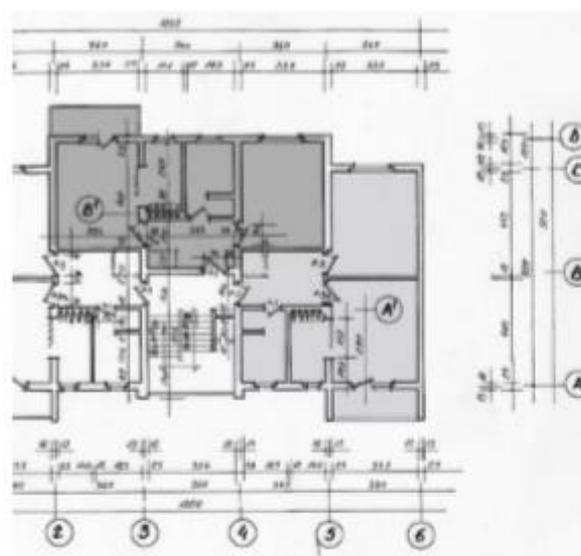


Figura 23 – Pianta standard di un appartamento costruito negli anni ‘70

A causa della scarsità delle risorse economiche dello Stato e come risultato del rigido controllo del regime, si crearono nuovi quartieri abitativi di bassa qualità edilizia, che a volte conferivano al tessuto urbano un carattere monotono, specialmente i quartieri con strutture prefabbricate. L'unica cosa positiva della standardizzazione, fu il fatto che si poteva costruire con una maggiore semplicità e in breve tempo, in modo tale da riuscire a soddisfare la grande richiesta di abitazioni per la popolazione.

## **2.4 La metamorfosi della città nel periodo post dittatoriale**

I primi anni '90, sono per l'Albania un periodo di crisi, di transizione da una fase di totale chiusura politica, culturale, sociale creata dal regime comunista, verso un periodo di apertura del paese e di totale libertà, soprattutto nel settore edile.

Lo spostamento della forza lavoro dall'agricoltura all'industria, dalla campagna alla città, dal piccolo al grande centro, dalla piccola impresa alla grande, hanno dato luogo ad una drastica modifica della struttura demografica delle città albanesi, creando dei nuovi pattern urbani.

L'intenso popolamento ha aumentato la continua richiesta di nuove abitazioni che ha colmato gli spazi vuoti del territorio, trasformando la città a livello urbanistico.

Nel 1998 è stata emanata la prima normativa urbanistica che regolava le distanze tra gli edifici ed altre norme tecniche, che spesso non sono state rispettate da chi costruiva, fenomeno questo che ha contribuito fortemente allo sviluppo caotico della città ed alla bassa qualità delle tipologie costruttive. Infatti l'esigenza di nuove costruzioni per colmare l'aumento demografico e l'emigrazione in massa verso i grandi centri industriali, ha dato il via a processi di autocostruzione dei manufatti edilizi con tecniche tramandate e materiali a disposizione del luogo. Le strutture abitative di Tirana (in particolare la parte nord) erano state realizzate dagli stessi abitanti senza sicure capacità tecniche e conoscenze specifiche. Oggi il processo è stato fermato e regolato; ma Tirana è in continua crescita, una metropoli che si alza e si allarga in maniera confusa e questo è testimoniato dai numerosi cantieri diffusi in tutta la città.

Infatti, come mostrato nella Figura 24 e Figura 25 , si possono osservare case in rovina o scheletri in costruzioni affianco a palazzoni nuovi di zecca.



Figura 24 – Tipici quartiere residenziale di Tirana



Figura 25 –Periferia di Tirana

In questo periodo l'edilizia è diventata uno dei business più redditizi in Albania. Nella prima fase del mercato libero la costruzione dei nuovi edifici avveniva nell'interno dei lotti già esistenti, ma dopo, con la crescita della città, furono creati nuovi quartieri ad uso residenziale. I primi anni della transizione dal regime dittatoriale, trovarono le istituzioni pubbliche impreparate ad un flusso così alto di richieste di nuove registrazioni della proprietà privata o di realizzazione di nuove abitazioni.

Questo fenomeno influì notevolmente sull'aumento degli insediamenti illegali. Tra queste costruzioni abusive rientrano anche quelle che, pur avendo un permesso di costruzione, non erano in regola con le norme urbanistiche.

Le abitazioni multi familiari nel centro della città sono edifici alti da 9 a 20 piani. Essendo piccolo lo spazio a disposizione vicino al centro, gli architetti costruiscono palazzi alti e sottili come torri, mentre nelle periferie dilaga il fenomeno dell'abusivismo, con la realizzazione di sopraelevazione in grado di garantire ulteriori spazi soprattutto nelle unità abitative che ospitavano più famiglie. (Figura 26)



Figura 26 – Sopraelevazione unità abitativa nella periferia di Tirana

In definitiva si può affermare che, dopo gli anni '90, gli elementi che hanno influenzato di più lo sviluppo urbano sono: la mancanza dei piani regolatori per lo sviluppo della città; la mancanza del controllo da parte delle istituzioni pubbliche nell'esecuzione delle normative previste; la parcellizzazione della proprietà privata. Tutto questo ha permesso la diffusione del fenomeno dell'edilizia non autorizzata, non conforme alle regole tecniche definite in fase di progettazione, dalle normative vigenti. Tale affermazione viene confermata dall'ex sindaco di Tirana e attuale primo ministro albanese Edi Rama, il quale afferma: *“Quando sono diventato sindaco, nel 2000, a Tirana non c'era un metro quadro di verde. Tutto quello che oggi è verde era occupato abusivamente. Il fiume Lana era imprigionato da due lunghe file di costruzioni abusive alte da uno a otto piani: solo lì abbiamo abbattuto 540 edifici abusivi, 120000 tonnellate di detriti,(..). In sette anni ci siamo sbarazzati di oltre 2000 costruzioni fuorilegge.”*<sup>16</sup>

---

<sup>16</sup> dal libro “A est, Belgrado, Bucarest, Sofia, Tirana, Varsavia. Il volto della nuova Europa”

## Capitolo 3:

# METODOLOGIE DI CALCOLO PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

La valutazione preventiva del rischio sismico dei centri urbani rappresenta, oggi, un tema di particolare importanza per la determinazione dei possibili scenari di danno, che possono manifestarsi a seguito di eventi sismici. Obiettivo della valutazione della vulnerabilità sismica è la stima della prestazione di una struttura soggetta a eccitazione sismica e, in particolare, il calcolo dell'accelerazione corrispondente al raggiungimento di un prefissato stato limite. A tale scopo viene calcolato l'indice di sicurezza sismico che rappresenta il rapporto percentuale tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche.

Per la valutazione della sicurezza sismica è necessario innanzitutto conseguire una adeguata conoscenza della struttura, che consenta di individuare le caratteristiche degli elementi che determinano il comportamento strutturale. Successivamente si adottano uno o più modelli meccanici della struttura o delle sue parti (macroelementi), in grado di descriverne la risposta sotto azione dinamica e coerentemente scegliere uno o più metodi di analisi, in modo tale da poter eseguire valutazioni con un livello di accuratezza adeguato alle finalità dello studio.

In questo capitolo vengono descritte due metodologie di analisi, che esistono in letteratura, utilizzate nella pratica professionale, per valutare la sicurezza sismica di singole strutture o addirittura patrimoni immobiliari su scala territoriale, per qualsiasi tipologia costruttiva e destinazione d'uso.

Il primo metodo è la modellazione FEM (*Finite Element Method*), il quale, avvalendosi di un'analisi numerica, richiede la completa conoscenza delle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali e delle proprietà meccaniche dei materiali al fine di ricreare il reale comportamento della struttura sottoposta all'azione sismica. Essendo una metodologia con un elevato grado di affinamento, viene utilizzata quando è necessario un accertamento di dettaglio delle condizioni del manufatto, come richiesto, ad esempio, per il progetto degli interventi di consolidamento sismico. Tuttavia, questo approccio implica un notevole dispendio di risorse, da intendersi come il tempo di realizzazione del modello e il tempo di analisi.

Da qui l'esigenza di adottare metodi semplificati, che grazie ad alcune ipotesi, permettono di arrivare in maniera più rapida ad una stima delle prestazioni sismiche di una struttura. In tal senso, la prima normativa italiana che autorizza l'uso di metodi speditivi è il DPCM 21 Ottobre 2003 n. 3685, all'Allegato 2 in cui, con riferimento agli edifici di interesse strategico, indica la necessità di *“...definire possibili schemi tecnici di riferimento per le verifiche da effettuare in termini tali da coniugare nella maniera più efficace possibile le esigenze di ottenere verifiche tempestive, di semplice attuazione, di contenuto impatto finanziario e di risultati significativi per quanto attiene alla valutazione del livello di sicurezza.”*

Uno di essi è il metodo RE.SI.STO PLUS (brevemente R+) il quale, attraverso un'analisi di tipo speditiva-quantitativa, consente di effettuare una stima della vulnerabilità per edifici in calcestruzzo armato, muratura e carpenteria metallica. Seppur le metodologie speditive risultano essere meno accurate nella stima dell'indice di sicurezza sismica di un edificio, rispetto all'analisi numerica completa FEM, esse sono efficaci nel caso di attuazione di politiche di prevenzione per le quali si rendano necessari tempi brevi per l'acquisizione di una conoscenza omogenea del rischio sismico del patrimonio immobiliare, per una determinata zona urbana o industriale.

## 3.1 Indice di sicurezza sismico e di vulnerabilità delle strutture

In termini tecnici la vulnerabilità sismica di una struttura è rappresentata da un indicatore che mette in relazione la capacità di resistenza della struttura e la richiesta in termini di resistenza e/o spostamento del sisma.

Le procedure per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici possono essere condotte con diversi gradi di approfondimento e complessità di calcolo: da stime più qualitative con metodi semplificati, a complesse analisi numeriche mediante metodi di calcolo lineari e non lineari.

Naturalmente tutte le procedure di valutazione della vulnerabilità degli edifici esistenti basate su metodologie speditive, possono essere utilizzati al più per stabilire un ordine di priorità sui possibili interventi di adeguamento o miglioramento. Di contro, la stima della vulnerabilità sismica globale di una struttura ai fini della redazione di un progetto strutturale di miglioramento/adeguamento sismico deve essere conseguita mediante l'esecuzione di calcoli strutturali coerenti con i metodi di analisi previsti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni.

La stima dell'indice di vulnerabilità sismica di un edificio segue l'iter progettuale può essere riassunto nei seguenti passaggi:

- indagine conoscitiva: si definisce lo stato attuale della costruzione mediante rilievi plano-altimetrici, strutturali e dello stato di danno e di deformazione della struttura;
- analisi storico-critica: è lo strumento che guida il progettista nella ricostruzione dello stato di sollecitazione attuale alla luce delle modifiche e degli eventi che hanno interessato l'edificio nel tempo;
- caratterizzazione meccanica dei materiali: valutazione della capacità di resistenza dei materiali mediante indagini svolte in sito o in laboratorio;

- definizione dei livelli di conoscenza e dei conseguenti fattori di confidenza: si definiscono coefficienti riduttivi delle proprietà meccaniche dei materiali via via minori al crescere del grado di approfondimento delle indagini; si va dal livello di conoscenza 1 (LC1), il minimo consentito, al livello di conoscenza 3 (LC3), il massimo consentito;
- analisi strutturale e determinazione della vulnerabilità del sistema strutturale esistente;
- proposta di eventuali interventi di adeguamento e valutazione del rapporto costi/benefici ottimale.

In particolare, nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto  $\zeta_e$  tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.<sup>17</sup>

In altri termini l'indice di sicurezza  $\zeta_e$  può essere valutato come rapporto percentuale tra le accelerazioni che l'edificio, nel suo stato attuale, è in grado di sopportare, e quelle previste dalle norme tecniche.

In tal senso la normativa definisce anche che: *“La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE. Per la combinazione sismica le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC).*

---

<sup>17</sup> Norme tecniche per le Costruzioni 2018; Cap. 8 – paragrafo 8.3

## 3.2 Metodo di analisi numerica agli elementi finiti (FEM)

I fenomeni naturali e le attività umane generano forze, variabili nel tempo, su strutture semplici o complesse. Le analisi del progetto di strutture soggette a carichi dinamici, sono governate da equazioni differenziali alle derivate parziali (generalmente non-lineari), ovvero PDEs (*Partial Differential Equations*) che sono estremamente difficili da risolvere in termini matematici.

Per i problemi fisici reali (che implicano complesse proprietà dei materiali, condizioni di carico e condizioni al contorno), invece, quello che si tenta di fare è di introdurre ipotesi ed idealizzazioni necessarie per rendere il problema matematicamente più facile, ma ancora capaci di fornire soluzioni sufficientemente approssimate e risultati abbastanza soddisfacenti dal punto di vista della sicurezza e dell'economia. Il legame tra il reale sistema fisico e la soluzione matematica è fornito dal modello matematico del sistema idealizzato, che include tutte le ipotesi ritenute significative per il sistema reale. La soluzione delle equazioni del modello matematico viene, attualmente, calcolata attraverso l'impiego di potenti metodi numerici che rendono possibili l'esecuzione dello studio e della progettazione in maniera pratica ed efficace. L'analisi teorica delle tecniche di simulazione numerica e lo sviluppo applicativo dei relativi codici di calcolo all'ingegneria meccanica-strutturale, costituiscono l'oggetto di studio della Meccanica Computazionale delle Strutture.

Il Metodo agli Elementi Finiti è un metodo attraverso il quale è possibile la risoluzione di problemi fisici descritti da complicate equazioni differenziali (equazioni differenziali alle derivate parziali generalmente non lineari), che mediante tecniche di calcolo numerico vengono approssimate a sistemi di equazioni algebriche risolvibili con meno difficoltà di calcolo.

Il FEM nasce negli Anni '60, ma, successivamente allo sviluppo degli strumenti informatici, ha una evoluzione ed uno sviluppo esponenziale, suscitando notevole interesse per il vasto numero di campi a cui è possibile applicare i suoi principi, grazie anche alla sua straordinaria flessibilità di applicazione.

Il metodo, infatti, basa la sua flessibilità sull'utilizzo dei così detti elementi finiti (sottodomini elementari), utilizzati per suddividere il dominio fisico in elementi discreti più semplici, mediante i quali è possibile un'approssimazione del campo di sforzi e deformazioni.

Il termine “elementi finiti” fu utilizzato in un articolo di Clough del 1960<sup>18</sup> dove il metodo fu presentato per la soluzione di uno stato piano di tensione. Il termine deriva dal fatto che, il dominio di integrazione viene suddiviso in un determinato numero di sottodomini (Figura 27), all'interno dei quali le equazioni differenziali che governano il problema, vengono risolte in maniera approssimata.

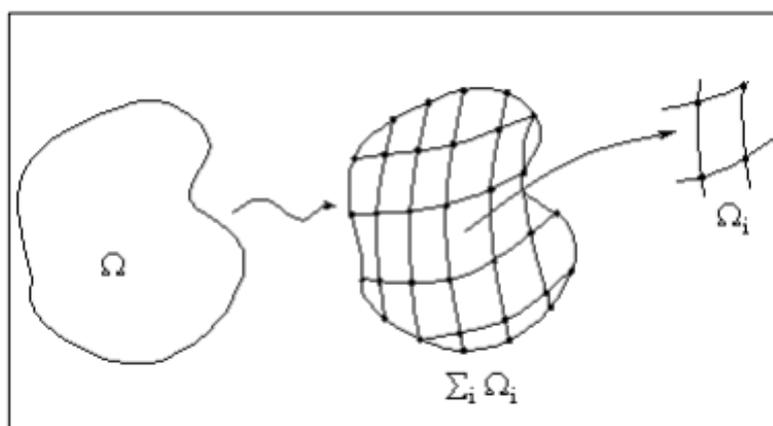


Figura 27 – Sottodomini di integrazione

### 3.2.1 *Il metodo FEM nell'analisi strutturale*

Il metodo FEM, nell'analisi strutturale, è contraddistinto dalle seguenti fasi:

- definizione del problema fisico e costruzione del modello di calcolo;
- formulazioni delle equazioni che governano il sistema e delle condizioni al contorno;
- discretizzazione delle equazioni;

---

<sup>18</sup> professore di ingegneria strutturale nel dipartimento di ingegneria Civile presso l'Università di Berkeley, in California e uno dei fondatori del metodo FEM. Il suo articolo, nel 1956 è stata una delle prime applicazioni di questo metodo di calcolo. Ha coniato il termine “elementi finiti” in un articolo nel 1960.

- soluzione delle equazioni;
- interpolazione dei risultati;
- valutazione dell'errore nelle analisi.

Uno dei passi più importanti dell'analisi strutturale è l'idealizzazione della struttura che permette di passare dal modello fisico a quello numerico. Tale passaggio comporta la riduzione del numero di gradi di libertà che nel mezzo continuo sono infiniti, mentre, considerando solo alcuni punti (nodi) della struttura, sono in numero, per l'appunto, finito. Si parla allora di discretizzazione della struttura come quell'operazione che permette di passare dalla struttura reale a quella idealizzata, approssimata, discretizzata per la quale è possibile applicare il metodo degli elementi finiti, al fine di ottenere una soluzione ingegneristica del problema. Sapendo inoltre che, la soluzione mediante l'utilizzo di metodi numerici avviene per mezzo di calcolatori elettronici, l'idea della discretizzazione è legata al limite fisico che tali macchine possiedono a livello di immagazzinamento di dati.

Nonostante l'evoluzione della tecnologia degli elaboratori, abbia permesso di risolvere oggi dei problemi che qualche decennio fa erano ingestibili per la grossa mole di spazio fisico necessario per memorizzare dati di input e dati di output, la realizzazione del modello numerico risulta essere tuttora un problema non ancora risolto in via definitiva.

La modellazione della struttura costituisce quindi uno dei passi più importanti dell'analisi strutturale, in quanto in questa fase vengono infatti formulate diverse ipotesi che permetteranno la semplificazione del modello reale: i risultati saranno influenzati da queste assunzioni, che comunque, una volta note, permetteranno una corretta interpretazione dei valori numerici.

La discretizzazione del dominio porta quindi alla generazione di nodi e di elementi finiti. I nodi, nelle applicazioni del metodo FEM, sono entità molto importanti in quanto la soluzione dell'intera struttura viene riferita ad essi: per estendere i valori del campo delle incognite su tutto il corpo, vengono utilizzate delle funzioni che con la desiderata approssimazione riportano i valori nodali in ogni sottodominio.

Gli elementi finiti sono delle entità geometriche più o meno regolari caratterizzate da un determinato numero di nodi variabile a seconda del tipo di elemento.

Tali nodi possono coincidere con i vertici degli elementi, ma in alcuni casi, ce ne possono essere alcuni disposti lungo i lati degli elementi stessi o addirittura all'interno. Un elemento quadrangolare, ad esempio, può avere un numero di nodi variabile da quattro (uno per ogni vertice) a nove (quattro ai vertici, quattro nei punti medi dei lati ed uno centrale). È evidente che all'aumentare del numero di nodi aumenta il grado del polinomio utilizzato per interpolazione dei dati ai nodi e, quindi, aumenta anche la qualità dell'approssimazione. L'elemento reale viene dunque suddiviso in tanti sotto domini costituenti un grigliato mono, bi o tri-dimensionale a seconda del tipo di studio effettuato e tale operazione è chiamata mesh.

Mediante tale tecnica è possibile ridurre il dominio continuo, con infiniti gradi di libertà, in un dominio discreto rappresentato da un numero finito di gradi di libertà associati ai nodi: tutte le equazioni che governano il problema fisico che si vuole studiare vengono infatti scritte e risolte direttamente nei nodi. Questi ultimi, di solito, sono definiti nel contorno degli elementi finiti (Famiglia della Serendipità) ma ci sono particolari casi in cui vi si ritrovano anche all'interno (Famiglia di Lagrange).

Il campo incognito oggetto di studio all'interno di ogni singolo elemento, viene ricondotto direttamente ai nodi mediante l'utilizzo di combinazioni di funzioni approssimanti, differenti in relazione al tipo di elemento (monodimensionale o bidimensionale), chiamate funzioni di forma.

La scelta delle funzioni di forma, che sono generalmente polinomiali (o comunque a comportamento noto) è un altro punto fondamentale che permette di ottenere una soluzione del modello FEM più o meno vicina alla realtà che si vuole simulare. Al fine di rappresentare correttamente il valore ai nodi, le funzioni di forma devono assumere valori unitari nel nodo considerato e valori nulli sul resto dei nodi. Il campo delle incognite per un problema di tipo tridimensionale può essere rappresentato mediante la seguente relazione generale:

$$u = u(x, y, z)$$

In pratica si afferma che il campo delle incognite è una funzione delle tre coordinate  $x$ ,  $y$ , e  $z$ .

Al fine di sfruttare il principio di approssimazione, si dovrà scegliere un insieme di punti in cui specificare esattamente le incognite ( $u^*_i$ ), mentre l'andamento della funzione è legato esclusivamente al comportamento delle funzioni di approssimazione  $N_i$  dell'elemento, dette funzioni di forma, le quali dipendono unicamente dalla posizione:

$$u = \sum_{i=1}^m N(x, y, z) u_i^*$$

Un insieme appropriato di funzioni viene scelto per descrivere, nell'ambito strutturale, il campo di spostamenti in seno al singolo elemento in funzione degli spostamenti nodali. Solitamente la scelta delle funzioni di forma deve avvenire in modo tale da garantire i requisiti di continuità degli spostamenti (congruenza) e delle deformazioni. A titolo di esempio si riporta, in Figura 28, la funzione di spostamento  $f(x,y,z)$  del generico punto  $P$  di coordinate  $x,y,z$ , interno all'elemento.

$$\{f(x, y, z)\} = N(\{d_i\}, \{d_j\}, \{d_m\}, \{d_k\})$$

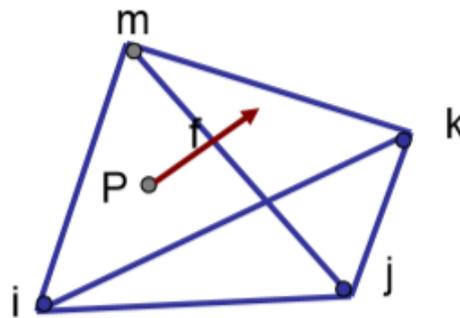


Figura 28 – Funzione di spostamento del punto  $P$

Dal campo di spostamento definito sopra, è possibile ricavare il campo di deformazione corrispondente, sempre in seno all'elemento.

Nota il campo di deformazione, si risale al campo di tensione, assunto il legame costitutivo del materiale e tenuto conto anche di eventuali deformazioni iniziali e tensioni residue.

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial w}{\partial z} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \\ \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \end{Bmatrix} \Rightarrow [D], \{\varepsilon_0\}, \{\sigma_0\} \Rightarrow \{\sigma\} = [D](\{\varepsilon\} - \{\varepsilon_0\}) + \{\sigma_0\}$$

Le relazioni analitiche fra caratteristiche di deformazione, spostamenti, sollecitazioni e tensioni nei materiali sono regolate dalla teoria classica della Scienza delle Costruzioni.

Con il progredire della tecnologia e della ricerca in tal senso, oggi si può vantare l'esistenza in commercio di numerosi codici di calcolo agli elementi finiti dalle più disparate caratteristiche e performance.

### 3.2.2 *Aspetti generali della modellazione strutturale*

L'avvento nell'Ingegneria dell'Analisi Computazionale delle Strutture per elementi finiti (calcolo matriciale) ha notevolmente influenzato la progettazione strutturale, non solo in termini di velocità di calcolo, ma anche di approccio procedurale. Il punto centrale di questa fase della progettazione è costituito dalla modellazione strutturale, intendendo, con tale terminologia, il processo mediante il quale una struttura e le azioni su essa agenti sono ridotte ad uno schema più o meno semplificato. Il ricorso ad uno schema di calcolo semplificato si rende necessario poiché le strutture sono in generale sistemi fisici notevolmente complessi, i cui comportamenti sono influenzati da un grande numero di variabili.

Con il termine "struttura" si indica una costruzione artificiale del tutto generale (telaio, aeromobile, tunnel, componente meccanico ecc.), sollecitata da carichi generici (statici, ciclici, termici, moto ondoso, impatto ecc.).

Scopo della modellazione è quello di simulare in modo realistico il comportamento della struttura definito in termini di parametri di sollecitazione (sforzo normale, taglio, momento flettente), di deformazione (spostamenti, rotazioni) e di tensione (normale, tangenziale).

Il processo di modellazione si intende come una procedura di sintesi che consiste di individuare quali variabili influiscono in modo rilevante sul comportamento della struttura; ciò è essenziale per poter cogliere gli aspetti più importanti del sistema fisico da analizzare. Il processo della modellazione strutturale dovrebbe pertanto consentire di individuare gli schemi statici per simulare in modo realistico, il comportamento fisico reale della struttura. A tal fine è necessario saper scegliere il procedimento di analisi che, nel caso specifico, permetta di conciliare l'esattezza del risultato, con la sicurezza e la praticità operativa.

La definizione di uno schema strutturale, che sia al tempo stesso, semplice da essere agevolmente calcolabile e sufficientemente complesso da mettere in conto l'effetto delle variabili più importanti, è un altro problema importante della progettazione, in quanto da tale definizione dipende l'attendibilità dei risultati. L'avvento dei moderni metodi di analisi ha permesso di adottare modelli più complessi e quindi più attendibili rispetto al passato; in particolare ha consentito l'uso estensivo dei modelli tridimensionali (modelli 3D).

Tuttavia, data l'estrema difficoltà del fenomeno studiato, l'ingegnere strutturista deve abituarsi ad operare a diversi livelli di complessità. Infatti se da una parte gli schemi molto semplificati trascurano molte variabili e sono, almeno in linea teorica, meno esatti, essi permettono tuttavia una interpretazione intuitiva del comportamento strutturale, e quindi una possibilità di controllo dei risultati, che sfugge invece facilmente agli schemi più complessi.

Inoltre, per schemi semplificati, si ha a disposizione un'ampia gamma di metodi di analisi. Per schemi complessi si ha a disposizione un solo metodo, il Metodo degli Elementi Finiti, o FEM.

La modellazione strutturale è, quindi, un processo complesso che viene realizzato attuando tre tipi di scelte:

- scelta dei materiali e della tipologia strutturale;
- scelta del tipo di analisi;
- scelta del modello computazionale.

La scelta dei materiali e della tipologia strutturale rappresenta la fase più critica del processo: data la grande quantità di tipologie disponibili, la scelta della più idonea a soddisfare le esigenze tecnico-economiche del progetto, è un'operazione molto complessa. I procedimenti approssimati di calcolo risultano importantissimi nella fase del dimensionamento di massima, data la natura iterativa del processo di dimensionamento, sia pure a spese dell'esattezza del calcolo.

La scelta del tipo di analisi, invece, nasce dalla necessità di conoscere, fra le varie informazioni che si ha a disposizione, quelle utili alla definizione del sistema strutturale, quelle cioè riguardanti le parti di cui si vuole conoscere il comportamento meccanico, sia esso statico o dinamico. Sull'oggetto dell'analisi va precisato il tipo di problema da studiare, riconducibile ad uno di quelli di seguito elencati, o ad una loro combinazione:

- analisi statica o stazionaria;
- analisi di stabilità (buckling);
- analisi dinamica (modale, risposta in frequenza, time history, ecc.);
- analisi lineare;
- analisi non lineare (per materiali, per geometria, per vincoli).

Infine, con riferimento alla modellazione computazionale, essa coinvolge la struttura vera e propria, i carichi agenti ed eventuali sub-sistemi di interazione (ad esempio il terreno per strutture di fondazione).

Essa si sviluppa attraverso tre livelli di affinamento:

- valutazione delle azioni rilevanti e dello schema generale della struttura con i relativi vincoli;
- creazione del modello numerico (discretizzazione in elementi finiti);
- definizione dei legami sforzi-deformazioni dei materiali impiegati.

L'insieme di queste approssimazioni e ipotesi, che vengono assunte alla base del processo di modellazione, costituiscono nel complesso il modello di calcolo della struttura. Operate queste scelte, la disponibilità del modello di calcolo consente di analizzare la struttura come un'unica entità, anche in presenza di complesse geometrie strutturali 3D e condizioni di carichi, sia statici (pesi propri ecc.), che dinamici (vento, sisma, ecc.). Il modello di calcolo viene eseguito utilizzando un codice di calcolo agli elementi finiti (modello FEM). Il FEM è per sua natura un metodo di soluzione approssimato: le fonti principali di approssimazione derivano:

- dalle tecniche utilizzate per ridurre a forma algebrica il problema differenziale assegnato;
- dall'elaborazione automatica, mediante un'algebra a precisione finita delle equazioni risolventi.

Un corretto impiego del metodo implica pertanto, in primo luogo, la conoscenza delle ipotesi e delle formulazioni che ne sono alla base, delle sue proprietà di convergenza, dei criteri e degli accorgimenti per passare da un prototipo assegnato ad un suo modello matematico effettivamente rappresentativo. In secondo luogo, occorre conoscere le caratteristiche dei problemi algebrici di cui si cerca la soluzione, individuando quali impostazioni portano a risultati con accuratezza maggiore, quali sono i fattori che possono generare decrementi di accuratezza, quali i criteri per misurarne il livello. I risultati ottenuti con l'automatismo di un codice, vanno infine verificati, interpretati, a volte ulteriormente affinati.

In generale per ogni struttura anche se è necessario effettuare un'analisi tridimensionale, risulta più agevole, fare riferimento a modelli ridotti che, in forma sintetica, siano in grado di cogliere gli aspetti più specifici della struttura da analizzare.

In tal modo:

- le strutture con parti a prevalente sviluppo lineare (travi, pilastri, ecc.) sono modellate con elementi monodimensionali (*beam, truss*) disposti nel piano o nello spazio;
- per strutture piane si fa riferimento a modelli a lastra o a piastra, adottando elementi bidimensionali (*shell*);
- per strutture sottili curve ci si riferisce a modelli a guscio;
- per strutture massicce (ad es. una diga) si fa inevitabilmente ricorso a modelli con elementi tridimensionali (elementi solidi 3D).

Nei casi di difficile classificazione, ovvero nei casi in cui certi comportamenti globali sono ben rappresentati da un tipo di modello (ad es. 1D), mentre fenomeni diffusivi locali richiedono analisi di dettaglio impostate su modelli più complessi, conviene adottare una famiglia di modelli, caratterizzati da diversi livelli di affinamento, curando la possibilità di collegare trasversalmente i risultati ricavati con i vari schemi. I criteri che consentono di esprimere un giudizio sulla correttezza dei risultati dell'analisi, ottenuti in seguito all'elaborazione mediante l'impiego dei programmi di calcolo, consistono nella stima dell'affidabilità dei codici di calcolo e nei controlli sui modelli agli elementi finiti.

### **3.3 Metodo di analisi speditiva – quantitativa:**

#### **RE.SIS.TO PLUS**

RE.SIS.TO PLUS è un metodo speditivo/quantitativo sviluppato dalla società Gruppo Ingegneria Torino, nella figura dell'amministratore unico Ing. Cristiano Cavallo, con la supervisione scientifica del prof. Marco Savoia, in qualità di responsabile scientifico e docente di Tecnica delle Costruzioni presso l'Università di Bologna.

Il metodo RE.SIS.TO PLUS (brevemente "R+"), nasce dall'implementazione del codice RE.SIS.TO<sup>®</sup> e si pone l'obiettivo della valutazione del rischio sismico in ambito industriale, civile ed edile, mediante procedure e programmi avanzati consistenti in una serie di istruzioni da fornire per l'esecuzione di specifiche funzioni, in modo da ottenere, una stima di tipo speditivo del livello di sicurezza connessa alla vulnerabilità nei confronti dell'azione sismica.

Nel dettaglio, il metodo mira alla determinazione dell'indice di sicurezza sismico di un fabbricato, inteso come il rapporto tra l'accelerazione al suolo che comporta il raggiungimento di una condizione limite (tipicamente, lo SLV) e l'accelerazione al suolo che comporta il raggiungimento della stessa condizione, nell'ipotesi di fabbricato progettato in conformità alla normativa vigente in materia. La classe di sicurezza sismica è quindi assegnata coerentemente con quanto previsto dalle Linee Guida sulla "Classificazione del rischio sismico dei fabbricati" approvate nel febbraio 2017 dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

##### *3.3.1 Campi di applicazione e obiettivo del metodo*

La valutazione della sicurezza sismica richiede di ottenere l'accelerazione che corrisponde al raggiungimento dello stato limite di salvaguardia della vita per l'edificio ( $ag_c$ ) e l'accelerazione di ancoraggio dello spettro di risposta ( $ag_s$ ). Se la seconda dipende dal sito in esame, la prima, indica la "capacità" della struttura, ed in particolare l'accelerazione massima al suolo che conduce alla potenziale crisi di una parte della struttura.

Il metodo RE.SIS.TO PLUS nasce dall'esigenza di individuare gli edifici più vulnerabili all'interno di una specifica area produttiva allo scopo di definire, in un tempo contenuto, delle priorità di intervento, in funzione del livello di sicurezza stimato e dell'occupazione/rilevanza del fabbricato, al fine di migliorare la gestione del rischio sismico nei luoghi di lavoro. Tale procedura consente, successivamente, di definire un piano di miglioramento ed effettuare verifiche maggiormente dettagliate come previsto dalle attuali Norme Tecniche per le Costruzioni in Italia<sup>19</sup>, con l'utilizzo di metodi di calcolo più affinati (FEM), con il quale elaborare progetti esecutivi di consolidamento.

La valutazione speditiva-quantitativa del livello di sicurezza dei fabbricati con il metodo RE.SIS.TO PLUS si basa su principi analoghi a quelli utilizzati per la valutazione speditiva-quantitativa per gli edifici con destinazione d'uso civile/abitativo (quali ad esempio quelli utilizzati dalla metodologia RE.SIS.TO<sup>®</sup>). L'analisi è però spinta ad un maggiore livello di dettaglio e di approfondimento in quanto, valuta le azioni agenti sui vari elementi resistenti della struttura, con criteri e calcolazioni semplificate e conduce le verifiche secondo le prescrizioni previste dalle vigenti norme Tecniche sulle Costruzioni. In particolare il software consente l'analisi speditiva delle seguenti tipologie strutturali:

- Costruzioni in calcestruzzo armato mono piano e multipiano caratterizzate da:
  - a) elementi verticali con sezioni trasversali di tipo rettangolare e armature simmetriche rispetto agli assi locali dell'elemento;
  - b) impalcati infinitamente rigidi o infinitamente deformabili.
- Strutture in acciaio monopiano caratterizzate da:
  - a) membrature verticali semplici, da profilario o realizzate in officina (in tal caso sono richieste le informazioni relative all'area della sezione trasversale  $A$ , le aree da impiegare per le verifiche a taglio  $A_{vx}$  ed  $A_{vy}$ , i momenti d'inerzia attorno agli assi baricentrici della sezione  $J_x$  e  $J_y$ );
  - b) membrature verticali, realizzate da due o quattro correnti e da eventuali elementi diagonali e calastrelli;
  - c) impalcati infinitamente rigidi o infinitamente deformabili.

---

<sup>19</sup> Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 e s.m.i, Capitolo 8 – Costruzioni esistenti

Al fine di valutare l'indice di sicurezza sismico è necessario considerare i fabbricati come "unità staticamente indipendenti", mentre le informazioni necessarie per l'adozione del metodo sono:

- i parametri geometrici di tutti gli elementi strutturali;
- le caratteristiche meccaniche degli elementi strutturali sismoresistenti;
- stima delle indeterminazioni.

Il codice, tuttavia, non tiene conto di alcuni fattori come: sensibilità agli effetti del secondo ordine; componente verticale del sisma; verifiche sugli spostamenti agli stati limite di esercizio e ai fini del martellamento con strutture adiacenti; impalcati con rigidità intermedia tra i casi limite di rigido e deformabile.

Ai fini della validazione, il metodo è stato verificato e validato per confronto con risultati di metodi numerici agli Elementi Finiti (FEM) in numerosi casi di studio di edifici attualmente presenti nei comparti industriali vari<sup>20</sup>.

### 3.3.2 *Implementazione del metodo*

Caratteristica comune dei fabbricati per i quali il metodo può essere utilizzato è quella di avere come massa principale una copertura, più o meno rigida, supportata da una maglia di pilastri aventi una certa regolarità. Il fabbricato può avere anche pareti in muratura portante quali elementi resistenti alle azioni orizzontali, o avere struttura mista. È considerato anche il caso di edificio a struttura metallica.

Gli elementi verticali resistenti alle azioni orizzontali possono essere collegati alle travi dell'impalcato con connessione a cerniera (tipico di strutture recenti prefabbricate in calcestruzzo armato), oppure essere incastrate, o avere un certo grado di connessione con le stesse (ad esempio mediante realizzazione di getti di continuità, oppure nel caso di strutture reticolari in acciaio).

---

<sup>20</sup> Metodo speditivo quantitativo per la valutazione dell'indice di sicurezza sismico dei fabbricati ad uso industriale. Ing. Marco Savoia, Ing. Veronica Ligabue. Maggio 2017

In questi casi, è stimato il grado di rigidezza delle travi, quindi utilizzato per la schematizzazione del comportamento dei pilastri quando soggetti ad azione sismica. La Figura 29 schematizza la struttura del metodo implementato per la valutazione speditiva-quantitativa della sicurezza sismica delle strutture.

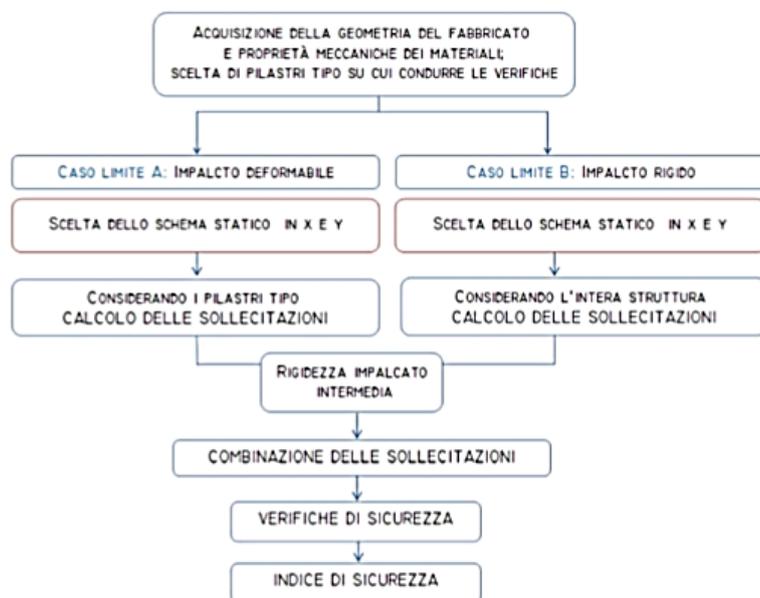


Figura 29 – Flow chart per la valutazione della vulnerabilità delle strutture esistenti

Sono illustrati, nel seguito, i principali step di modellazione del fabbricato e della valutazione del livello di sicurezza sismica dello stesso attuato dal codice.

- **STEP 1 – Definizione dei due casi limite di rigidezza**

Il metodo si basa sull'analisi della struttura secondo due casi limite distinti, in funzione della rigidezza dell'impalcato. Il primo ipotizza che l'impalcato sia infinitamente rigido nel suo piano, mentre il secondo assume che l'impalcato sia completamente deformabile. Come è noto, un impalcato infinitamente rigido vincola gli spostamenti della sommità degli elementi resistenti verticali ad essere definiti secondo tre gradi di libertà (due traslazioni ed una rotazione). Ad esempio, nel caso di edificio simmetrico ed azione sismica agente nel piano di simmetria, tutti gli elementi resistenti sono vincolati ad avere lo stesso spostamento in sommità, e le sollecitazioni agenti sono proporzionali alla loro rigidezza alla traslazione.

Nel caso di piano infinitamente deformabile, al contrario, l'impalcato non è in grado di vincolare gli spostamenti relativi degli elementi verticali e per questo motivo l'azione sismica provoca sollecitazioni proporzionali alla massa gravante sugli elementi stessi. Si osserva, tuttavia, che anche nel caso di impalcato deformabile gli elementi resistenti verticali (come ad esempio i pilastri) non si comportano necessariamente come elementi isolati poiché, almeno in una delle due direzioni principali del fabbricato, è generalmente presente una trave in grado di vincolarne gli spostamenti in sommità.

Pertanto, anche nell'ipotesi di impalcato deformabile si assume che gli elementi verticali che afferiscono alla stessa trave tendano ad esibire lo stesso spostamento in sommità se sottoposti ad un'azione orizzontale parallela alla direzione longitudinale della trave. Questo spostamento, tuttavia, può essere diverso da quello esibito da pilastri afferenti a travi parallele a causa della diversa area d'influenza (e quindi massa) delle stesse.

Le informazioni relative agli impalcati sono principalmente di natura geometrica e mirano all'identificazione del comportamento meccanico (infinitamente rigido o infinitamente deformabile) ed alla definizione del carico di peso proprio. Nel dettaglio si richiedono le seguenti informazioni minime:

- tipologia (latero-cemento, a piastra, misto);
- pacchetto stratigrafico (spessori di soletta, massetto di allettamento, pavimentazione);
- direzione dell'orditura.

• **STEP 2 - Scelta dello schema statico per gli elementi verticali**

Indipendentemente dal caso limite considerato (impalcato rigido o deformabile), è necessario innanzitutto individuare uno schema statico per ogni pilastro, in entrambe le direzioni principali dell'edificio (chiamate X e Y nel prosieguo), e di conseguenza valutarne la rigidità alla traslazione. Ad esempio, se i pilastri sono incastrati alla base ma liberi di traslare e ruotare in sommità sono assimilabili a delle mensole.

Se invece fosse presente un elemento che impedisce la rotazione ad entrambi gli estremi, essi sarebbero assimilabili a elementi vincolati da un incastro alla base ed un incastro scorrevole in sommità.

Nel caso in cui la sommità di un pilastro sia collegata ad una trave in grado di fornire un certo grado di vincolo alla rotazione, la sua rigidezza alla traslazione sarà intermedia rispetto alle due condizioni citate in precedenza. Stimando, attraverso metodi semplificati, la rigidezza alla rotazione offerta dalla trave, la rigidezza alla traslazione del pilastro può essere valutata attraverso una relazione analitica.

La stima speditiva della vulnerabilità sismica viene effettuata esclusivamente sulla base delle verifiche sugli elementi verticali; le relative informazioni rappresentano dunque un dato imprescindibile. Sono richieste le seguenti informazioni minime:

- Rilievo della maglia strutturale
- Altezza elemento e dimensioni geometriche della sezione trasversale
- Informazioni sullo schema di vincolo in sommità
- Dettagli costruttivi e/o collegamenti; si distinguono:
  - a) strutture in calcestruzzo armato: disposizione delle armature all'interno degli elementi verticali;
  - b) strutture in acciaio: nel caso di membrature semplici è sufficiente la denominazione dei profili (o delle proprietà geometriche delle aree –  $A$ ,  $J_x$ ,  $J_y$ ); nel caso di membrature composte si richiede la geometria degli elementi che compongono la sezione trasversale (correnti, diagonali, calastrelli)

### • **STEP 3 - Calcolo del periodo fondamentale di vibrazione della struttura**

Ottenuti i valori di rigidezza alla traslazione per tutti gli elementi resistenti verticali in entrambe le direzioni e calcolata la massa della struttura si può procedere al calcolo del periodo di vibrazione fondamentale della struttura. Per gli edifici monopiano e nel caso di impalcato infinitamente rigido, vengono calcolati i due periodi fondamentali nelle direzioni principali dell'edificio (ortogonali tra loro e indicate come X e Y).

Nel caso di impalcato infinitamente deformabile, tali quantità sono determinate con riferimento ai singoli elementi ed agli allineamenti principali del fabbricato (telai), secondo la seguente equazione:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_t}}$$

dove:

- M: massa totale intesa come somma di tutte le masse inserite: peso proprio elementi resistenti, travi, tamponature e impalcato;
- K<sub>t</sub>: rigidezza totale considerata come somma delle rigidezze relative a tutti gli elementi resistenti, secondo la direzione globale del riferimento. Variabile nelle direzioni X+, X-, Y+, Y-.

Nel caso di edifici multipiano invece viene calcolato un solo periodo fondamentale, in funzione dell'altezza del fabbricato, con riferimento alla relazione.

$$T_1 = C H^{3/4}$$

in cui:

- H: altezza dell'edificio dal piano di fondazione;
- C: coefficiente che dipende dalla tipologia di struttura considerata ed è pari a 0,075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato.

#### • **STEP 4 - Valutazione della domanda sismica**

La domanda sismica per il sito oggetto di studio viene rappresentata dallo spettro elastico associato ad una predefinita probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR. L'azione sismica è stabilita in funzione delle coordinate del sito dove è ubicato il fabbricato, la categoria del sottosuolo, la categoria topografica. Inoltre la vita nominale e la classe d'uso forniscono il periodo di ritorno di riferimento dell'azione sismica. Poiché le analisi di vulnerabilità vengono generalmente condotte con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), la probabilità di superamento nel periodo di riferimento viene fissata al 10%.

Una volta impostati questi parametri, lo spettro elastico dell'azione sismica è compiutamente definito e restituisce, per ogni periodo fondamentale dell'oscillatore equivalente che rappresenta la struttura, la massima accelerazione risentita dalla stessa.

- **STEP 5 - Calcolo del fattore di comportamento**

Lo spettro elastico viene successivamente modificato introducendo il fattore di comportamento  $q$ . Questo coefficiente tiene in considerazione le capacità dissipative della struttura riducendo le ordinate spettrali e di conseguenza riducendo le sollecitazioni indotte dal sisma sul fabbricato. Il fattore  $q$  per le strutture in cemento armato può essere valutato attraverso la stima della duttilità in termini di curvatura ed invertendo le seguenti relazioni proposte dalla normativa tecnica:

$$\mu_{\varphi} = 2q_0 - 1 \quad \text{per } T_1 \geq T_C$$

$$\mu_{\varphi} = 1 + \frac{2(q_0-1)T_C}{T_1} \quad \text{per } T_1 < T_C$$

dove per il calcolo di  $q_0$  si utilizza la seguente formulazione:

$$q = q_0 K_R$$

in cui:

- $q_0$ : è il valore base del fattore di comportamento allo SLV, i cui massimi valori sono riportati in tabella 7.3.II delle NTC 2018
- $K_R$ : fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Il fattore  $q$ , tuttavia è a discrezione del progettista, nel rispetto dei limiti indicati dalla normativa vigente.

Si noti infine che la riduzione delle sollecitazioni indotte dal sisma a causa della dissipazione di energia che la struttura è in grado di manifestare è coerente con l'attivazione dei cosiddetti meccanismi duttili quali la crisi per pressoflessione se associata ad un limitato sforzo normale.

Quando invece si intende studiare l'attivazione di un meccanismo come il taglio, ad esempio, non è opportuno invocare le risorse duttili della struttura in ragione della natura estremamente fragile di questo meccanismo. Per questo motivo il metodo proposto differenzia l'azione sismica al fine di studiare separatamente i meccanismi duttili e quelli fragili. Nel primo caso lo spettro elastico viene scalato attraverso il fattore di comportamento  $q$  calcolato a partire dalla capacità dissipativa dei vari elementi, nel secondo caso il fattore viene assunto pari ad 1.5, in conformità con quanto indicato nel capitolo 8 della Circolare esplicativa delle NTC. Si ottengono in questo modo due spettri di progetto, uno associato ai meccanismi duttili, l'altro associato a quelli fragili.

- **STEP 6 - Calcolo delle sollecitazioni negli elementi resistenti**

Una volta definiti gli spettri di progetto e i periodi fondamentali si possono valutare le forze sismiche che agiscono su ogni pilastro nelle due direzioni principali dell'edificio. Dalle forze sismiche è quindi possibile dedurre tagli e momenti sollecitanti che sono dovuti alla sola traslazione della struttura. Sono quindi considerate, come previsto dalle attuali NTC 2018 al paragrafo 7.3.5, le combinazioni che prevedono prima una azione principale agente nella direzione, ad esempio X, cui si somma il 30% degli effetti nell'altra direzione, trascurando la componente verticale.

$$1.00 E_x + 0.30 E_y$$

$$1.00 E_y + 0.30 E_x$$

Inoltre, nel caso di impalcato infinitamente rigido, le forze sismiche derivanti dalla traslazione vengono amplificate per tenere in considerazione gli effetti dell'eccentricità non intenzionale ai sensi delle attuali Normative, che è responsabile della nascita di momenti torcenti sulla struttura nel suo insieme, che inducono la nascita di ulteriori sollecitazioni taglianti gravose soprattutto per gli elementi lontani dal baricentro della struttura. Inoltre, viene valutato il momento torcente derivante dall'eccentricità tra il baricentro delle masse e quello delle rigidezze, che viene aggiunto a quello dovuto all'eccentricità non intenzionale per valutare l'effettivo incremento di sollecitazioni dovuto alla rotazione della struttura.

- **STEP 7 - Calcolo delle resistenze e del meccanismo di collasso**

Infine vengono stimate la resistenza a taglio delle sezioni degli elementi più significativi e la resistenza a pressoflessione espressa attraverso il dominio di interazione tridimensionale semplificato  $M_x$ - $M_y$ - $N$  in base alla geometria degli elementi resistenti e alle caratteristiche dei materiali (ridotte tenendo in considerazione il livello di conoscenza limitato della struttura). Vengono pertanto condotte le verifiche confrontando la capacità della struttura con la domanda ottenuta in precedenza e si individua la sezione ed il meccanismo che governano il raggiungimento dello stato limite di salvaguardia della vita. Per edifici in calcestruzzo armato e muratura sono previste le verifiche a taglio e pressoflessione mentre per edifici in carpenteria metallica sono contemplate anche le verifiche di stabilità. Tutte le verifiche sono condotte in conformità ai criteri definiti dalla Norme Tecniche in vigore.

La natura speditiva del metodo non permette la presa in conto di tutte le criticità potenzialmente presenti per l'analisi della generica unità strutturale. A tal fine, è introdotto un coefficiente riduttivo  $C_{rid}$  che, in sede di verifica, riduce i valori delle caratteristiche resistenti degli elementi. Questo parametro è definito rispetto a dei requisiti definiti all'interno del documento "*Rilevamento della vulnerabilità sismica degli edifici – istruzioni per la compilazione della scheda di 2° livello*" edito dal Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (GNNDT). Nel dettaglio i requisiti contemplati sono:

- Tipo e organizzazione del sistema resistente;
- Qualità del sistema resistente;
- Posizione edificio e fondazioni;
- Orizzontamenti;
- Configurazione planimetrica;
- Configurazione in elevazione;
- Collegamenti ed elementi critici;
- Elementi con bassa duttilità;
- Elementi non strutturali;
- Stato di fatto.

- **STEP 8 - Valutazione del livello di sicurezza del fabbricato**

Al termine delle verifiche, come ultimo step si procede alla stima dell'indice di sicurezza sismico  $I_S$  definito come il rapporto tra l'accelerazione che l'edificio è un grado di sostenere nella configurazione attuale ( $PGA_c$ ) e quella prevista dalle NTC2018 nel caso di nuove costruzioni ( $PGA_d$ ):

$$I_S = \frac{PGA_c}{PGA_d}$$

Tuttavia il codice non procede alla ricerca delle accelerazioni, così come avviene in un'analisi FEM completa, ma si assume quale Indice di Sicurezza Sismica, il minimo valore del Fattore di Sicurezza sulle verifiche di resistenza degli elementi e derivante dall'analisi per l'accelerazione di progetto, questo perché, lo scostamento tra il valore dell'indice di sicurezza sismica ed il minimo valore del fattore di sicurezza ottenuto dalle verifiche risulta minimo.

In base al valore di indice sismico trovato, si individua la classe di appartenenza, come mostrato nella Tabella 16, secondo quanto previsto dalle "Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni", Allegato A del D.M. 65 del 07-03-2017.

Tabella 16 – Classe sismica in relazione al parametro  $I_S$

<b>CLASSE di performance sismica</b>	<b>Indice sicurezza sismico (<math>I_S</math>)</b>
A <sup>+</sup>	$I_S > 100\%$
A	$100\% \geq I_S > 80\%$
B	$80\% \geq I_S \geq 60\%$
C	$60\% \geq I_S > 45\%$
D	$45\% \geq I_S > 30\%$
E	$30\% \geq I_S > 15\%$
F	$I_S < 15\%$

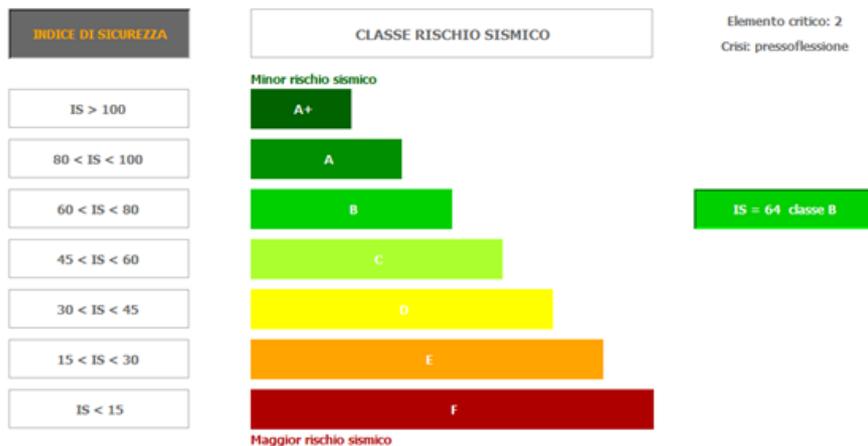


Figura 30 – Finestra grafica RE.SIS.TO PLUS

Se per una nuova costruzione l'indice di sicurezza sismico deve essere da progetto maggiore o uguale al 100%, per un fabbricato esistente non progettato con normative sismiche oppure comunque con livelli dell'azione sismica inferiori a quelli previsti dalle attuali norme, esso è tipicamente inferiore al 100%. Come si può intuire, a bassi valori di questo rapporto corrisponde un'alta vulnerabilità nei confronti delle azioni sismiche mentre al crescere di tale rapporto cresce anche il livello di sicurezza della struttura.

- **STEP 9 - Indicazione di eventuali ulteriori criticità nel fabbricato**

Se è opinione del tecnico che esistano eventuali vulnerabilità locali che non sono state compiutamente definite nelle fasi precedenti ma che possono influenzare in maniera significativa il comportamento sismico del fabbricato, è possibile associare alla struttura una classe inferiore rispetto a quella che deriva dal calcolo analitico. Questa ultima operazione consente, sebbene in maniera semplificata, di includere nella valutazione di vulnerabilità tutti gli aspetti che sono ritenuti rilevanti ma dei quali non è stato possibile dare evidenza quantitativa nel calcolo precedente come ad esempio: mancanza di collegamenti tra elementi strutturali verticali e elementi strutturali orizzontali e tra questi ultimi; problematiche che potrebbero svilupparsi in fondazione; presenza di elementi di tamponatura prefabbricati non adeguatamente ancorati alle strutture principali; presenza di scaffalature non controventate portanti materiali pesanti che possano, nel loro collasso coinvolgere la struttura principale causandone il danneggiamento e il collasso.

## **Capitolo 4:**

# **CASO STUDIO 1: VALUTAZIONE DELL'INDICE DI SICUREZZA SISMICO DI UNA STRUTTURA INTELAIATA PLURIPIANO AD USO RESIDENZIALE NELLA CITTÀ DI TIRANA – ANALISI DINAMICA LINEARE CON METODOLOGIA FEM**

Il caso studio 1 rappresenta un'applicazione della definizione dell'indice di sicurezza sismico, allo scopo di determinare la vulnerabilità strutturale, ovvero di fornire la possibilità di valutare un certo livello di danno ad un determinato tipo di edificio a causa di uno scenario sismico. In tal senso, viene definito l'indice di sicurezza sismico di una struttura condominiale, in calcestruzzo armato, realizzata nel 1999 nella città di Tirana, in Albania, attraverso un'analisi dinamica lineare con metodo FEM. Dopo una preliminare descrizione del fabbricato in esame e delle caratteristiche dei materiali, attraverso l'approccio della progettazione simulata, si procede alla realizzazione del modello strutturale con il metodo agli elementi finiti (FEM). Successivamente vengono calcolate le azioni sismiche mediante un'analisi dinamica lineare, implementando nel software di calcolo, lo spettro di progetto definito dalla normativa vigente in Albania: KTP-N.2-1989.

Infine, con riferimento alle normative attuali di progettazione tecnica utilizzate nello Stato albanese, viene valutata l'azione sismica con le relative sollecitazioni negli elementi strutturali e successivamente si effettuano le verifiche sismiche utilizzando armatura minima e caratteristiche dei materiali ottenute, attraverso la progettazione simulata. In tal modo è stato possibile ottenere il grado di vulnerabilità della struttura, calcolando l'indice di sicurezza sismico per tutti gli elementi strutturali.

## 4.1 Premessa

La finalità del seguente caso di studio è quella di definire l'indice di sicurezza sismico  $\zeta_e$ , inteso come rapporto tra l'azione sismica che corrisponde al raggiungimento dello stato limite di salvaguardia della vita per la struttura e l'azione sismica di progetto prevista dalle norme attuali in Albania. Pertanto, tanto più  $\zeta_e$  è vicino all'unità (o in percentuale al 100%), tanto più alta è la quota di azione sismica di progetto per strutture di nuova realizzazione che l'edificio è in grado di sopportare, e quindi più bassa risulta la possibilità che si attivino meccanismi critici in fase sismica.

L'attività analitica è condotta mediante modellazione FEM con codici di calcolo testati e riconosciuti, applicando le indicazioni e le disposizioni normative di settore nonché le teorie della Scienza delle Costruzioni unite alle usuali metodologie di approccio alle problematiche di carattere sismico.

In generale la modellazione di una struttura viene effettuata sulla base di una "conoscenza" preliminare dell'esistente con riferimento a geometrica (luci, dimensioni sezioni, dettagli costruttivi, ecc.) e qualità e caratteristiche di resistenza dei materiali impiegati. Suddetta attività di conoscenza parte con l'analisi documentale del progetto originario e di eventuali successivi interventi e, ove assente, da una progettazione simulata, da effettuarsi secondo i metodi e le normative di calcolo dell'epoca. Infatti come definito nel *paragrafo 3.4.2.1 "Simulated design"* dell'Eurocodice 8<sup>21</sup>, il progetto simulato, serve, in mancanza dei disegni costruttivi originali, a definire la quantità e la disposizione dell'armatura in tutti gli elementi con funzione strutturale o le

---

<sup>21</sup> Eurocode 8 : Design of structures for earthquake resistance; Part 3 : assessment and retrofitting of buildings DRAFT N°7, June 2004; par. n° 3.4.2.1 Simulated design

caratteristiche dei collegamenti. Esso deve essere eseguito sulla base delle norme tecniche in vigore e della pratica costruttiva caratteristica all'epoca della costruzione.

Per la struttura in oggetto, le informazioni raccolte riguardano solo la geometria degli elementi strutturali, dedotti dal progetto architettonico. A causa dell'emergenza sanitaria a livello globale dovuta al virus COVID-19, non è stato possibile effettuare sopralluoghi ispettivi ed eventualmente prove in sito per determinare le caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali che costituiscono gli elementi strutturali. Ragion per cui è stata attuata una progettazione simulata considerando le pratiche costruttive e le tipologie dei materiali tipici dell'epoca di costruzione e utilizzando i minimi normativi in termini di geometria degli elementi resistenti, quantitativo e disposizione delle armature, previsti dal codice di progettazione albanese KTP- 1978 e KTP-1989.

## 4.2 Analisi delle strutture con progetto simulato

Secondo quanto definito nel *paragrafo 3.4.2.1* dell'Eurocodice 8 “*A simulated design is a procedure resulting in the definition of the amount and layout of reinforcement, both longitudinal and transverse, in all elements participating in the vertical and lateral resistance of the building. The design should be carried out based on regulatory documents and state of the practice used at the time of construction.*” Il progetto simulato quindi parte dalla definizione dei livelli di conoscenza che consentono di determinare la scelta del tipo di analisi da effettuare e i valori dei fattori di confidenza da adottare nei calcoli. Per quanto riguarda i livelli di conoscenza l'Eurocodice definisce:

- KL1: *Limited knowledge*
- KL2: *Normal knowledge*
- KL3: *Full knowledge*

I fattori che determinano il livello di conoscenza appropriato (ad esempio KL1, KL2 o KL3) sono:

- geometria: le proprietà geometriche degli elementi strutturali e di quelli non strutturali (ad esempio pannelli di riempimento in mattoni) che potrebbero influenzare la risposta strutturale;
- dettagli costruttivi: includono la quantità dei dettagli negli elementi in cemento armato; connessioni tra gli elementi in acciaio, collegamenti tra pareti verticali e solai, le caratteristiche dei rinforzi nelle murature, tipologia e qualità della muratura;
- materiali: proprietà meccaniche dei materiali costituenti gli elementi strutturali e non strutturali.

Il livello di conoscenza raggiunto, determina il metodo ammissibile di analisi, nonché i valori da adottare per i fattori di confidenza (CF). I fattori di confidenza così ottenuti andranno ad abbattere i parametri meccanici di resistenza dei materiali.

Le procedure per ottenere i dati richiesti sono riportati nella Figura 31 ripresa dal *paragrafo 3.3.1* dell'Eurocodice 8. Si riporta anche la seguente nota con riferimento ai valori assunti dai fattori di confidenza: “*The values described to the confidence factors to be used in a country may be found in its National Annex. The recommended values are  $CF_{KL1} = 1,35$ ,  $CF_{KL2} = 1,20$  and  $CF_{KL3} 1,00$ ”.*

**Table 3.1: Knowledge levels and corresponding methods of analysis (LF: Lateral Force procedure, MRS: Modal Response Spectrum analysis) and confidence factors (CF).**

Knowledge Level	Geometry	Details	Materials	Analysis	CF
KL1	From original outline construction drawings with sample <b>visual</b> survey <i>or</i> from <b>full</b> survey	Simulated design in accordance with relevant practice <i>and</i> from <b>limited in-situ</b> inspection	Default values in accordance with standards of the time of construction <i>and</i> from <b>limited in-situ</b> testing	LF- MRS	$CF_{KL1}$
KL2		From incomplete original detailed construction drawings with <b>limited in-situ</b> inspection <i>or</i> from <b>extended in-situ</b> inspection	From original design specifications with <b>limited in-situ</b> testing <i>or</i> from <b>extended in-situ</b> testing	All	$CF_{KL2}$
KL3		From original detailed construction drawings with <b>limited in-situ</b> inspection <i>or</i> from <b>comprehensive in-situ</b> inspection	From original test reports with <b>limited in-situ</b> testing <i>or</i> from <b>comprehensive in-situ</b> testing	All	$CF_{KL3}$

Figura 31 – Livelli di conoscenza e metodologia di analisi secondo Eurocodice 8

### 4.3 Descrizione dell'opera

La struttura in esame è un edificio pluripiano, ad uso residenziale, edificato nel 1999 a Tirana e costituita da un unico corpo strutturale, regolare in pianta, con dimensioni 10.4 x 13.8 m e regolare in altezza, con quota massima di 16.8 m.

La struttura presenta, in direzione longitudinale, tre campate, di cui quelle laterali con lunghezza pari a 5 m, mentre quella centrale ha lunghezza di 3.5 m. Nella direzione trasversale sono presenti due campate di uguale lunghezza, pari a 5 m. La struttura è composta da cinque piani con altezza di interpiano di 3.15 m dal secondo solaio fino alla copertura, piana, mentre per il primo piano, l'altezza d'interpiano è di 4.2 m.

Tutte le strutture portanti principali sono in calcestruzzo armato. I pilastri hanno tutti dimensione 30 x 40 cm e sono collegati tra loro, in direzione longitudinale, da travi in calcestruzzo armato a sezione rettangolare pari a 30 x 35 cm. Lungo la direzione trasversale, invece, sono collegati da travi a sezione rettangolare con dimensioni 30 x 60 cm. Si precisa che le dimensioni delle travi sono le stesse per tutti i piani.

Non avendo a disposizione tipologia e caratteristiche dei materiali costituenti solai, tramezzi e tamponature esterne, essi sono ipotizzati, dopo una dettagliata ricerca e altrettanti confronti con professionisti locali. In tal senso il solaio, ordito lungo la direzione longitudinale, è supposto in latero-cemento con altezza pari a 30 cm, conforme con la tipologia costruttiva molto diffusa alla fine degli anni '90 sul territorio albanese. I tamponamenti interni sono ipotizzati costituiti da mattoni pieni in argilla e malta, monostrato, di spessore 10 cm, mentre le tamponature esterne sono supposte con mattoni alveolari in argilla e malta, a doppio strato; anch'essi considerati coerentemente con le modalità costruttive tipiche dell'edilizia albanese dell'epoca.

Da quanto emerge dal progetto architettonico, nella campata centrale, lato sud, è presente un vano scala. Anche in questo caso, non avendo a disposizione nessun tipo di informazione strutturale, è supposta una scala in cemento armato con trave a ginocchio su cui poggiano i gradini, che collegano i pianerottoli di interpiano con i pianerottoli di solaio.

A causa delle altezze limitate tra i solai, è stato ipotizzato che le travi che sorreggono i pianerottoli di interpiano siano sfalsate rispetto all'orditura longitudinale delle stesse sui solai.

Per quanto riguarda le fondazioni, non avendo a disposizione le tavole progettuali e non avendo effettuato sopralluoghi in sito, non sono note dimensioni, caratteristiche dei materiali e tipologia. In tal senso è stata considerata la presenza di una fondazione costituita da plinti in cemento armato, in quanto era pratica comune, alla fine degli anni '90, nell'edilizia albanese, l'utilizzo di questa modalità costruttiva. Tuttavia questa ipotesi è valida solo ai fini della modellazione strutturale, poiché non sarà oggetto di studio la verifica delle fondazioni, e quindi l'indice di vulnerabilità sismica ottenuto, omette la possibilità di avere potenziali criticità legate a meccanismi critici che si possono sviluppare nel sistema fondazionale. Si riportano nel seguito la planimetria (Figura 32) e una vista laterale (Figura 33) del progetto architettonico reperito, con la numerazione degli elementi verticali e orizzontali, e le relative dimensioni.

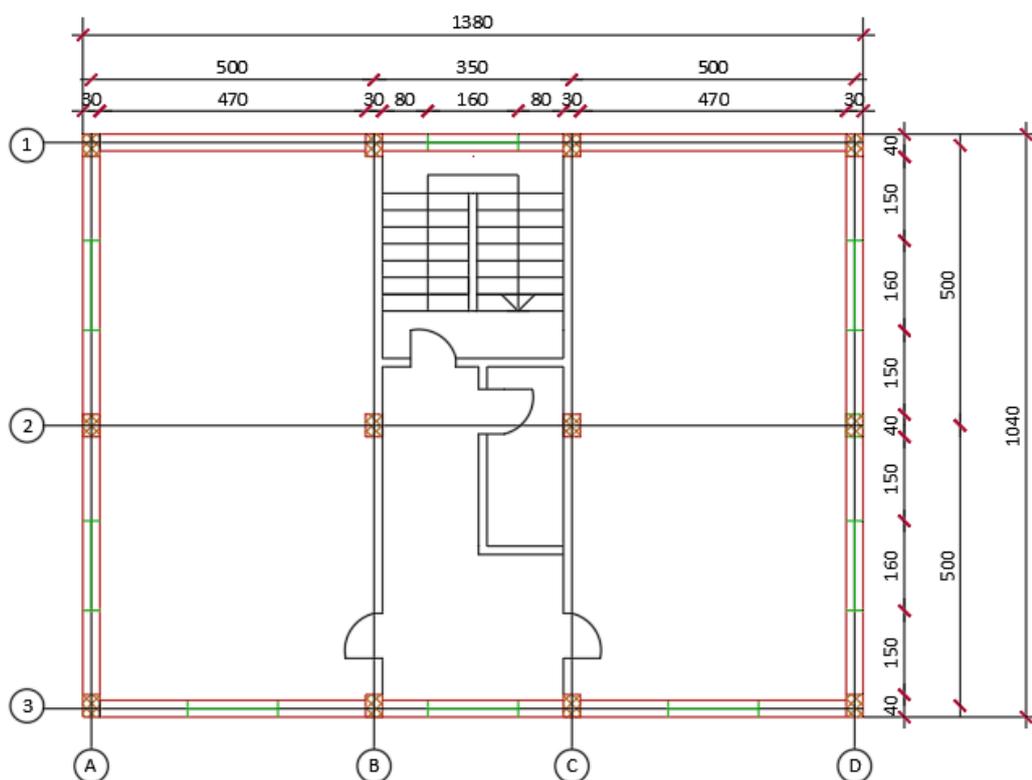


Figura 32 – Planimetria della struttura ad uso residenziale nella città di Tirana oggetto di studio

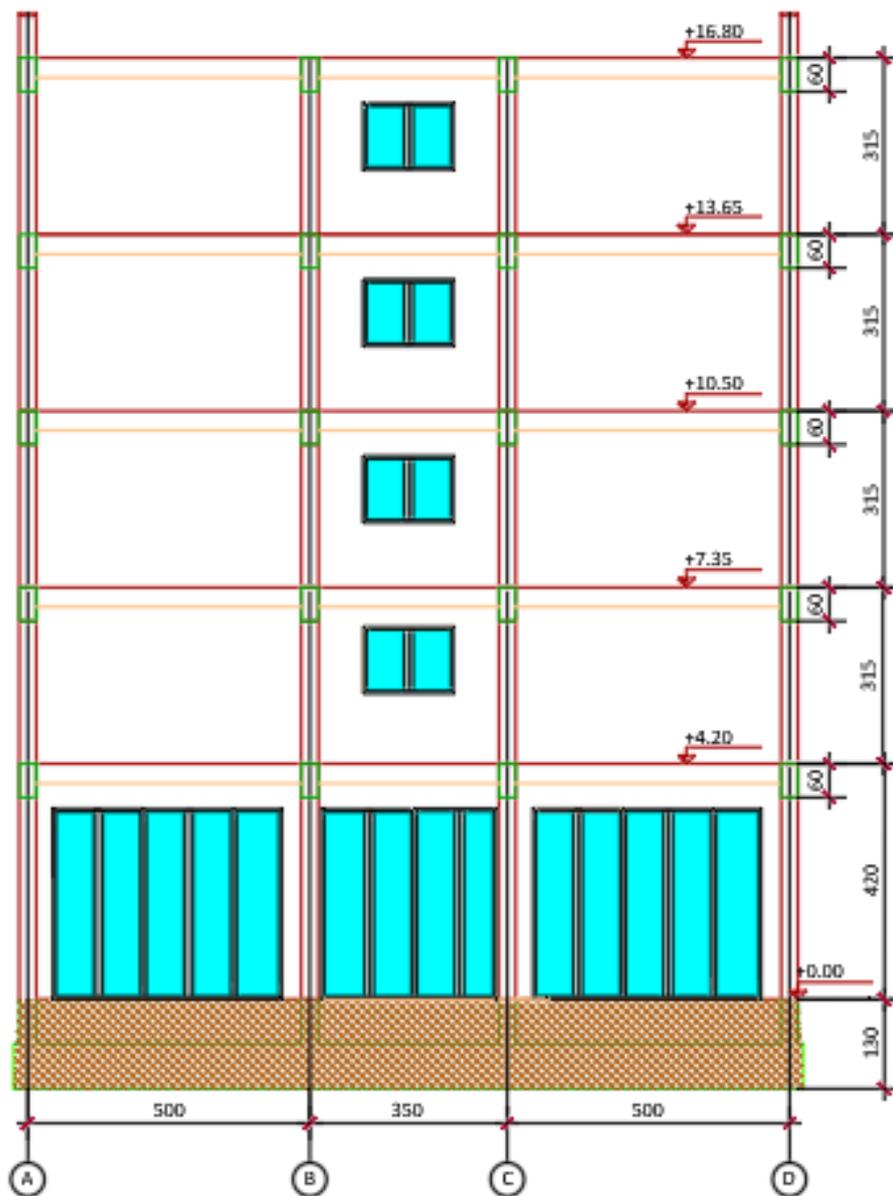


Figura 33 – Vista laterale della struttura ad uso residenziale nella città di Tirana oggetto di studio

## 4.4 Normativa di riferimento

I codici di progettazione, in Albania, vengono definiti con l'acronimo KTP (*“Kushte teknike të projektimit”*) seguiti dall'anno di pubblicazione e di entrata in vigore. Ogni KTP è divisa in diverse parti, ognuna delle quali fa riferimento ad uno specifico campo nell'ambito della progettazione. In particolare, per questo caso studio si sono prese in considerazione le seguenti normative: KTP-1978 e KTP-1989.

Per quanto riguarda la normativa KTP-1978 si è tenuto conto delle seguenti parti:

- **KTP-N.3-1978:** *“Kritere projektimi. Klasifikimi i veprave ekonomike e shoqërore”* (Criteri di progettazione. Classificazione delle opere economiche e sociali);
- **KTP-N.6-1978:** *“Kritere projektimi. Përcaktimi i ngarkesave në objektet shoqërore ekonomike”* (Criteri di progettazione. Determinazione dei carichi sulle strutture socio-economiche);
- **KTP-N.7-1978:** *“Kritere projektimi. Përcaktimi i ngarkesës së erës”* (Criteri di progettazione. Determinazione del carico del vento);
- **KTP-N.8-1978:** *“Kritere projektimi. Përcaktimi i ngarkesës së borës”* (Criteri di progettazione. Determinazione del carico di neve).

Con riferimento alla normativa KTP-1989 si è considerata la parte:

- **KTP-N.2-1989:** *“Kritere projektimi e ndërtimi në zona sizmike”* (Criteri di progettazione e costruzione nelle aree sismiche).

Con riferimento alla progettazione simulata si è tenuto conto di:

- **Eurocodice 8:** *Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings.*

## 4.5 Codice di calcolo

I più importanti e diffusi codici di calcolo FEM sono oggi distribuiti mediante software che implementano assieme ad essi anche strumenti CAD e strumenti di visualizzazione grafica dei risultati di calcolo. In generale i software sono scritti mediante diversi linguaggi di programmazione (C, C++, JavaScript, Python), più o meno complessi, che vengono recepiti dalla macchina (Computer) ed eseguiti. Affinché tali linguaggi siano eseguibili dalla macchina, c'è bisogno di un software “compilatore” che legge il linguaggio fornito dal programmatore, contenente tutte le istruzioni, convertendolo in un linguaggio interpretabile dalla macchina. A tal proposito si parla dunque di codice sorgente e di codice eseguibile che rappresentano le istruzioni base per il funzionamento del software. L'utilizzo di un software da parte di un utente è regolato dalla licenza d'uso, che rappresenta un contratto tra il detentore dei diritti d'autore del software e l'utilizzatore. Tale licenza permette all'utente di usufruire del codice di calcolo per scopi commerciali. Naturalmente l'autore del codice richiede un compenso affinché sia rilasciato il diritto di utilizzo sul suo software e questo può rappresentare un limite non indifferente per chi non dispone della capacità finanziaria utile per l'acquisto di una licenza d'uso; si evidenzia, infatti, come alcune licenze di software particolarmente complessi arrivino a costare svariate decine di migliaia d'euro. Tale tipologia di software è quindi distribuita mediante il solo codice eseguibile, essendo essi “software proprietario” non modificabili dall'utente utilizzatore.

### 4.5.1 *Cdm Dolmen*

Per il calcolo delle sollecitazioni si è fatto ricorso all'ausilio di un elaboratore elettronico utilizzando il seguente programma di calcolo e i suoi sotto moduli: DOLMEN WIN (R), versione 19.0, distribuito ed assistito dalla CDM DOLMEN srl, con sede in Torino, Via Drovetti 9/F sviluppato in ambiente Windows, e scritto utilizzando i linguaggi Fortran e C. Dolmen per Windows (DOLMENWIN) è una procedura ad elementi finiti sviluppata dalla CDM DOLMEN di Torino sulla base delle esperienze maturate in anni di sviluppo e di utilizzo di programmi di analisi strutturale.

Il codice di calcolo è stato realizzato facendo uso del linguaggio FORTRAN 77, per le parti di calcolo strutturale, e del C Language, per le parti di grafica, ed è disponibile non solo in ambiente MS-WINDOWS, ma anche sulle piattaforme basate su sistema operativo UNIX. DOLMEN WIN permette l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono la trave, con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse, ed il guscio, sia rettangolare che triangolare, avente comportamento di membrana e di piastra. I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. I vincoli sono forniti tramite le sei costanti di rigidità elastica.

Le caratteristiche salienti del programma possono essere riassunte come segue:

- analisi in campo elastico lineare di strutture costituite da aste prismatiche di sezione qualunque comunque orientate nello spazio e da elementi finiti piani quadrangolari e triangolari comunque disposti nello spazio;
- costruzione del modello strutturale realizzabile integralmente per mezzo di un CAD tridimensionale, con controllo immediato della geometria della struttura;
- generazione dei file dei risultati in forma binaria compatta con possibilità di generare file ASCII per le stampe solo per le sollecitazioni ed i casi di carico di interesse;
- verifica di resistenza e di stabilità di membrature in carpenteria metallica ai sensi delle Norme CNR 10011 basate sulla teoria delle tensioni ammissibili;
- possibilità di importazione - esportazione di files grafici verso i più diffusi programmi di CAD su piattaforma DOS e UNIX (AUTOCAD, ME10 e STAR Architettura);
- possibilità di esportazione di files dati e risultati verso qualunque word processor in grado di leggere file ASCII, per l'inserimento in relazioni di calcolo e presentazioni.

Il metodo degli elementi finiti può essere considerato una estensione al campo dei corpi elastici continui del metodo degli spostamenti, dove si realizza una approssimazione fisica della struttura mediante elementi (travi, aste ecc.), per i quali si possono definire in forma esatta le relazioni forze-spostamenti ai nodi. Per analogia, si sostituisce al corpo elastico continuo il modello ad elementi finiti e si riducono ai nodi le infinite connessioni presenti. L'elemento atto a riprodurre il comportamento fisico di una parte molto piccola del modello viene visualizzato come una sotto-regione in cui definire a priori, in modo possibilmente semplice, l'andamento delle funzioni incognite rappresentate dalle componenti dello spostamento. Le relazioni analitiche fra caratteristiche di deformazione, spostamenti, sollecitazioni e tensioni nei materiali sono regolate dalla teoria classica della Scienza delle Costruzioni.

Una volta acquisiti i dati il modulo effettua una serie di controlli formali sulla correttezza dell'input, calcola le rigidità dei singoli elementi, assembla la matrice di rigidità globale della struttura, costruisce il vettore dei carichi, risolve il sistema di equazioni lineari rappresentativo del problema e calcola le sollecitazioni nei singoli elementi.

Il calcolo della struttura viene condotto per una serie di condizioni elementari che poi l'utente può combinare a piacere in quelli che vengono chiamati Casi di Carico. I casi di carico possono essere definiti per somma (semplice, doppia o quadratica) o inviluppo di condizioni elementari affette da un coefficiente moltiplicativo; inoltre un caso di carico può comprendere anche altri casi di carico definiti in precedenza. I dati relativi ai casi di carico vengono memorizzati nel file "COMBINAZ", che viene letto ed interpretato al momento della generazione dei casi di carico.

Una volta conclusa l'analisi statica, per ogni condizione di carico definita, il programma genera gli archivi dei risultati (in formato binario) relativi a:

1. spostamenti nodali;
2. reazioni vincolari;
3. sollecitazioni nelle aste;
4. sollecitazioni nei gusci triangolari;
5. sollecitazioni nei gusci rettangolari.

La generazione dei casi di carico avviene semplicemente seguendo le indicazioni contenute nel file “COMBINAZ” generato all'interno del menu archivi elementari. Vengono generati i “files” contenenti le varie combinazioni di carico desiderate.

Qualora sia stata richiesta la somma con doppio segno di alcune condizioni di carico, oppure l'involuppo rispetto ad una delle caratteristiche di sollecitazione, gli spostamenti, le reazioni vincolari e le sollecitazioni nelle aste o nei gusci verranno presentate sotto forma di coppie di valori, una per la somma con segno + (massimo) ed una per la somma con segno - (minimo). A supporto del programma è fornito un ampio manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

#### 4.5.2 *Grado di affidabilità del codice*

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto. La presenza di un modulo CAD per l'introduzione di dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi introdotti. È possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura. Al termine dell'elaborazione viene inoltre valutata la qualità della soluzione, in base all'uguaglianza del lavoro esterno e dell'energia di deformazione.

Il modello di calcolo adottato è da ritenersi appropriato in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati, la simmetria di carichi e struttura dà origine a sollecitazioni simmetriche.

L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo nonché il confronto con calcolazioni di massima eseguite manualmente porta a confermare la validità dei risultati. Le verifiche sono effettuate a valle di una modellazione agli elementi finiti (FEM) di caratteristiche geometriche/statiche pari a quelle reali.

## 4.6 Caratteristiche dei materiali

Le caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali utilizzati nelle costruzioni, in Albania, fanno riferimento alla normativa KTP-1978. In tal senso, in Tabella 17 vengono riportati le classi di calcestruzzo indicate con la lettera “B” (*beton* = calcestruzzo) e il valore della resistenza a compressione cubica caratteristica del materiale. Per ogni classe di calcestruzzo, sono assegnati il valore di resistenza a compressione di progetto “ $R_b$ ” e il valore di resistenza a trazione di progetto “ $R_{bt}$ ”.

Tabella 17 – Classe calcestruzzo e resistenze

Classe del calcestruzzo e valori di resistenza											
Classe calcestruzzo	B 7.5	B 10	B 12.5	B 15	B 20	B 25	B 30	B 35	B 40	B 50	B 60
$R_b$ [MPa]	3.9	5.4	6.8	7.9	10.7	13.2	15.7	18.2	20.7	22.9	25.7
$R_{bt}$ [MPa]	0.48	0.57	0.66	0.75	0.9	1.05	1.2	1.3	1.4	1.45	1.55

Per quanto riguarda la tipologia di acciaio usato nel cemento armato, la normativa riporta le classi di utilizzo con i relativi coefficienti parziali di sicurezza.

In Tabella 18, ogni acciaio viene definito dalla lettera “ $\zeta$ ” (*çelikut* = acciaio) e il valore della tensione di snervamento caratteristica. È necessario precisare che la normativa albanese considera la resistenza delle staffe differente rispetto alla resistenza dei correnti. In particolare la resistenza delle staffe  $R_{sw}=0.8 R_s$ , dove  $R_s$  è la resistenza di snervamento di progetto dell'acciaio ordinario.

Tabella 18 – Classe acciaio e coefficiente di sicurezza

Classe acciaio	Coefficiente di sicurezza
$\zeta - 25s$	$\gamma_s = 1.18$
$\zeta - 27s$	$\gamma_s = 1.16$
$\zeta - 31s$	$\gamma_s = 1.16$
$\zeta - 31s$	$\gamma_s = 1.16$
$\zeta - 50s$	$\gamma_s = 1.16$

#### 4.6.1 *Caratteristiche dei materiali – Valori nominali*

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti gli elementi strutturali dell'edificio oggetto di studio, si adotteranno i parametri desunti con riferimento all'anno di costruzione della struttura in linea con i principi della progettazione simulata. I valori delle resistenze vengono dedotti dalla Tabella 17 per il calcestruzzo e dalla Tabella 18 per l'acciaio.

##### **CALCESTRUZZO PILASTRI**

La classe di calcestruzzo adottata è **B25**:

- $R = 25 \text{ MPa}$  Resistenza cubica caratteristica del materiale
- $R_b = 13.2 \text{ MPa}$  Resistenza cilindrica di progetto del materiale
- $R_{bt} = 1.05 \text{ MPa}$  Resistenza a trazione di progetto del materiale

##### **CALCESTRUZZO TRAVI**

La classe di calcestruzzo adottata è **B25**:

- $R = 25 \text{ MPa}$  Resistenza cubica caratteristica del materiale
- $R_b = 13.2 \text{ MPa}$  Resistenza cilindrica di progetto del materiale
- $R_{bt} = 1.05 \text{ MPa}$  Resistenza a trazione di progetto del materiale

##### **ACCIAIO DA C.A.**

La classe di acciaio da cemento armato adottata è  **$\zeta - 50s$** :

- $R = 500 \text{ MPa}$  Tensione caratteristica di snervamento
- $\gamma_s = 1.16$  Coefficiente parziale di sicurezza del materiale
- $R_s = 431.03 \text{ MPa}$  Tensione di progetto di snervamento
- $R_{sw} = 344.82 \text{ MPa}$  Tensione di progetto di snervamento per le staffe
- $E_s = 210\,000 \text{ MPa}$  Modulo elastico

#### 4.6.2 Caratteristiche dei materiali – Valori di calcolo

Poiché la struttura oggetto di studio è esistente e soggetta negli anni a degrado dei materiali costituenti gli elementi strutturali, è stato necessario definire un livello di conoscenza della struttura, in accordo con quanto definito nel *paragrafo 3.3.1* dell'Eurocodice 8 e affrontato nel paragrafo 4.2 del presente capitolo. Ai fini delle analisi di valutazione della sicurezza sismica del presente caso studio e in virtù di una limitata conoscenza del fabbricato, si è definito un KL1 (*Limited Knowledge*) a cui la normativa associa un “*Confident factor*” pari a 1.35.

##### **CALCESTRUZZO PILASTRI**

La classe di calcestruzzo adottata è **B25**:

- $CF_{KL1} = 1.35$                       Confident Factor
- $R = 25 \text{ MPa}$                       Resistenza cubica caratteristica del materiale
- $R_b = 9.77 \text{ MPa}$                       Resistenza cilindrica di progetto del materiale (con  $CF_{KL1}$ )
- $R_{bt} = 0.77 \text{ MPa}$                       Resistenza a trazione di progetto del materiale (con  $CF_{KL1}$ )

##### **CALCESTRUZZO TRAVI**

La classe di calcestruzzo adottata è **B25**:

- $CF_{KL1} = 1.35$                       Confident Factor
- $R = 25 \text{ MPa}$                       Resistenza cubica caratteristica del materiale
- $R_b = 9.77 \text{ MPa}$                       Resistenza cilindrica di progetto del materiale (con  $CF_{KL1}$ )
- $R_{bt} = 0.77 \text{ MPa}$                       Resistenza a trazione di progetto del materiale (con  $CF_{KL1}$ )

##### **ACCIAIO DA C.A.**

La classe di acciaio da cemento armato adottata è **ϕ – 50s**:

- $CF_{KL1} = 1.35$                       Confident Factor
- $R = 500 \text{ MPa}$                       Tensione caratteristica di snervamento
- $\gamma_s = 1.16$                       Coefficiente parziale di sicurezza del materiale

- $R_s = 319.28 \text{ MPa}$       Tensione di progetto di snervamento (con  $CF_{KL1}$ )
- $R_{sw} = 255.42 \text{ MPa}$       Tensione di progetto di snervamento staffe (con  $CF_{KL1}$ )
- $E_s = 210\,000 \text{ MPa}$       Modulo elastico

## 4.7 Analisi dei carichi

La normativa albanese KTP-1978 considera due tipologie di carico: i carichi di normativa e i carichi di calcolo. I primi, fanno riferimento al peso proprio degli elementi strutturali, dei permanenti portati e dei variabili definiti dai valori presenti nella *tabella 2* del capitolo 4 KTP-6-1978. I carichi di calcolo, invece, rappresentano i carichi di normativa moltiplicati per i coefficienti di sicurezza o coefficiente di sovraccarico, definiti nella *tabella 2* del capitolo 4 KTP-6-1978. I coefficienti sono riportati nella seguente Tabella 19.

Tabella 19 – Coefficienti di sovraccarico

<b>Tipo di carico</b>	<b>Coefficiente di sovraccarico</b>
Carico permanente strutturale	$\gamma_f = 1.1$
Carico permanente non strutturale	$\gamma_f = 1.2$
Carico variabile accidentale interpiano	$\gamma_f = 1.4$
Carico variabile accidentale copertura	$\gamma_f = 1.4$
Carico variabile accidentale scala	$\gamma_f = 1.3$
Carico tramezzi interni	$\gamma_f = 1.15$
Carico tamponatura esterna	$\gamma_f = 1.15$

#### 4.7.1 Carichi di Normativa

➤ **Pesi Propri elementi strutturali – gn<sub>1</sub>**

- Elementi in c.a. modellati 25.00 kN/m<sup>3</sup>
- Solaio in latero-cemento (H=30 cm) 3.60 kN/m<sup>2</sup>

➤ **Pesi permanenti non strutturali – gn<sub>2</sub>**

- Sovraccarico permanente piano tipo (pavimento - massetto - intonaco) 1.47 kN/m<sup>2</sup>
- Tramezzi interni 2.00 kN/m<sup>2</sup>
- Sovraccarico permanente piano copertura (pavimento - massetto intonaco intradosso - impermeabilizzante) 1.50 kN/m<sup>2</sup>
- Tamponamenti esterni (\*) 2.67 kN/m<sup>2</sup>
- Sovraccarico permanente rampa scala (grado in marmo – intonaco) 1.49 kN/m<sup>2</sup>
- Sovraccarico permanente pianerottolo scala (pavimento – massetto - intonaco) 0.94 kN/m<sup>2</sup>

➤ **Carichi variabili – pn**

- Sovraccarico accidentale (categoria ad uso residenziale) 1.50 kN/m<sup>2</sup>
- Sovraccarico accidentale copertura (accessibile per sola manutenzione)\*\*) 0.75 kN/m<sup>2</sup>
- Sovraccarico accidentale scala (categoria ad uso residenziale) 3.00 kN/m<sup>2</sup>

(\*) Il presente carico viene ripartito, in fase sismica, per il 50% alle travi perimetrali del piano inferiore e per il 50% alle travi perimetrali del piano superiore, poiché concorrono alla determinazione delle inerzie. Mentre viene applicato alle travi perimetrali di competenza quando viene considerato come carico gravitazionale. Inoltre il carico indicato è ridotto del 25% a causa della presenza di porte e finestre.

(\*\*) Il presente carico include anche il carico neve secondo quanto specificato nella normativa KTP-N.8-1978.

## 4.7.2 Carichi di calcolo

Si riportano, in accordo con il *paragrafo 4.1* del KTP-N.6-1978, i valori di calcolo utilizzati nell'analisi dei carichi della struttura oggetto di studio. Con riferimento ai coefficienti presenti nella Tabella 19, si determinano:

- $g_1$  = valore di calcolo delle azioni permanenti del peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- $g_2$  = valore di calcolo delle azioni permanenti del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- $p_n$  = valore di calcolo dell'azione variabile di lunga durata e breve durata.

### ➤ **Pesi Propri elementi strutturali – $g_1$**

- Elementi in c.a. modellati 27.50 kN/m<sup>3</sup>
- Solaio in latero-cemento (H=30 cm) 3.96 kN/m<sup>2</sup>

### ➤ **Pesi permanenti non strutturali – $g_2$**

- Sovraccarico permanente piano tipo (pavimento - massetto - intonaco) 1.76 kN/m<sup>2</sup>
- Tramezzi interni 2.30 kN/m<sup>2</sup>
- Sovraccarico permanente piano copertura (pavimento - massetto intonaco intradosso impermeabilizzante) 1.80 kN/m<sup>2</sup>
- Tamponamenti esterni 2.30 kN/m<sup>2</sup>
- Sovraccarico permanente rampa scala (grado in marmo – intonaco) 1.79 kN/m<sup>2</sup>
- Sovraccarico permanente pianerottolo scala (pavimento – massetto - intonaco) 1.10 kN/m<sup>2</sup>

### ➤ **Carichi variabili di lunga durata – $p_n$**

- Sovraccarico accidentale (categoria ad uso residenziale) 2.10 kN/m<sup>2</sup>
- Sovraccarico accidentale copertura (accessibile per sola manutenzione) 1.05 kN/m<sup>2</sup>
- Sovraccarico accidentale scala (categoria ad uso residenziale) 3.90 kN/m<sup>2</sup>

Le azioni sono state modellate tramite opportuni carichi concentrati e distribuiti su nodi, aste e solai.

## 4.8 Valutazione dell'azione sismica

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al *paragrafo 2.6* della normativa KTP-N.2-1989

In particolare, il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per cui è stata calcolata l'azione sismica è il seguente:

- definizione della località in cui sorge la struttura oggetto di studio;
- definizione della categoria di suolo e dell'intensità sismica rispetto alla mappa di zonazione sismica<sup>22</sup>;
- definizione della destinazione d'uso della struttura oggetto di studio;
- individuazione del coefficiente sismico  $K_e$  in relazione a categoria di suolo e intensità sismica (*Tabella 2, paragrafo 2.1.1 di KTP-N.2-1989*);
- individuazione del fattore di importanza strutturale  $K_r$  in relazione alla destinazione d'uso (*Tabella 4-a, paragrafo 2.6.4 di KTP-N.2-1989*);
- individuazione del coefficiente strutturale  $\psi$  in relazione alla tipologia strutturale e ai materiali costituenti (*Tabella 5, paragrafo 2.6.4 di KTP-N.2-1989*);
- individuazione del coefficiente dinamico  $\beta$  dipendente dalla categoria di suolo su cui la struttura oggetto di studio è stata costruita, e dal periodo fondamentale di vibrazione  $T_1$  (*Figura 4, paragrafo 2.6.4 di KTP-N.2-1989*).

---

<sup>22</sup> pubblicata nel 1980 dal Centro sismologico dell'Accademia delle Scienze dell'Albania, è ancora oggi in vigore, e su di essa si fonda l'attuale codice antisismico albanese: KTP-N.2-89.

Si riportano in Tabella 20 i dati necessari per la definizione dello spettro di progetto dell'edificio oggetto di studio.

Tabella 20 – Coefficienti di input per definire lo spettro di progetto

<b>Località</b>	Tirana
<b>Categoria di suolo</b>	II
<b>Intensità sismica</b>	VII
<b>Destinazione d'uso</b>	Edificio residenziale
<b>Coefficiente sismico (<math>K_c</math>)</b>	0.11
<b>Fattore importanza struttura (<math>K_r</math>)</b>	1
<b>Coefficiente reazione struttura (<math>\Psi</math>)</b>	0.25
<b>Accelerazione di gravità (<math>g</math>)</b>	9.8 (m/s <sup>2</sup> )
<b><math>\beta</math>: coefficiente dinamico</b>	dipende da T

Utilizzando i valori della Tabella 21 e utilizzando la formula di normativa (*paragrafo 2.6.1 di KTP-N.2-1989*), si costruisce lo spettro di progetto al variare del valore di  $\beta$  per assegnati periodi di vibrazione.

$$S_a = K_E K_r \psi \beta g$$

Tabella 21 – Coefficiente dinamico  $\beta$

Soil category	$T_c$ (sec)	$T_D$ (sec)	$\beta(0 \leq T \leq T_c)$	$\beta(T_c \leq T \leq T_D)$	$\beta(T_D \leq T)$
I	0.30	1.08	2.3	0.7/T	0.65
II	0.40	1.23	2.0	0.8/T	0.65
III	0.65	1.69	1.7	1.1/T	0.65

Per completezza, si riportano i valori di costruzione dello spettro di progetto orizzontale (Tabella 22) e verticale (Tabella 23). Si precisa che la normativa KTP-N.2-1989 definisce la componente verticale del sisma pari ai 2/3 della componente orizzontale.

Tabella 22 – Spettro di progetto orizzontale

<b>T (s)</b>	<b><math>\beta</math></b>	<b>Sa (g)</b>
0	2	0.055
0.1	2	0.055
0.2	2	0.055
0.2	2	0.055
0.4	2	0.055
0.5	1.6	0.044
0.6	1.333333	0.036667
0.7	1.142857	0.031429
0.8	1	0.0275
0.9	0.888889	0.024444
1	0.8	0.022
1.1	0.727273	0.02
1.2	0.65	0.017875
1.3	0.65	0.017875
1.4	0.65	0.017875
1.5	0.65	0.017875
1.6	0.65	0.017875
1.7	0.65	0.017875
1.8	0.65	0.017875
1.9	0.65	0.017875
2	0.65	0.017875

Tabella 23 – Spettro di progetto verticale

<b>T (s)</b>	<b><math>\beta</math></b>	<b>Sa (g)</b>
0	2	0.036667
0.1	2	0.036667
0.2	2	0.036667
0.2	2	0.036667
0.4	2	0.036667
0.5	1.6	0.029333
0.6	1.333333	0.024444
0.7	1.142857	0.020952
0.8	1	0.018333
0.9	0.888889	0.016296
1	0.8	0.014667
1.1	0.727273	0.013333
1.2	0.65	0.011917
1.3	0.65	0.011917
1.4	0.65	0.011917
1.5	0.65	0.011917
1.6	0.65	0.011917
1.7	0.65	0.011917
1.8	0.65	0.011917
1.9	0.65	0.011917
2	0.65	0.011917

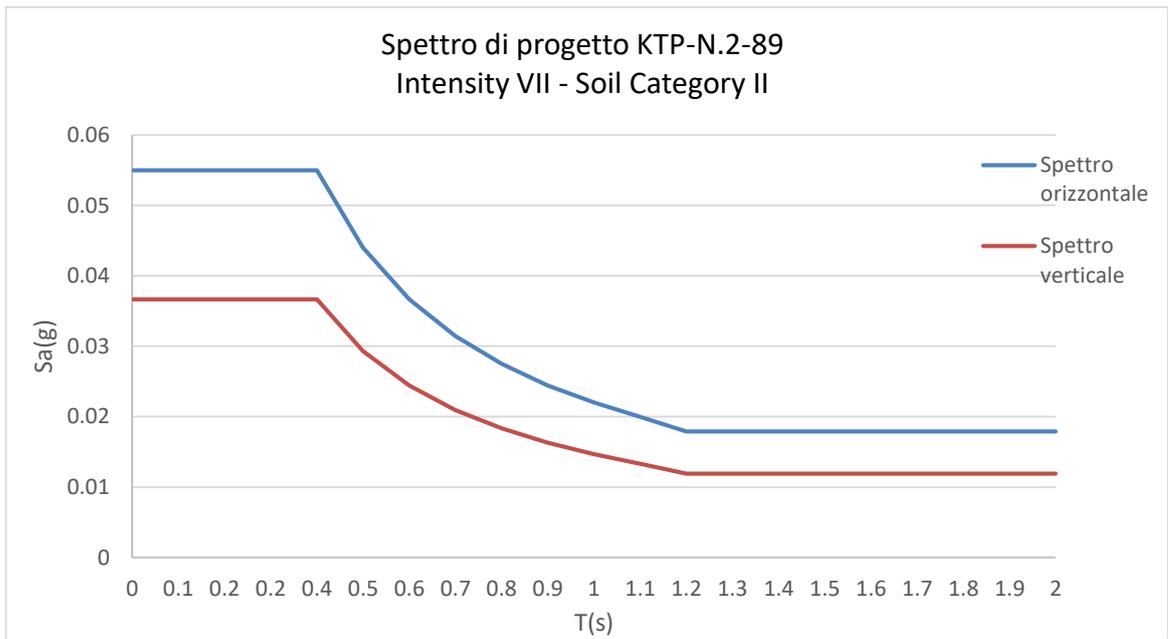


Figura 34 – Spettro di progetto per la struttura oggetto di studio

Definito lo spettro di risposta, l'azione sismica esercitata al piano “k” con modo di vibrare “i”, viene calcolata con la formula presente al *paragrafo 2.6.3* di KTP-N.2-1989, ed è pari a:

$$E_{ki} = K_E K_r \psi \beta_i \eta_{ki} Q_k$$

In cui

- i coefficienti  $K_e$ ,  $K_r$ ,  $\beta_i$  sono quelli definiti precedentemente;
- $\eta_{ki}$ : coefficiente di distribuzione delle forze sismiche;
- $Q_k$ : peso della parte della struttura del piano "k" ed è determinato in funzione dei carichi permanenti e variabili.

In tal caso la normativa definisce, al *paragrafo 2.6.3*, che la determinazione delle masse sismiche avviene con la seguente combinazione:

$$0.9 (g_1 + g_2) + 0.8 p_1 + 0.4 p_2$$

dove:

- $g_1$  = valore di calcolo delle azioni permanenti del peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- $g_2$  = valore di calcolo delle azioni permanenti del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- $p_1$  = valore di calcolo dell'azione variabile di lunga durata;
- $p_2$  = valore di calcolo dell'azione variabile di breve durata.

#### 4.8.1 *Metodi di analisi*

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito con analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare. Come descritto nel *paragrafo 2.4* (*“Metodat e llogaritjeve”*) di KTP-N.2-1989 l'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi, la normativa (*paragrafo 2.7*, KTP-N.2-1989) impone l'utilizzo del metodo della Radice Quadrata della Somma

dei Quadrati (*Square Root of the Sum of the Squares*) (SRSS)<sup>23</sup> in cui per risposta massima viene intesa la norma euclidea delle risposte corrispondente ai singoli modi. Si riporta la formula utilizzata dal metodo:

$$E_E = \sqrt{\sum_i E_{Ei}^2}$$

dove:

- $E_E$  è l'effetto dell'azione sismica in considerazione;
- $E_{Ei}$  è il valore dell'effetto dell'azione sismica dovuto all'i-esimo modo di vibrare. Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali e orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico.

Il numero di modi di vibrazione considerato ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare percentuali delle masse della struttura non inferiori all'85% della massa totale.

#### 4.8.2 *Combinazione delle componenti dell'azione sismica*

Come definito nel *paragrafo 2.2.3 del capitolo 2* di KTP-N.2-1989 il sisma viene convenzionalmente considerato come agente separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate; per tenere conto che nella realtà il moto del terreno durante l'evento sismico ha direzione casuale e in accordo con le prescrizioni normative, per ottenere l'effetto complessivo del sisma, a partire dagli effetti delle direzioni calcolati separatamente, si è provveduto a sommare i massimi ottenuti in una direzione con il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione. L'azione sismica verticale, per la struttura oggetto di studio, non è considerata, in accordo con i punti del *paragrafo 2.2.4* di KTP-N.2-1989.

---

<sup>23</sup> pubblicato nel 1953 come regola di Goodman-Rosenblueth-Newmark

### 4.8.3 *Eccentricità accidentali*

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva, sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica. Al fine di considerare gli effetti delle eccentricità accidentali del centro delle masse (non regolarità delle masse di inerzia in fase sismica) vengono inoltre considerati i momenti torcenti aggiuntivi, combinati linearmente con le condizioni che descrivono gli autovettori generati in analisi dinamica.

## 4.9 Combinazioni di carico

In accordo con quanto detto nel paragrafo 4.7.1 del presente capitolo, le combinazioni di carico sia in fase statica che in fase sismica vengono fatte con i valori di calcolo dei carichi. In tal senso viene riportata la combinazione adottata in fase sismica, con i relativi coefficienti di sicurezza parziali sui carichi, indicando con  $E_d$  l'azione di calcolo da utilizzare nelle verifiche:

$$E_d = \gamma_E E_e + \gamma_g (g_1 + g_2) + \gamma_{p1} p_1 + \gamma_{p2} p_2$$

I coefficienti definiti *nel paragrafo 2.3.2* di KTP-N.2-1989, vengono riportati nella seguente Tabella 24.

Tabella 24 – Coefficienti di combinazione

<b>Tipologia di carico</b>	<b>Coefficienti</b>
Carico sismico	$\gamma_E = 1$
Carichi permanenti	$\gamma_g = 0.9$
Carichi variabili a lunga durata	$\gamma_{p1} = 0.8$
Carichi variabili di breve durata	$\gamma_{p2} = 0.4$

## 4.10 Modellazione FEM

La struttura è modellata con il metodo agli elementi finiti, applicato a sistemi tridimensionali. Gli elementi utilizzati sono monodimensionali (tipo *beam* con eventuali svincoli interni) per la modellazione di travi e pilastri, mentre per la modellazione dei pianerottoli e della rampa della scala interna, sono stati utilizzati elementi bidimensionali (tipo *shell*). I vincoli sono considerati puntuali ed inseriti tramite le sei costanti di rigidezza elastica. A causa della non regolarità in pianta dei solai di interpiano, dovuta alla presenza del vano scala, per simulare al meglio il comportamento rigido di essi in fase sismica e avere una corretta ripartizione dei carichi sugli elementi strutturali a sostegno dei solai, è stato necessario dimensionare delle bielle che consentono di ottenere la stessa rigidezza del solaio.

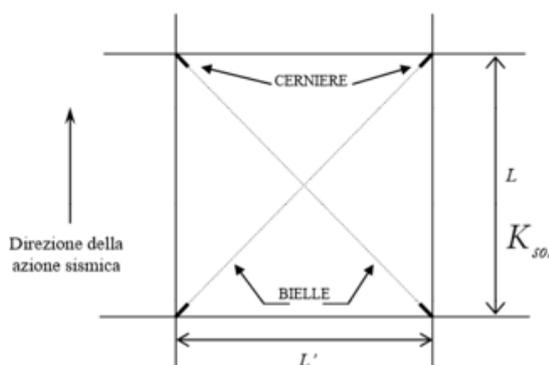


Figura 35 – Solaio schematizzato con bielle equivalenti

In tal modo utilizzando lo schema proposto nella Figura 35 è calcolata la dimensione della biella equivalente, attraverso la seguente eguaglianza:

$$K_{sol} = \frac{1}{\frac{L'^3}{12 E_c I} + \frac{L'}{A_s G_c}} = K_b = \frac{E_b A_b}{L_b}$$

dove:

- $L'$ : dimensione del solaio in direzione ortogonale al sisma;
- $I$ : momento d'inerzia della sezione;
- $A_s$ : area di taglio;

- $E_c$ : modulo elastico del calcestruzzo;
- $G_c$ : modulo elastico tangenziale del calcestruzzo;
- $A_b$ : area della sezione della biella;
- $E_b$ : modulo elastico del materiale costituente la biella;
- $L_b$ : lunghezza della biella.

Quindi, nello specifico, per il caso di studio in esame, la rigidezza del solaio in latero-cemento è schematizza con due belle a sezione circolare, ipotizzate in acciaio, con diametro pari a 9.24 cm per il campo di solaio di 5x5 m; mentre per il campo di solaio di 3.5x5 m sono dimensionate due bielle circolari, in acciaio, con diametro di 7.78 cm.

Le condizioni elementari di carico vengono cumulate secondo combinazioni di carico tali da risultare le più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, determinando quindi le azioni di calcolo da utilizzare per il progetto. I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo agli Stati Limite secondo le indicazioni ATR (*Albanian Technical Rules*). I carichi agenti in copertura, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature che modellano le travi principali. I carichi dovuti ai tamponamenti, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste che schematizzano le travi di bordo. Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa). Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico descritte in precedenza; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

#### 4.10.1 *Viste principali del modello FEM*

Il modello agli elementi finiti è stato creato con il codice di calcolo Cdm Dolmen. Nella Figura 36, si riporta la carpenteria della struttura dove nello specifico le travi in verde rappresentano le travi principali di dimensione 30x60 cm su cui si appoggiano i solai di ogni piano. In blu sono rappresentate le travi secondarie di 30x35 cm mentre in rosso vengono rappresentati i pilastri di dimensioni 30x40 cm.

Come si può osservare dalla Figura 40, rappresentativa della vista in sezione del piano  $[x,z]$ , al fine di riprodurre in maniera più realistica possibile la struttura portante della scala in assenza di documentazione progettuale, considerando anche le altezze limitate di interpiano pari a 3.15 m, si è ipotizzato la presenza delle sole travi di sbarco dei pianerottoli intermedi, mentre di fatto, l'assenza della trave sul piano del solaio, spezza la continuità del sistema a telaio.

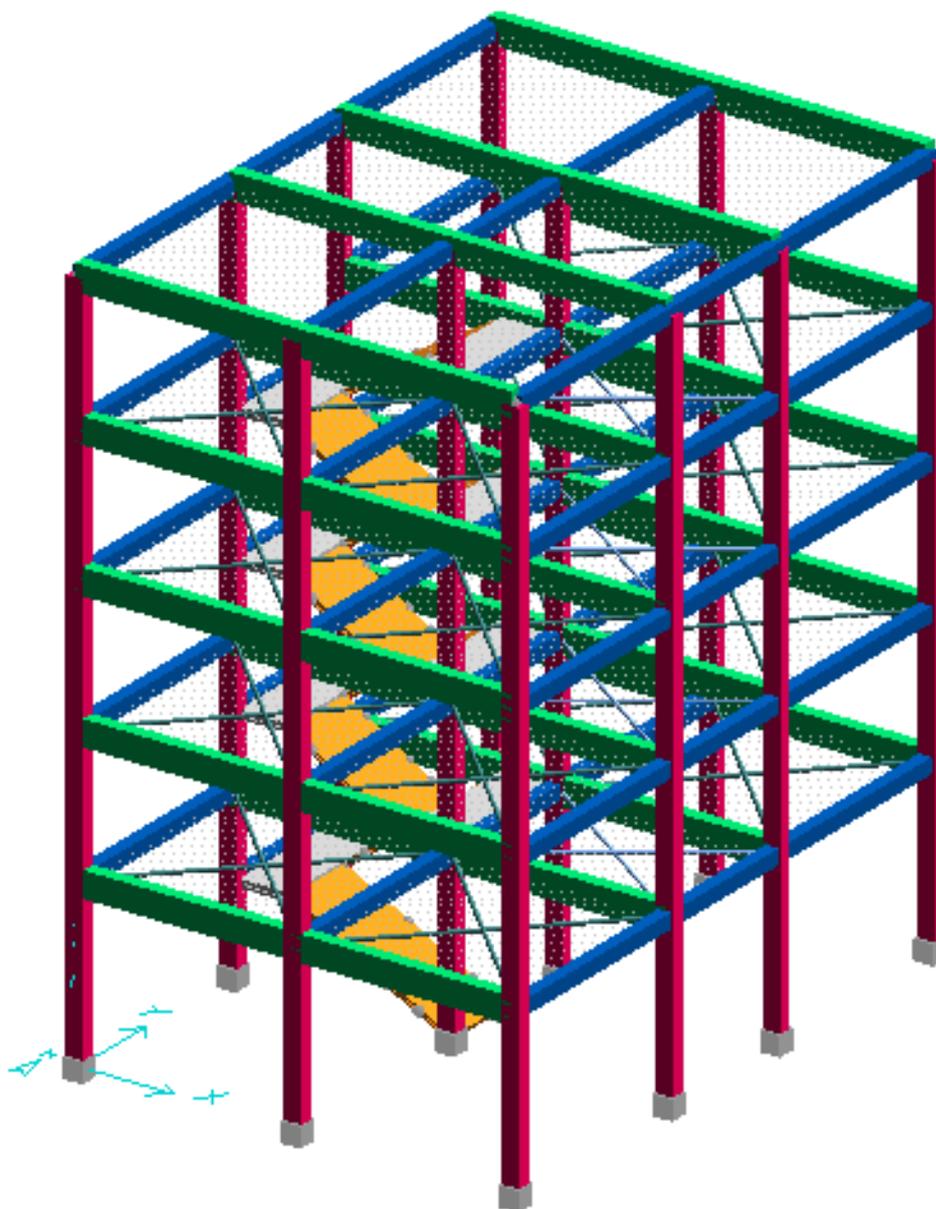


Figura 36 – Vista assonometrica – carpenterie

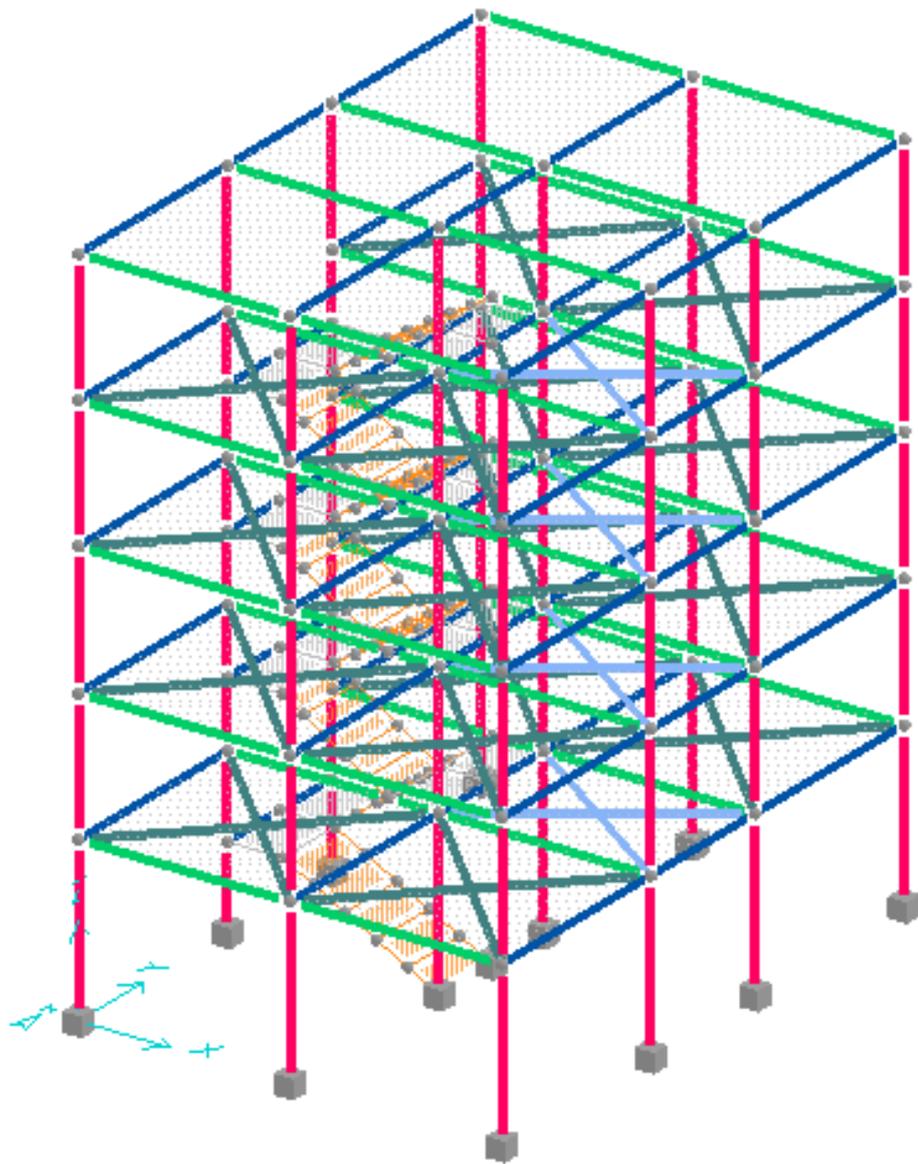


Figura 37 – Vista assometrica linee d'asse

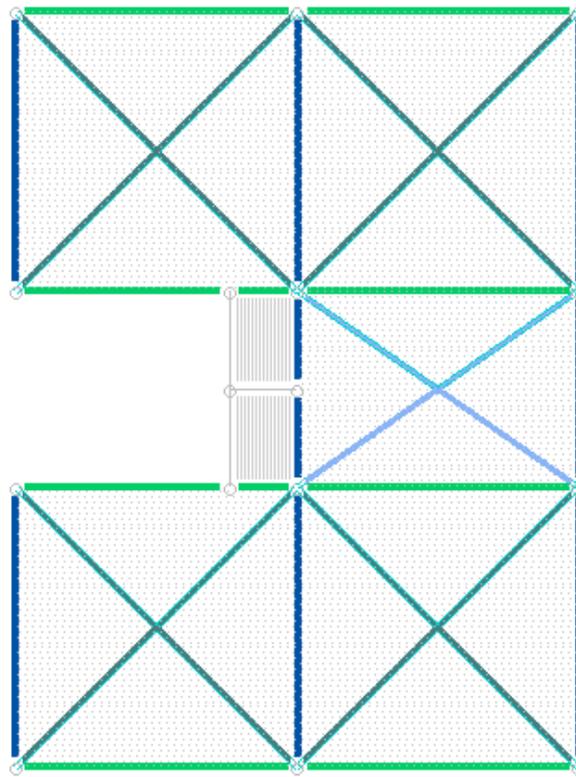


Figura 38 – Vista in sezione [x,y] piano tipo

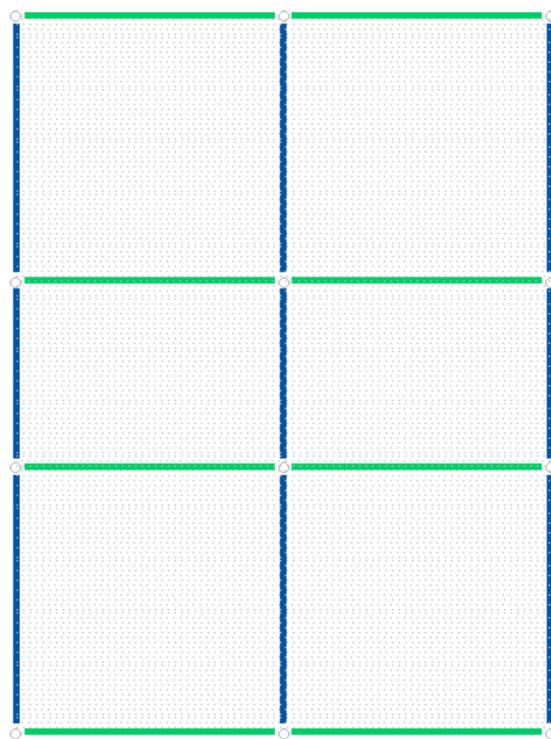


Figura 39 – Vista in sezione [x,y] piano copertura

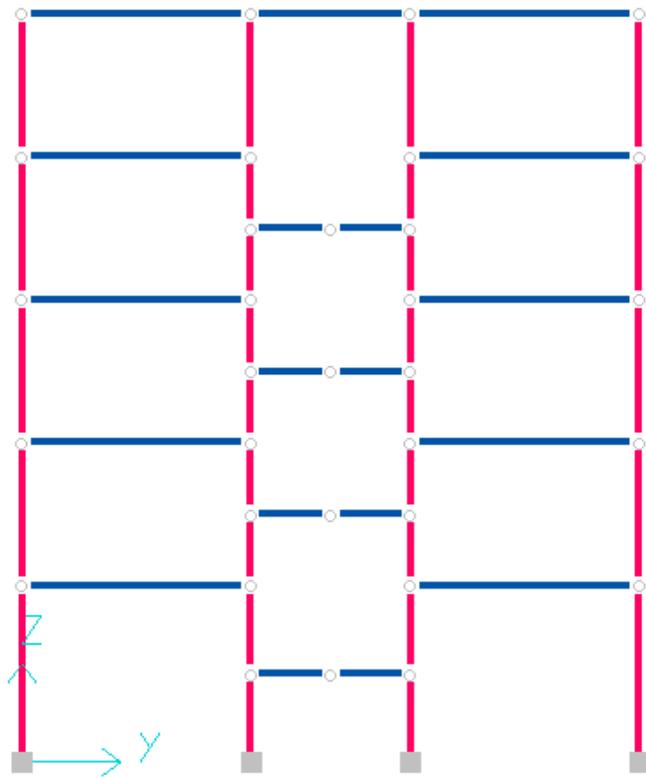


Figura 40 – Vista in sezione piano  $[y,z]$   $x=0$  m

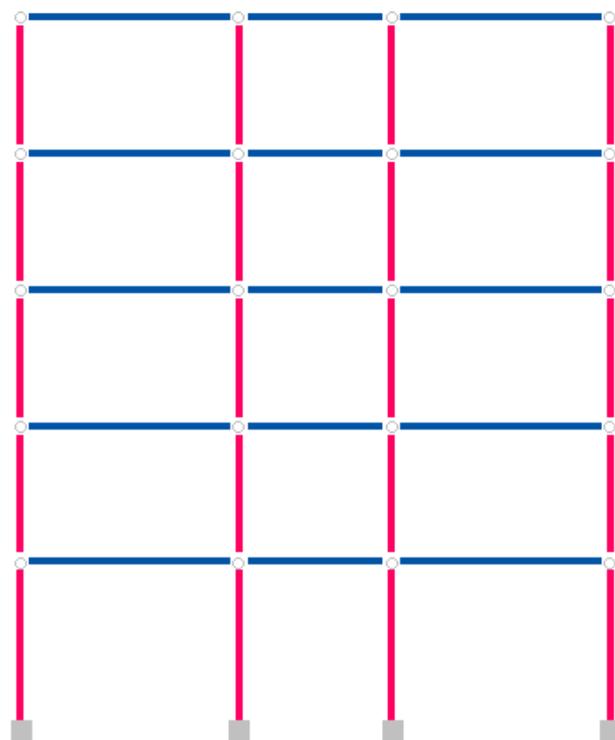


Figura 41 – Vista in sezione piano  $[y,z]$   $x=10$  m

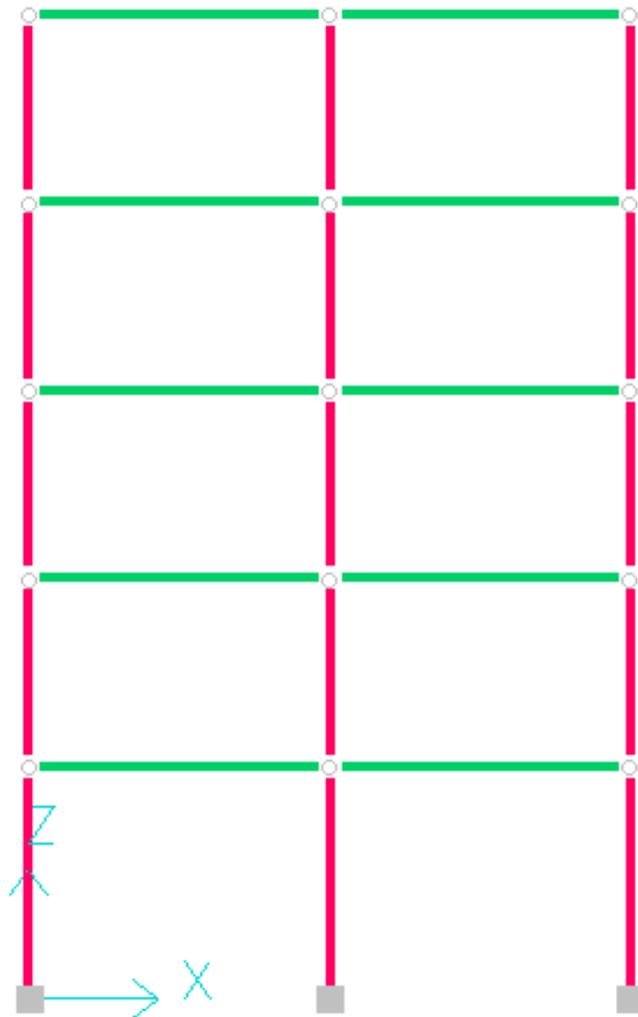


Figura 42 – Vista in sezione piano  $[x,z]$

#### 4.10.2 *Condizioni di carico semplici*

Dopo aver definito il modello geometrico, vengono applicate le condizioni semplici di carico, coerentemente con l'analisi dei carichi riportata al paragrafo 4.7.2 del presente capitolo. Come mostrato in Figura 43, si riportano la tipologia di carico, un coefficiente di default definito dal programma e il numero di elementi su cui è stato applicato lo specifico carico.

<input checked="" type="radio"/> 001)	Peso_proprio	1	225	Peso proprio	Altro ...
<input type="radio"/> 002)	Permanente_copertura	1	1	Permanente	Altro ...
<input type="radio"/> 003)	Variabile_sol_tipo	1	4	A:Var abitazione	Altro ...
<input type="radio"/> 004)	Variabile_Scale	1	56	C2:Balc,Sca,Cinema,Trib	Altro ...
<input type="radio"/> 005)	Tamponamenti_N	1	44	Permanente	Permanente
<input type="radio"/> 006)	Tamponamenti_I	1	54	Altro ...	Altro ...
<input type="radio"/> 007)	Permanente_sol_tipo	1	4	Permanente	Altro ...
<input type="radio"/> 008)	Variabile_sol_coper	1	1	A:Var abitazione	Altro ...
<input type="radio"/> 009)	Permanente_scala	1	56	Permanente	Altro ...
<input type="radio"/> 010)	Autovett_001_(X)	1	68	Modo proprio X	Altro ...
<input type="radio"/> 011)	Autovett_001_(Y)	1	162	Modo proprio Y	Altro ...
<input type="radio"/> 012)	Autovett_002_(X)	1	79	Modo proprio X	Altro ...
<input type="radio"/> 013)	Autovett_002_(Y)	1	164	Modo proprio Y	Altro ...
<input type="radio"/> 014)	Autovett_003_(X)	1	164	Modo proprio X	Altro ...
<input type="radio"/> 015)	Autovett_003_(Y)	1	44	Modo proprio Y	Altro ...
<input type="radio"/> 016)	Sisma_X	1	164	Sisma X SLU (st lin)	Altro ...
<input type="radio"/> 017)	Torcente_add_X	1	164	Torcente addiz X SLU	Altro ...
<input type="radio"/> 018)	Sisma_Y	1	164	Sisma Y SLU (st lin)	Altro ...
<input type="radio"/> 019)	Torcente_add_Y	1	158	Torcente addiz Y SLU	Altro ...

Figura 43 – Condizioni di carico semplici

### 4.10.3 *Casi complessi di carico*

I casi complessi di carico rappresentano le combinazioni di condizioni o altri casi che ci permettono di ottenere le sollecitazioni finali da utilizzare per le verifiche. La determinazione dei casi di carico e la loro combinazione, per la struttura in esame, è stata realizzata secondo quanto previsto dalla normativa KTP-N.2-1989 e già enunciato nel paragrafo 4.9 del presente capitolo.

In Tabella 25 sono riportati i casi di carico, dove per ognuno si definisce:

- numero e tipologia di caso;
- tipo di verifica a cui è associato (Tensioni, ammissibili, Stato Limite Ultimo, Stati limite di Esercizio, ecc.);
- tipo di combinazione: somma caratteristiche o involuppo di esse;
- le condizioni di carico inserite nello specifico caso;
- i coefficienti di sicurezza per le combinazioni, definiti in normativa.

Nell'includere la condizione/caso verrà utilizzato il tipo di composizione attivo fra le opzioni possibili, che sono:

- Somma semplice: le sollecitazioni appartenenti a quella determinata condizione vengono fra di loro sommate con segno.
- Somma doppia: le sollecitazioni appartenenti a quella determinata condizione vengono fra di loro sommate alternativamente una volta con segno positivo ed una volta con negativo.
- Somma quadratica: le sollecitazioni appartenenti a quella determinata condizione vengono fra di loro sommate con il principio della somma quadratica, come definita nel modulo di analisi dinamica.

Tabella 25 – Casi complessi di carico

NOM	DESCRIZIONE	VERIF.	TIPO	CONDIZIONI INSERITE			CASI INS.		
				Nro	Descrizione	Coef.	Somma	Nom	Coef.
1	SISMAX	nessuna	somma	10	Autovett_001_(X)	1.000	quad		
				12	Autovett_002_(X)	1.000	quad		
				14	Autovett_003_(X)	1.000	quad		
				17	Torcente_add._X	1.000	+/-		
2	SISMAY	nessuna	somma	11	Autovett_001_(Y)	1.000	quad		
				13	Autovett_002_(Y)	1.000	quad		
				15	Autovett_003_(Y)	1.000	quad		
				19	Torcente_add._Y	1.000	+/-		
3	Comb con SISMAX PRIN	nessuna	somma	1	Peso_proprio	.900	+	1	1.000
				2	Permanente_copertura	.900	+	2	.300
				3	Variabile_sol._tipo	.800	+		
				4	Variabile_scale	.800	+		
				5	Tamponamenti_N	.900	+		
				7	Permanente_sol._tipo	.900	+		
				9	Permanente_scala	.900	+		
				8	Variabile_sol._coper	.400	+		
4	Comb con SISMAY PRIN	nessuna	somma	1	Peso_proprio	.900	+	2	1.000
				2	Permanente_copertura	.900	+	1	.300
				3	Variabile_sol._tipo	.800	+		
				4	Variabile_scale	.800	+		
				5	Tamponamenti_N	.900	+		
				7	Permanente_sol._tipo	.900	+		
				8	Variabile_sol._coper	.400	+		
				9	Permanente_scala	.900	+		

#### 4.10.4 *Analisi dinamica*

L'analisi dinamica lineare o modale con spettro di risposta, consente di ottenere la risposta complessiva della struttura nei confronti della sollecitazione sismica, in campo elastico lineare, combinando la risposta dei suoi singoli modi di vibrare. Tale analisi fornisce risultati attendibili per le strutture la cui risposta alla sollecitazione sismica rimane in campo elastico lineare.

L'analisi dinamica lineare consiste in:

- determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- combinazione di questi effetti.

L'analisi dinamica è effettuata scegliendo dapprima il metodo di combinazione degli autovettori che, come definito della normativa albanese KTP-N.2-1989, è la combinazione SRSS. Successivamente sono specificati i modi di vibrare da considerare, ovvero il numero massimo di autovettori da calcolare.

In tal senso il numero effettivo di autovalori utilizzati sarà determinato dal programma in base alla percentuale minima di massa attivata richiesta per ciascuna direzione di vibrazione. Ciascun autovettore produrrà tante condizioni di carico di forze d'inerzia applicate alla struttura quante sono le direzioni in cui tale autovettore ha un coefficiente di partecipazione maggiore di zero. Inoltre nelle direzioni richieste è necessario, perché il calcolo sia veramente rappresentativo del sisma, che risulti attivata una percentuale delle masse totali che la Normativa Italiana indica in almeno 85 %.

In questo caso studio è necessario implementare lo spettro di progetto nella sola componente orizzontale, così come definito nel paragrafo 4.8 del suddetto capitolo, conforme alle direttive della normativa albanese KTP-N.2-1989, in quanto il programma di calcolo, considera di default lo spettro costruito secondo la normativa italiana.

Definiti i dati di input, per completare l'analisi è necessario effettuare:

- Condensazione Statica: in questa fase viene generata la matrice di rigidità della struttura. è necessario aver già definito la struttura ed i carichi verticali ad essa applicati.
- Calcolo Autovettori: nel caso di analisi completa, il programma calcolerà un autovalore per ogni grado di libertà vibrazionale della struttura; nel caso invece di ipotesi di pilastri flessibili saranno invece calcolati soltanto tre autovalori per piano. Il programma visualizza i corrispondenti periodi, se significativi numericamente, dopodiché passa al calcolo degli autovettori, di cui visualizza le percentuali di massa attivata, fino a superare l'85% delle masse totali, per ogni direzione di eccitazione.
- Generazione Condizioni sismiche: in questa fase vengono calcolate le forze d'inerzia applicate alla struttura; ogni autovettore può generare fino a tre differenti condizioni di carico, ed in effetti una per ciascuna direzione globale in cui il corrispondente coefficiente di partecipazione è diverso da zero.

Di seguito viene riportato, in Tabella 26, il file di output riferito all'analisi dinamica, generato in automatico dal software di calcolo utilizzato, per la struttura oggetto di studio.

Tabella 26 – File output analisi dinamica

<b>PARAMETRI DI CALCOLO:</b>									
Modello generale									
Assi di vibrazione: X Y									
Somma quadratica semplice (SRSS)									
<b>DATI PROGETTO</b>									
Edificio sito in Tirana ( long. 19.498 lat. 41.1939)									
Categoria del suolo di fondazione = II									
Intensità sismica = VII									
Coefficiente sismico = 0.11									
Fattore d'importanza struttura = 1									
Coefficiente di reazione struttura = 0.25									
<b>CONDIZIONI DI RIFERIMENTO</b>		<b>COEFFICIENTE</b>	<b>PESO RISULTANTE</b>						
			[kN]						
	1.	0.900	2341.509						
	2.	0.900	701.055						
	3.	0.800	907.200						
	4.	0.800	246.145						
	6.	0.900	1604.862						
	7.	0.900	3888.000						
	9.	0.900	113.786						
<b>TABELLA AUTOVETTORI</b>									
n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA			COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE				
		%X	%Y	%Z	n+1	n+2	n+3	n+4	n+5
1	<b>0.864462</b>	0.003	<b>53.849</b>	0.000	0.000	0.000			
2	0.761452	0.033	31.331	0.000	0.000				
3	<b>0.722427</b>	<b>87.898</b>	0.023	0.000					
<b>MASSA TOTALE</b>		<b>87.934</b>	<b>85.203</b>	0.000					

#### 4.10.5 *Analisi statica complementare*

L'analisi lineare statica complementare viene considerata, in quanto da essa vengono ricavati i torcenti addizionali di piano: genera delle nuove condizioni di calcolo, nelle quali vengono convogliate le forze sismiche come forze concentrate ai nodi.

Di seguito, in Tabella 27 e in Tabella 28, vengono riportati i file di output per l'analisi statica complementare nelle due direzioni di applicazione del sisma.

Tabella 27 – File output analisi statica complementare direzione X

<b>DIREZIONE X</b>								
<b>DATI PROGETTO</b>								
Edificio sito in Tirana		(long. 19.498		lat. 41.1939)				
Categoria del suolo di fondazione		= II						
Coeff. lambda		= 1.0000						
T1		= 0.722						
Sd		= 0.031						
Numero condizioni generanti carichi sismici : 7								
Cond. 001 :		Peso_proprio		con coeff.		0.900		
Cond. 002 :		Permanente_copertura		con coeff.		0.900		
Cond. 003 :		Variabile_sol_tipo		con coeff.		0.800		
Cond. 004 :		Variabile_Scale		con coeff.		0.800		
Cond. 006 :		Tamponamenti_I		con coeff.		0.900		
Cond. 007 :		Permanente_sol_tipo		con coeff.		0.900		
Cond. 009 :		Permanente_scala		con coeff.		0.900		
Condizioni di carico sismico generate:								
Cond. 018 :		Sisma X						
Cond. 020 :		Torcente add. X						
Carichi sismici :								
Piani	Pesi	C. distr.	Forze piano	Torc. piano X	Torc. piano Y	Bar. X	Bar. Y	
cm	kN		kN	kNm	kNm	cm	cm	
39.0	12.35	0.0013	0.02	0.0	0.0	426.0	587.5	
117.0	37.04	0.0039	0.14	0.0	0.0	278.0	587.5	
195.0	122.95	0.0065	0.79	0.1	0.1	47.6	680.6	
273.0	18.72	0.0090	0.17	0.0	0.0	255.0	762.5	
351.0	9.36	0.0116	0.11	0.0	0.0	330.0	762.5	
421.5	2138.48	0.0140	29.87	20.2	14.9	511.6	674.7	
484.5	26.17	0.0161	0.42	0.0	0.0	230.0	587.5	
547.5	92.35	0.0181	1.68	0.3	0.1	42.1	675.0	
610.5	17.45	0.0202	0.35	0.0	0.0	205.0	762.5	
673.5	17.45	0.0223	0.39	0.0	0.0	305.0	762.5	
736.5	1916.07	0.0244	46.77	31.6	23.4	508.2	674.6	
799.5	17.45	0.0265	0.46	0.0	0.0	255.0	587.5	
862.5	101.07	0.0286	2.89	0.5	0.3	54.0	667.4	
925.5	17.45	0.0307	0.54	0.0	0.0	205.0	762.5	
988.5	1924.79	0.0328	63.06	42.6	31.5	507.2	675.8	
1051.5	8.72	0.0348	0.30	0.0	0.0	330.0	587.5	
1114.5	17.44	0.0369	0.64	0.1	0.0	255.0	587.5	
1177.5	101.07	0.0390	3.94	0.7	0.4	54.0	667.4	
1240.5	17.45	0.0411	0.72	0.1	0.0	205.0	762.5	
1303.5	1925.11	0.0432	83.17	56.1	41.6	506.2	676.0	
1650.0	1193.76	0.0547	65.28	44.1	32.6	500.0	675.0	

Tabella 28 – File output analisi statica complementare direzione Y

<b>DIREZIONE Y</b>									
<b>DATI PROGETTO</b>									
Edificio sito in Tirana		(long. 19.498		lat. 41.1939)					
Categoria del suolo di fondazione		= II							
Coeff. lambda		= 1.0000							
T1		= 1.02							
Sd		= 0.022							
Numero condizioni generanti carichi sismici : 7									
Cond. 001 :		Peso_proprio		con coeff.		0.900			
Cond. 002 :		Permanente_copertura		con coeff.		0.900			
Cond. 003 :		Variabile_sol_tipo		con coeff.		0.800			
Cond. 004 :		Variabile_Scale		con coeff.		0.800			
Cond. 006 :		Tamponamenti_I		con coeff.		0.900			
Cond. 007 :		Permanente_sol_tipo		con coeff.		0.900			
Cond. 009 :		Permanente_scala		con coeff.		0.900			
Condizioni di carico sismico generate:									
Cond. 019 :		Sisma Y							
Cond. 021 :		Torcente add. Y							
Carichi sismici :									
	Piani	Pesi	C. distr.	Forze piano	Torc. piano X	Torc. piano Y	Bar. X	Bar. Y	
	cm	kN		kN	kNm	kNm	cm	cm	
	39.0	12.35	0.0009	0.01	0.0	0.0	426.0	587.5	
	117.0	37.04	0.0028	0.10	0.0	0.0	278.0	587.5	
	195.0	122.95	0.0046	0.56	0.1	0.1	47.6	680.6	
	273.0	18.72	0.0064	0.12	0.0	0.0	255.0	762.5	
	351.0	9.36	0.0083	0.08	0.0	0.0	330.0	762.5	
	421.5	2138.48	0.0099	21.20	14.3	10.6	511.6	674.7	
	484.5	26.17	0.0114	0.30	0.0	0.0	230.0	587.5	
	547.5	92.35	0.0129	1.19	0.2	0.1	42.1	675.0	
	610.5	17.45	0.0144	0.25	0.0	0.0	205.0	762.5	
	673.5	17.45	0.0158	0.28	0.0	0.0	305.0	762.5	
	736.5	1916.07	0.0173	33.19	22.4	16.6	508.2	674.6	
	799.5	17.45	0.0188	0.33	0.0	0.0	255.0	587.5	
	862.5	101.07	0.0203	2.05	0.4	0.2	54.0	667.4	
	925.5	17.45	0.0218	0.38	0.0	0.0	205.0	762.5	
	988.5	1924.79	0.0232	44.75	30.2	22.4	507.2	675.8	
	1051.5	8.72	0.0247	0.22	0.0	0.0	330.0	587.5	
	1114.5	17.44	0.0262	0.46	0.0	0.0	255.0	587.5	
	1177.5	101.07	0.0277	2.80	0.5	0.3	54.0	667.4	
	1240.5	17.45	0.0292	0.51	0.0	0.0	205.0	762.5	
	1303.5	1925.11	0.0307	59.02	39.8	29.5	506.2	676.0	
	1650.0	1193.76	0.0388	46.33	31.3	23.2	500.0	675.0	

## 4.11 Analisi delle sollecitazioni

Si riportano le sollecitazioni che derivano dall'involuppo dei casi complessi di carico 3 e 4, considerati nel paragrafo 4.10.3 del presente capitolo. I diagrammi delle sollecitazioni vengono riportati solo per gli elementi strutturali principali (travi e pilastri).

- **SFORZO ASSIALE N**

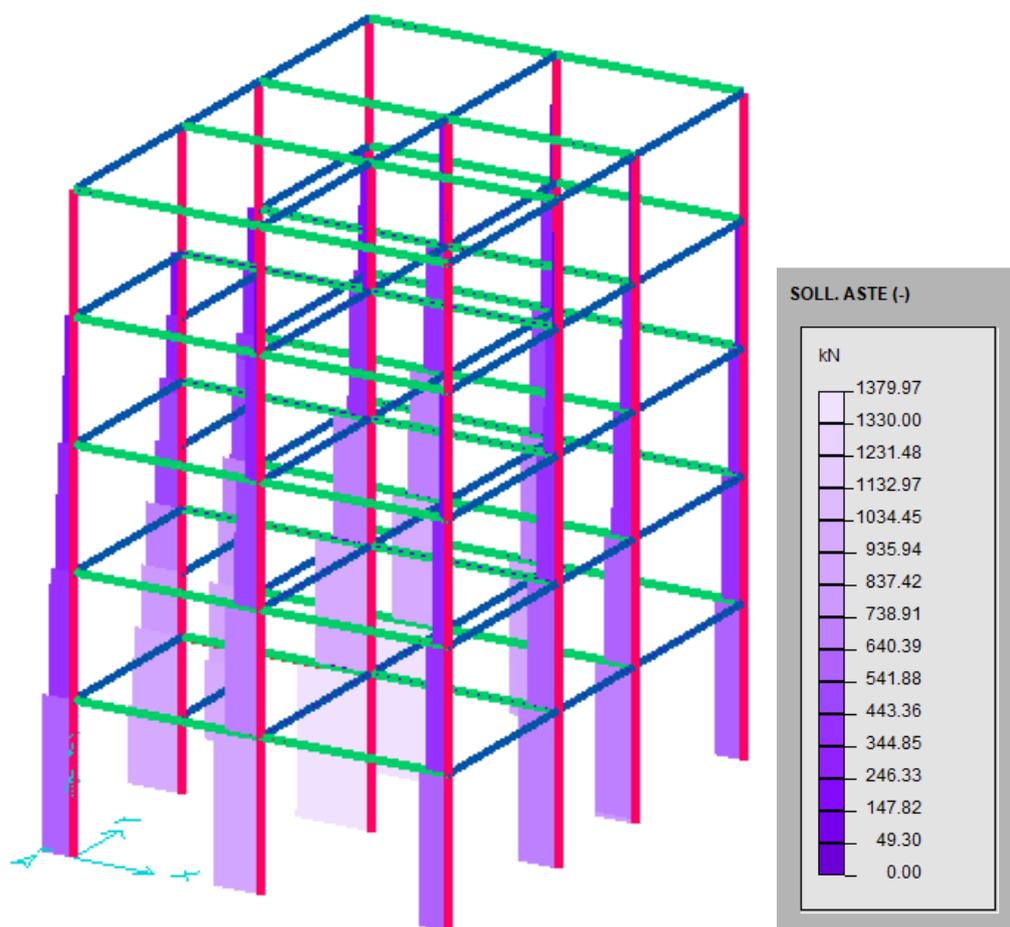


Figura 44 – Sforzo assiale N

- TAGLIO  $T_y$

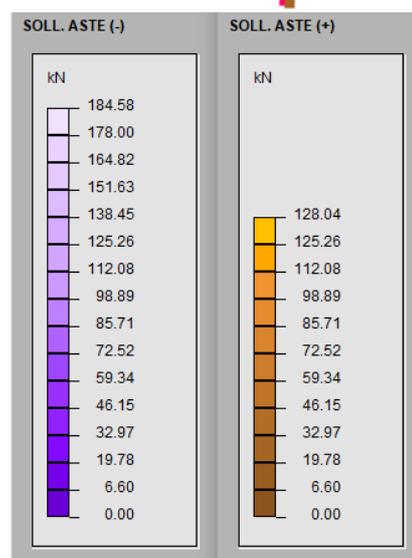
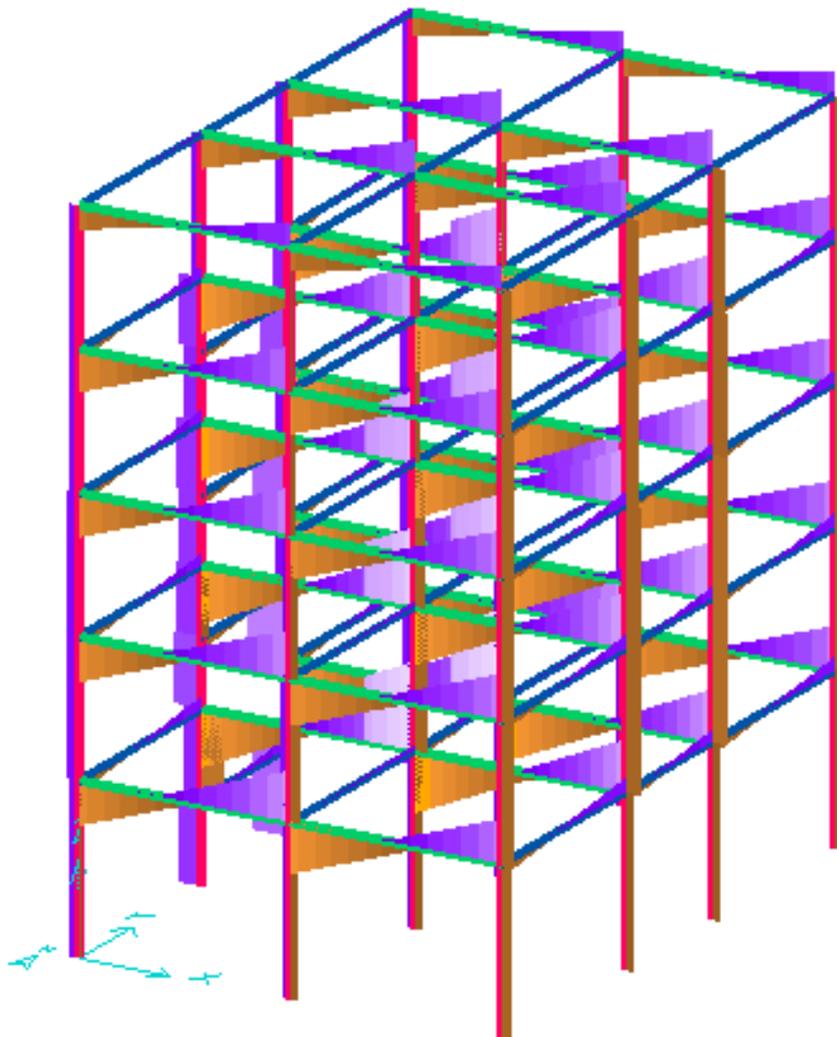


Figura 45 – Taglio  $T_y$

- TAGLIO  $T_z$

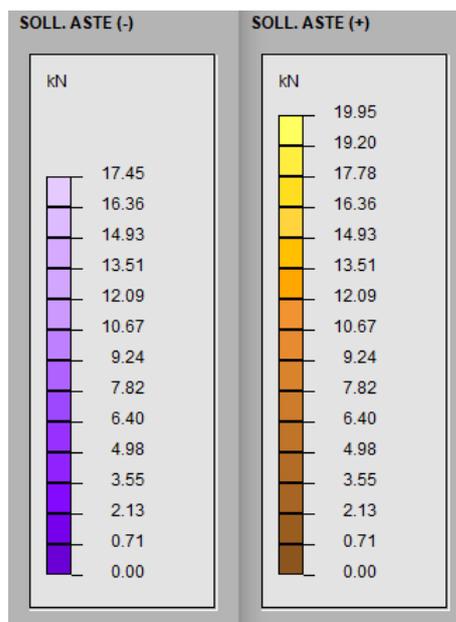
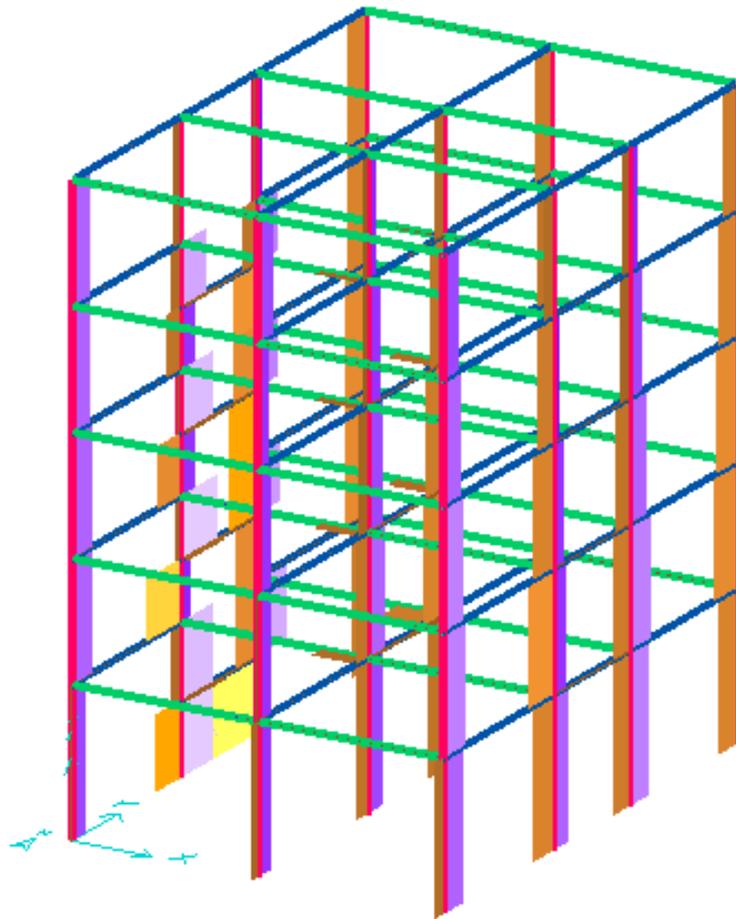


Figura 46 – Taglio  $T_z$

- MOMENTO FLETTENTE  $M_y$

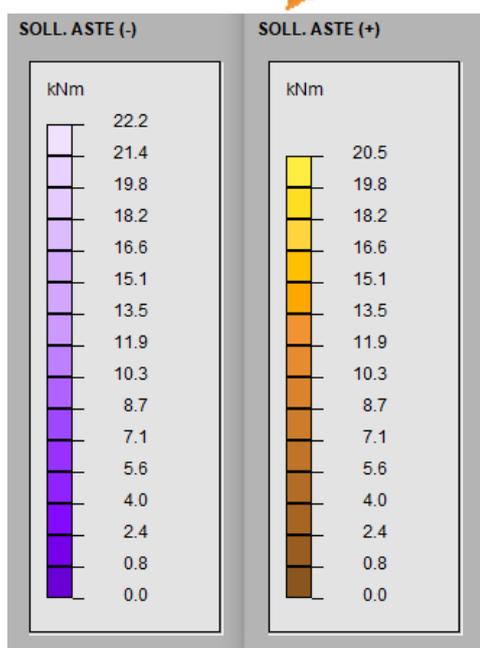
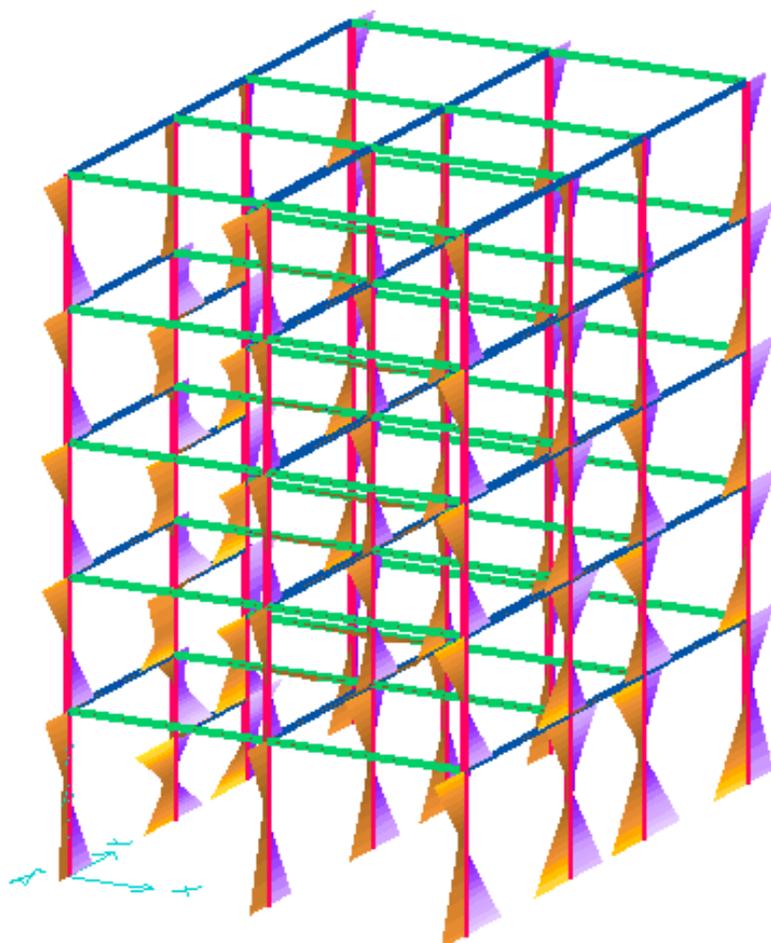


Figura 47 – Momento flettente  $M_y$

- MOMENTO FLETTENTE  $M_z$

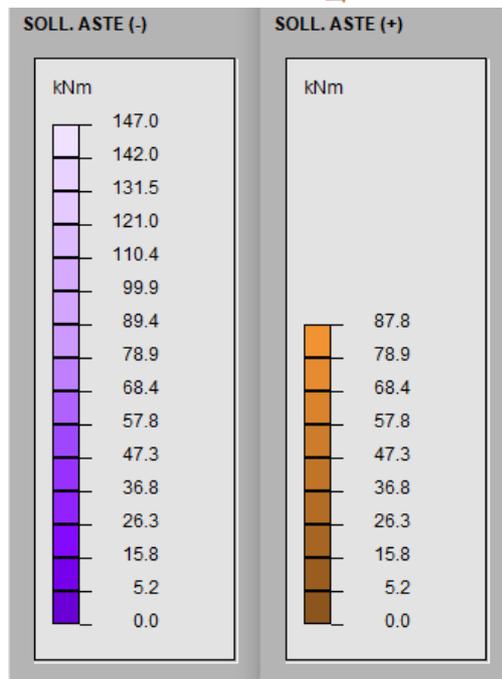
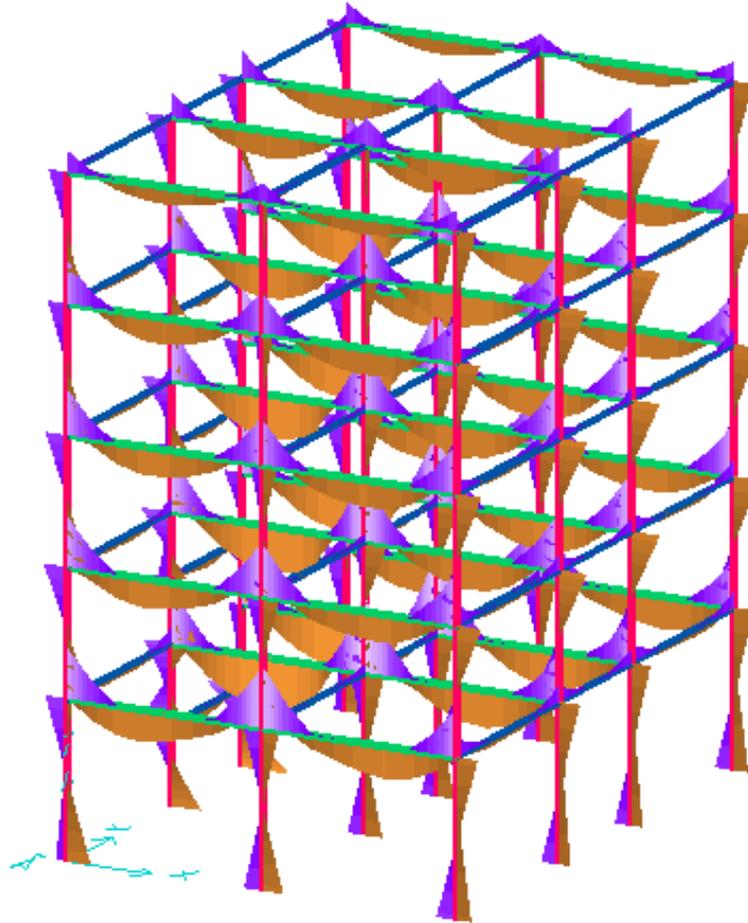


Figura 48 – Momento flettente  $M_z$

## 4.12 Metodi di progettazione e verifica secondo Albanian Technical Rules

### 4.12.1 *Flessione semplice*

Le verifiche a flessione condotte in accordo con *Albanian Technical Rules* (ATR) si basano su delle ipotesi di partenza:

- le sezioni trasversali ruotano se sottoposte a momento flettente, ma rimangono piane;
- il calcestruzzo lavora solo in compressione e non in trazione;
- la distribuzione delle tensioni nella zona di compressione è costante ed è pari a  $R_b$  (resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo);
- la resistenza a trazione è fornita dall'armatura, la cui tensione è pari a  $R_s$  (tensione di snervamento di progetto dell'acciaio da cemento armato);
- se l'armatura si trova nella zona di compressione, lo stato tensionale è pari a  $R_{sc}=R_s$ ;
- la deformazione dell'acciaio è medesima al calcestruzzo nel punto di compresenza dei due materiali;
- la deformazione ultima del calcestruzzo compresso è pari a 0.2%.

Sulla base di queste ipotesi, la distribuzione delle tensioni nell'elemento in cemento armato sottoposto a momento flettente, con sezione trasversale simmetrica all'asse verticale, risulta come nella Figura 49.

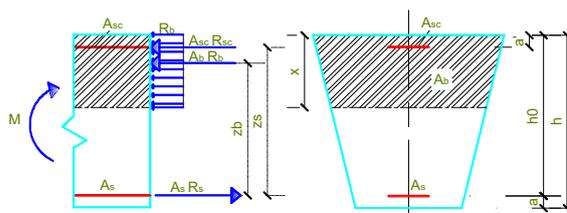


Figura 49 – Distribuzione delle tensioni in una sezione in cemento armato in accordo con ATR

Per quanto riguarda il calcolo della massima profondità della zona di compressione si considerano le seguenti formule:

$$x_y = \xi_y h_0 \quad \xi_y = \frac{\omega}{2 - \frac{\omega}{1.1}}$$

dove:

- $\omega = 0.85 - 0.008 \cdot R_b$  per calcestruzzi pesanti;
- $\omega = 0.80 - 0.008 \cdot R_b$  per calcestruzzi leggeri;
- $h_0$ : altezza utile della sezione

In tal modo se

- $x \leq x_y$  non è necessario l'utilizzo di armatura in zona compressa  $A_{sc}=0$ ;
- $x > x_y$  è necessario l'utilizzo di armatura in zona compressa  $A_{sc}$  per evitare la rottura nella zona compressa.

In accordo con la Figura 49 nel caso di flessione semplice ( $N=0$ ) il momento resistente si ricava mediante equilibrio alla rotazione.

Nel caso in cui è necessaria l'armatura solo in zona tesa il momento resistente è pari a:

$$M_{ED} \leq A_b R_b z_b$$

dove:

- $A_b$ : area zona compressa;
- $R_b$ : resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo;
- $z_b$ : distanza tra la risultante delle forze di compressione e la risultante delle forze di trazione.

Nel caso in cui è necessaria l'armatura sia in zona tesa che in zona compressa il momento resistente è pari a:

$$M_{ED} \leq A_b R_b z_b + A_{sc} R_{sc} z_s$$

dove:

- $A_b$ : area zona compressa;
- $R_b$ : resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo;

- $z_b$ : distanza tra la risultante delle forze di compressione e la risultante delle forze di trazione;
- $A_{sc}$ : area armatura in zona compressa;
- $R_{sc}$ : tensione di snervamento di progetto dell'acciaio;
- $z_s$ : distanza tra la risultante delle forze di trazione nell'acciaio teso e la risultante delle forze di compressione nell'acciaio compresso.

Rispetto all'analisi appena condotta e come osservato in *“The calculation of reinforced concrete elements under the action of bending moment, according to Eurocodes and Albanian Technical Rules”* (Igli Kondi, Julian Kasharaj, Elfrida Shehu) Albanian Technical Rules considera solo la distribuzione delle sollecitazioni sull' elemento e non la distribuzione delle deformazioni, come avviene ad esempio con gli Eurocodici. Inoltre accetta i valori di tensione nella zona compressa di calcestruzzo uguali ai valori di resistenza a compressione di progetto con una distribuzione costante di altezza pari a all'altezza della parte compressa (x).

#### 4.12.2 Pressoflessione

Con riferimento alle verifiche in pressoflessione le *Albanian Technical Rules* permettono di ricavare lo sforzo normale resistente e il momento resistente in accordo con equazioni di equilibrio dedotte studiando la seguente Figura 50.

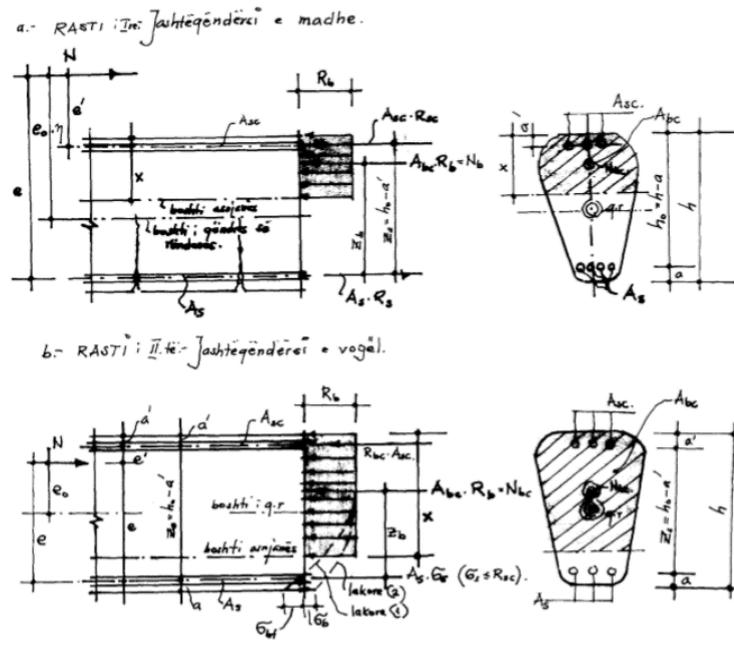


Figura 50 – Sezioni soggette a pressoflessione

In tal caso, utilizzando un approccio semplificato lo sforzo normale resistente e il momento resistente sono valutati mediante equilibrio alla traslazione orizzontale ed equilibrio alla rotazione.

Con riferimento alla presenza di armatura solo in zona tesa le equazioni di equilibrio sono:

$$\begin{cases} N e \leq A_b R_b (h_0 - 0.5x) \\ N \leq A_b R_b - A_s R_s \end{cases}$$

dove:

- $A_b$ : area zona compressa;
- $R_b$ : resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo;

- $h_0$ : altezza utile della sezione;
- $x$ : altezza della sezione compressa;
- $R_s$ : tensione di snervamento di progetto dell'acciaio;
- $A_s$ : area armatura tesa

Considerando la presenza di armatura sia in zona tesa che in zona compressa le equazioni di equilibrio sono:

$$\begin{cases} N e \leq A_b R_b (h_0 - 0.5x) + A_{sc} R_{sc} (h_0 - a') \\ N \leq A_b R_b + A_{sc} R_{sc} - A_s R_s \end{cases}$$

dove:

- $A_b$ : area zona compressa;
- $R_b$ : resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo;
- $h_0$ : altezza utile della sezione;
- $x$ : altezza della sezione compressa;
- $R_s$ : tensione di snervamento di progetto dell'acciaio;
- $R_{sc}$ : tensione di snervamento di progetto dell'acciaio;
- $a'$ : copriferro armatura tesa;
- $A_s$ : area armatura tesa;
- $A_{sc}$ : area armatura in zona compressa.

### 4.12.3 *Taglio*

In accordo con Albanian Technical Rules le verifiche di resistenza al taglio vengono considerate sia nel caso di resistenza degli elementi senza armatura a taglio, sia nel caso in cui gli elementi presentano armatura resistente al taglio.

Per gli elementi non armati a taglio la resistenza, secondo quanto definito da ATR è pari a:

$$Q_b = \varphi_{b4}(1 + \varphi_n)bh_0R_{bt}$$

dove:

- $\varphi_{b4}$ : coefficiente relativo al tipo di calcestruzzo; in tal caso la normativa fornisce i coefficienti mostrati in Tabella 29;

Tabella 29 – Coefficienti  $\varphi_{b4}$  in funzione della tipologia del calcestruzzo

<b>Tipologia di calcestruzzo</b>	<b>Coefficiente <math>\varphi_{b4}</math></b>
Calcestruzzo ordinario da costruzione	0.6
Calcestruzzo con aggregato fine	0.5
Calcestruzzo leggero con densità $>1800 \text{ Kg/m}^3$	0.5
Calcestruzzo leggero con densità $\leq 1800 \text{ Kg/m}^3$	0.4

- $\varphi_n$ : coefficiente che tiene conto della precompressione;
- $b$ : larghezza della sezione;
- $h_0$ : altezza utile della sezione;
- $R_{bt}$ : resistenza a trazione di progetto del calcestruzzo.

Per gli elementi armati a taglio, la resistenza secondo quanto definito da ATR viene calcolata con la seguente formulazione:

$$Q_{bw} = \sqrt{4\varphi_{b2} b h_0^2 R_{bt} q_{sw}}$$

in cui:

- $\varphi_{b2}$ : coefficiente relativo al tipo di calcestruzzo; in tal caso la normativa fornisce i coefficienti mostrati in Tabella 30;

Tabella 30 – Coefficienti  $\varphi_{b2}$  in funzione della tipologia del calcestruzzo

<b>Tipologia di calcestruzzo</b>	<b>Coefficiente <math>\varphi_{b2}</math></b>
Calcestruzzo ordinario da costruzione	2.0
Calcestruzzo con aggregato fine	1.7
Calcestruzzo leggero con densità =1800 Kg/m <sup>3</sup>	1.9
Calcestruzzo leggero con densità ≤1800-500 Kg/m <sup>3</sup>	1.7
Calcestruzzo leggero con densità ≤500 Kg/m <sup>3</sup>	1.5

- $\varphi_n$ : coefficiente che tiene conto della precompressione;
- $b$ : larghezza della sezione;
- $h_0$ : altezza utile della sezione;
- $R_{bt}$ : resistenza a trazione di progetto del calcestruzzo;
- $q_{sw}$ : resistenza a taglio per unità di lunghezza delle staffe.

Nell'ipotesi di staffe verticali ( $\alpha=90^\circ$ ) la resistenza a taglio si determina mediante la seguente formula:

$$q_{sw} = \frac{A_{sw}R_{sw}}{s_w}$$

dove:

- $A_{sw}$ : area delle staffe;
- $R_{sw}$ : tensione di snervamento di progetto delle staffe;
- $s_w$ : passo staffa.

#### 4.12.4 *Calcolo armatura elementi strutturali*

Per il caso studio in esame, in assenza di un progetto strutturale e quindi in assenza di informazioni relative alla quantità di armatura presente negli elementi, si sono ipotizzate delle armature minime con riferimento alle sollecitazioni statiche, seguendo l'approccio adottato in un progetto simulato, rispettando comunque i minimi di armatura definiti dalla normativa albanese.

In tal senso, la normativa KTP-1989 definisce l'armatura minima pari a:

$$A_{s,min} \geq \frac{0.05}{100} b h_0 \quad \text{Travi}$$

$$A_{s,min} \geq \frac{1}{100} b h_0 \quad \text{Pilastri}$$

dove:

- $b$ : larghezza trave
- $h_0$ : altezza utile della sezione

Con riferimento ai metodi di progettazione a flessione e pressoflessione espliciti nei paragrafi 4.12.1 e 4.12.2 e con riferimento alle sollecitazioni statiche calcolate per tutti gli elementi strutturali, si riportano nella seguente Tabella 31, i valori di armatura.

Tabella 31 – Armatura elementi strutturali

Elemento strutturale	Tipo armatura	As (mm <sup>2</sup> )	As,min Normativa (mm <sup>2</sup> )
<b>Trave (30x60)</b>	tesa	803.84	84.75
<b>Trave (30x35)</b>	tesa	339.12	47.25
<b>Pilastro (30x40)</b>	tesa	970.52	547.5
	compressa	210.14	547.5

### 4.13 Verifiche sismiche

Le verifiche sismiche degli elementi strutturali principali quali pilastri, travi principali e travi secondarie consentono di determinare un fattore di sicurezza che l'Eurocodice<sup>24</sup> definisce pari a:

$$FS = \frac{E_d}{R_d} < 1$$

dove:

- $R_d$ : resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;
- $E_d$ : è il valore di progetto dell'effetto delle azioni.

Qualora il Fattore di Sicurezza non dovesse essere soddisfatto, si procederà alla ricerca delle accelerazioni ammissibili, scalando lo spettro di risposta di progetto tale da pervenire a esito positivo della verifica della sezione indagata. In tal modo sarà successivamente possibile determinare l'indice di sicurezza sismico e il conseguente livello di vulnerabilità della struttura in esame.

---

<sup>24</sup> Eurocode 0 - Basis of structural design [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC]

### 4.13.1 *Verifica pressoflessione pilastri*

Si riportano le verifiche a pressoflessione dei pilastri più sollecitati dei cinque impalcati secondo le combinazioni sismiche dalla normativa KTP-N.2-1989. È utile precisare, come nelle tabelle di verifica le sollecitazioni sono considerate in valore assoluto.

Le resistenze sono calcolate con riferimento al paragrafo 4.12.2 del presente capitolo, in cui l'armatura utilizzata è quella calcolata secondo la progettazione simulata in condizioni statiche e riportata nella Tabella 31 del paragrafo 4.12.4.

La numerazione dei pilastri oggetto di verifica fa riferimento alla Figura 51.

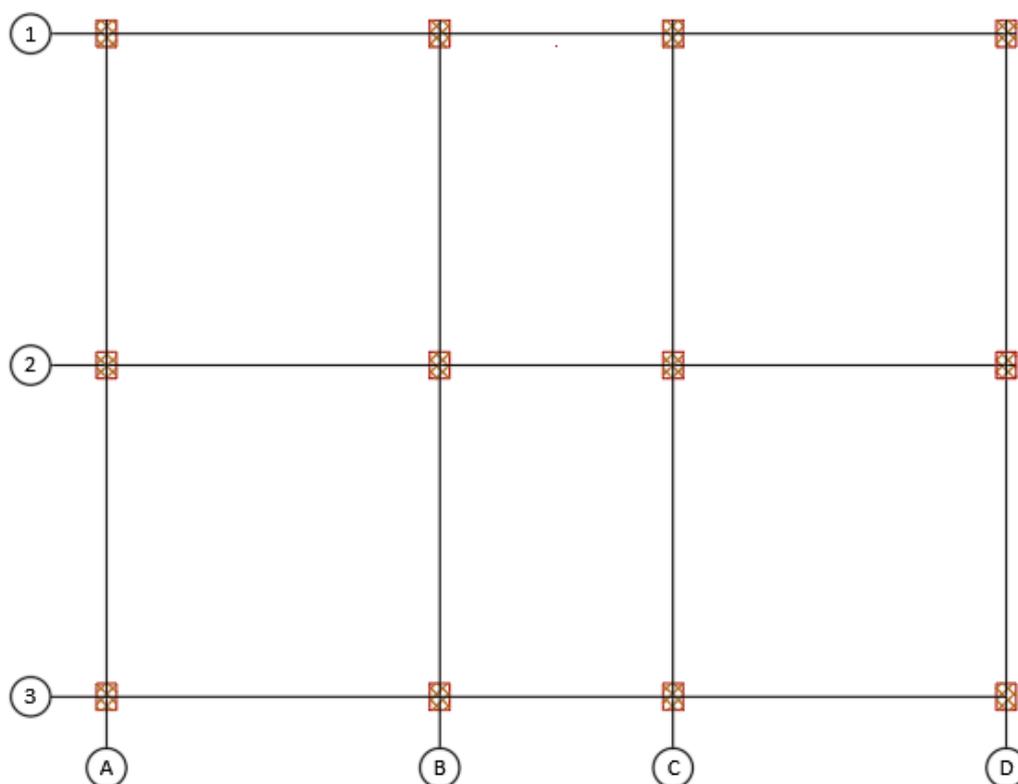


Figura 51 – Numerazione pilastri

- Pilastri d'angolo A3, D3 e A1

Tabella 32 – Verifiche pilastri d'angolo A3-D3-A1

IMPORTA SOLLECITAZIONI DA 3D

**SEZIONI ASTE O NODI**

ASTE: 5,15,58,60,104-107,112-115, TUTTE CERCA

PROGR.: 1-9 TUTTE

MODI: 1 TUTTI CERCA

COMPONI STRINGA DI ELEMENTI ANALIZZATI DA RICERCA

**SOLLECITAZIONI**

CASI DI CARICO: 3, 4 TUTTI A

SESTETTI: 0 TUTTI

CONDIZ.: 0 TUTTI A

Esempio per selezionare: 1,3,5 - 7

ELIMINA DOPPI AUTOMATICO 0 NUMERO DECIMALI

ELIMINA PREESISTENTI

MASSIMO	Mdz	Mdy	Nor	Tz	Ty	Mt	Caso	Ses.	Con.	Asta	Prog.
<input checked="" type="checkbox"/> Mdz -	-479619	81246	-43751	465	3052	-3448	3	4	-	157	1
<input checked="" type="checkbox"/> Mdz +	481655	-65108	-42816	465	3052	-3448	3	4	-	157	9
<input checked="" type="checkbox"/> Mdy -	11765	-195582	-54157	-318	184	-3102	4	13	-	15	1
<input checked="" type="checkbox"/> Mdy +	166939	179926	-52097	843	-525	9190	4	4	-	60	1
<input checked="" type="checkbox"/> Nor -	428836	-59286	-57372	-367	-2206	-4838	3	12	-	5	1
<input checked="" type="checkbox"/> Nor +	230777	58665	-5344	-427	1495	391	3	10	-	107	9

Elemento	Sollecitazioni		Resistenze		FS<1	
	Mdz (kNm)	Nsd (kN)	Mrd (kNm)	Nrd (kN)		
A3	Mdz (kNm)	1.17	Mrd (kNm)	185.39	0.06	ok
	Mdy (kNm)	19.56	Mrd (kNm)	185.39	0.11	ok
	Nsd (kN)	541.57	Nrd (kN)	1669	0.32	ok
D3	Mdz (kNm)	48.16	Mrd (kNm)	185.39	0.26	ok
	Mdy (kNm)	18.00	Mrd (kNm)	185.39	0.10	ok
	Nsd (kN)	521.00	Nrd (kN)	1669	0.31	ok
A1	Mdz (kNm)	42.88	Mrd (kNm)	185.39	0.23	ok
	Mdy (kNm)	6.00	Mrd (kNm)	185.39	0.03	ok
	Nsd (kN)	573.72	Nrd (kN)	1669	0.34	ok

- Pilastri di bordo B1 e C1

Tabella 33 – Verifiche pilastri di bordo B1-C1

IMPORTA SOLLECITAZIONI DA 3D

SEZIONI ASTE O NODI							SOLLECITAZIONI					
ASTE	6,30,45,59,108-111,127-130	TUTTE	CERCA	ASTE ( 38 )	ANALIZZATE :		CASI DI CARICO	3, 4	TUTTI	A		
PROGR.	1- 9	TUTTE		ASTE			SESTETTI	0	TUTTI			
NODI	1	TUTTI	CERCA	NODI			CONDIZ.	0	TUTTI	A		
<input type="checkbox"/> COMPONI STRINGA DI ELEMENTI ANALIZZATI DA RICERCA							Esempio per selezionare: 1,3, 5 - 7					
RICERCA		IMPORTA		CHIUDI		<input checked="" type="checkbox"/> ELIMINA DOPPI AUTOMATICO	0 NUMERO DECIMALI					
							<input checked="" type="checkbox"/> ELIMINA PREESISTENTI					
MASSIMO	Mdz	Mdy	Nor	Tz	Ty	Mt	Caso	Ses.	Con.	Asta	Prog.	
<input checked="" type="checkbox"/>	Mdz -	-699048	-182115	-102886	1458	-7885	12241	3	13	-	286	9
<input checked="" type="checkbox"/>	Mdz +	879704	36166	-97544	962	-8095	6952	3	15	-	286	1
<input checked="" type="checkbox"/>	Mdy -	150401	-222587	-66908	-1730	-3633	-16523	4	12	-	281	1
<input checked="" type="checkbox"/>	Mdy +	-397734	204770	-101026	-1745	-4967	11739	3	15	-	284	9
<input checked="" type="checkbox"/>	Nor -	849732	105388	-103569	1486	-7863	11789	3	14	-	286	1
<input checked="" type="checkbox"/>	Nor +	341473	21934	-8123	-169	2095	-622	3	15	-	145	9

Elemento	Sollecitazioni		Resistenza		FS<1	
B1	Mdz (kNm)	39.77	Mrd (kNm)	185.39	0.21	ok
	Mdy (kNm)	22.25	Mrd (kNm)	185.39	0.12	ok
	Nsd (kN)	1010.26	Nrd (kN)	1669	0.61	ok
C1	Mdz (kNm)	87.97	Mrd (kNm)	185.39	0.47	ok
	Mdy (kNm)	18.21	Mrd (kNm)	185.39	0.10	ok
	Nsd (kN)	1035.69	Nrd (kN)	1669	0.62	ok

- Pilastri centrali B2 e C2

Tabella 34 – Verifiche pilastri centrali B2-C2

IMPORTA SOLLECITAZIONI DA 3D

SEZIONI ASTE O NODI							SOLLECITAZIONI					
ASTE	29,36,123-126,138-141	TUTTE	CERCA	ASTE ( 10 )	ANALIZZATE :		CASI DI CARICO	3, 4	TUTTI	A		
PROGR.	1- 9	TUTTE		ASTE			SESTETTI	0	TUTTI			
NODI	1	TUTTI	CERCA	NODI			CONDIZ.	0	TUTTI	A		
<input type="checkbox"/> COMPONI STRINGA DI ELEMENTI ANALIZZATI DA RICERCA							Esempio per selezionare: 1,3, 5 - 7					
RICERCA		IMPORTA		CHIUDI		<input checked="" type="checkbox"/> ELIMINA DOPPI AUTOMATICO	0 NUMERO DECIMALI					
							<input checked="" type="checkbox"/> ELIMINA PREESISTENTI					
MASSIMO	Mdz	Mdy	Nor	Tz	Ty	Mt	Caso	Ses.	Con.	Asta	Prog.	
<input checked="" type="checkbox"/>	Mdz -	-470607	95161	-102198	587	2886	-861	3	2	-	138	1
<input checked="" type="checkbox"/>	Mdz +	438350	-89874	-101263	587	2886	-861	3	2	-	138	9
<input checked="" type="checkbox"/>	Mdy -	-128552	-155495	-137509	-770	747	-6798	4	13	-	29	1
<input checked="" type="checkbox"/>	Mdy +	166993	144945	-136350	-770	747	-6798	4	13	-	29	9
<input checked="" type="checkbox"/>	Nor -	-115840	125557	-138837	603	697	10332	4	5	-	36	1
<input checked="" type="checkbox"/>	Nor +	125024	-34245	-15595	239	845	-1737	3	2	-	141	9

Elemento	Sollecitazioni		Resistenze		F <sub>s</sub> <1	
B2	Mdz (kNm)	16.70	Mrd (kNm)	185.39	0.10	ok
	Mdy (kNm)	15.54	Mrd (kNm)	185.39	0.08	ok
	Nsd (kN)	1375.1	Nrd (kN)	1669	0.82	ok
C2	Mdz (kNm)	47.06	Mrd (kNm)	185.39	0.25	ok
	Mdy (kNm)	12.56	Mrd (kNm)	185.39	0.13	ok
	Nsd (kN)	1388.37	Nrd (kN)	1669	0.83	ok

#### 4.13.2 Verifica a taglio pilastri

Con riferimento alla *Tabella 34* presente al *paragrafo 3.15* della normativa albanese KTP-N.2-1989, è possibile definire un'armatura minima a taglio per le colonne in cemento armato, non avendo a disposizione, per il caso di studio in esame, i diametri delle staffe. In particolare la normativa impone che se la zona in cui è presente la struttura oggetto di progettazione ricade all'interno di un'area di intensità sismica da VI a VII, allora il diametro minimo della staffa deve essere di 6 mm e il passo pari a 150 mm. Qualora l'edificio si trova in un'area con intensità sismica pari a IX, allora il diametro minimo dovrà essere di 8 mm e il passo di 100 mm. Poiché l'edificio in esame è situato a Tirana dove l'intensità sismica è pari a VII, secondo quanto definito dalla mappa di zonazione sismica di normativa, si è ipotizzato per tutti gli elementi strutturali in elevazione un'armatura  $\Phi 6$  con passo 150 mm. La resistenza è calcolata secondo la metodologia ATR descritta nel paragrafo 4.12.3 del presente capitolo. Si riportano nella *Tabella 35* le verifiche a taglio per i pilastri maggiormente sollecitati a taglio.

Tabella 35 – Verifiche a taglio pilastri

Elemento	Sollecitazioni	Resistenze	F <sub>s</sub> <1	
	Vsd (kN)	Vrd (kN)		
A3	30.52	113.58	0.27	ok
C1	80.95	113.58	0.71	ok
B2	28.84	113.58	0.25	ok

#### 4.13.3 *Verifica a flessione travi*

Si riporta la verifica a flessione rispetto alla trave più sollecitata con riferimento sia alle travi principali di dimensioni 30x60 cm che alle travi secondarie di dimensioni 30x35 cm. Le resistenze sono calcolate con riferimento al paragrafo 4.12.2 del presente capitolo, in cui l'armatura utilizzata è quella calcolata secondo la progettazione simulata in condizioni statiche e riportata in Tabella 31 del paragrafo 4.12.4.

Tabella 36 – Verifiche a flessione travi

Elemento	Sollecitazioni		Resistenze		F <sub>s</sub> <1	
	Msd (kNm)		Mrd (kNm)			
Trave 30x60	Msd (kNm)	131.7	Mrd (kNm)	133.78	0.98	ok
Trave 30x35	Msd (kNm)	31.1	Mrd (kNm)	32.1	0.96	ok

#### 4.13.4 *Verifica a taglio travi*

Con riferimento alla *tabella 35* del *paragrafo 3.15* della normativa albanese KTP-N.2-1989, è stato possibile definire un'armatura minima a taglio per le travi in cemento armato, non avendo a disposizione, per il caso di studio in esame, i diametri delle staffe e il loro passo. Poiché l'edificio in esame è situato a Tirana dove l'intensità sismica è pari a VII, la normativa definisce armatura minima di diametro  $\Phi 6$  con passo 150 mm. La resistenza è calcolata secondo la metodologia ATR descritta nel paragrafo 4.12.3 del presente capitolo.

Tabella 37 – Verifiche a taglio travi

Elemento	Sollecitazioni	Resistenze	F <sub>s</sub> <1	
	Vsd (kN)	Vrd (kN)		
Trave 30x60	184.58	241.75	0.76	ok
Trave 30x35	26.68	134.78	0.19	ok

## 4.14 Considerazioni post-analisi

Si riporta in Tabella 38, il prospetto nel quale si definisce, per ogni elemento strutturale oggetto di verifica, l'indice di sicurezza sismico.

Tabella 38 – Prospetto riepilogativo indice di sicurezza sismico

<b>PROSPETTO RIEPILOGATIVO VALUTAZIONE SICUREZZA SISMICA</b>			
<b>Elemento/Zona di interesse</b>	<b>Meccanismo Critico</b>	<b>Metodo di valutazione adottato</b>	<b>Indice di Sicurezza Sismico <math>\zeta_e</math></b>
<b>Pilastrini d'angolo tipo A3-D3-A1</b>	Pressoflessione	Analisi FEM	$\zeta_e > 100 \%$
	Taglio	Analisi FEM	$\zeta_e > 100 \%$
<b>Pilastrini di bordo tipo B1-C1</b>	Pressoflessione	Analisi FEM	$\zeta_e > 100 \%$
	Taglio	Analisi FEM	$\zeta_e > 100 \%$
<b>Pilastrini centrali tipo B2-C2</b>	Pressoflessione	Analisi FEM	$\zeta_e > 100 \%$
	Taglio	Analisi FEM	$\zeta_e > 100 \%$
<b>Travi 30X60</b>	Pressoflessione	Analisi FEM	$\zeta_e > 100 \%$
	Taglio	Analisi FEM	$\zeta_e > 100 \%$
<b>Travi 30X35</b>	Pressoflessione	Analisi FEM	$\zeta_e > 100 \%$
	Taglio	Analisi FEM	$\zeta_e > 100 \%$

Dai risultati ottenuti nelle verifiche è possibile sviluppare le seguenti considerazioni.

Con riferimento ai pilastrini:

- In Fase Sismica non sono presenti vulnerabilità né a pressoflessione né a taglio. Per tutti gli elementi analizzati il Fattore di Sicurezza è risultato  $F_s = E_d/R_d < 1.00$  sia per il meccanismo di pressoflessione sia per il meccanismo di taglio.

Per cui è possibile affermare che per i meccanismi di pressoflessione e taglio dei pilastri in c.a. analizzati, l'Indice di Sicurezza sismica è pari a:

$$\zeta_e > 1.00 (> 100\%)$$

Con riferimento alle travi:

- In Fase Sismica non sono presenti vulnerabilità né a pressoflessione né a taglio. Per tutti gli elementi analizzati il Fattore di Sicurezza è risultato  $F_s = E_d/R_d < 1.00$  sia per il meccanismo di pressoflessione sia per il meccanismo di taglio.

Per cui è possibile affermare che per i meccanismi di pressoflessione e taglio delle travi in c.a. esistenti, l'Indice di Sicurezza sismica è pari a:

$$\zeta_e > 1.00 (> 100\%)$$

## 4.15 Conclusioni

Nel presente caso di studio è stato determinato il livello di sicurezza sismica di una struttura intelaiata pluripiano ad uso residenziale nella città di Tirana, in Albania.

Le valutazioni numeriche sono state effettuate sulla base di una conoscenza molto limitata dell'edificio in quanto non è stato possibile reperire documentazione progettuale ed effettuare sopralluoghi in sito, a causa dell'emergenza sanitaria COVID-19. Nonostante ciò, partendo da un progetto architettonico della struttura, utile per valutare le geometrie degli elementi strutturali, si è proceduto alla valutazione della sicurezza sismica sulla base di un progetto simulato effettuato coerentemente con le "Albanian Technical Rules" e le norme albanesi KTP-1978 e KTP-1989. In tal senso, poiché i codici di progettazione albanese, non prevedono nessun tipo di disposizione per gli edifici esistenti, si è ipotizzato un livello di conoscenza KL1 (*Limited Knowledge*), nel rispetto delle direttive previste dall'Eurocodice 8.

La valutazione dell'indice di sicurezza sismico, per il presente caso di studio, è stata effettuata mediante un'analisi dinamica lineare con metodo FEM, utilizzando la normativa albanese KTP-N.2-1989 sia in fase di valutazione delle azioni sia in fase di verifica. Per la definizione dell'azione sismica, infatti, si è proceduto alla ricostruzione dello spettro di progetto, in quale poi è stato implementato nel software di calcolo.

Con riferimento alle verifiche, per tutti gli elementi strutturali non sono state riscontrate vulnerabilità, per cui l'Indice di Sicurezza sismico complessivo della struttura risulta pari a:

$$\zeta_e > 1.00 (> 100\%)$$

A tal proposito è giusto evidenziare il fatto che la normativa albanese KTP-N.2-1989 sebbene ancora in vigore, sottostima notevolmente l'azione sismica; basti pensare che il valore massimo dell'ordinata  $S_d(I)$  dello spettro di progetto, per l'edificio oggetto di studio, è pari a 0.05g e rappresenta un valore molto basso considerando i terremoti distruttivi che si sono sviluppati negli ultimi anni. È importante precisare tuttavia che, l'indice di vulnerabilità associato alla struttura, è valido a meno di potenziali criticità legate a meccanismi che si potrebbero sviluppare in fondazione, per la quale il suddetto caso studio non è entrato nel merito, a causa dell'assenza di materiale progettuale da poter consultare.

In conclusione, il seguente caso studio dimostra come, nonostante per l'edificio oggetto di studio non si riscontra alcun tipo di vulnerabilità, i codici che si occupano di progettazione antisismica in Albania, ancora oggi in vigore, risultano essere ormai superati e non adeguati agli standard di valutazione dell'azione sismica e questo è confermato dai numerosi edifici distrutti durante l'ultimo evento sismico in Albania del 26 novembre 2019.

## **Capitolo 5:**

# **VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA: CONFRONTO TRA LA NORMATIVA ALBANESE KTP-N.2-89 E LA NORMATIVA ITALIANA NTC 2018**

La valutazione dell'indice di sicurezza sismico per il caso studio 1, in relazione allo studio effettuato interamente con normativa albanese KTP, consente di effettuare un confronto tra l'approccio utilizzato dal codice KTP-N.2-1989 e quello usato dalla normativa tecnica italiana NTC 2018, nella determinazione dell'azione sismica agente sulle strutture.

In tal caso sono state menzionate alcune delle principali analogie e differenze tra i due codici, legate ad esempio, alla valutazione della pericolosità sismica di base utilizzata per la realizzazione delle mappe di zonazione sismica, alla classificazione e caratterizzazione delle tipologie di sottosuolo da cui dipendono i parametri degli spettri di risposta, alla modalità di costruzione dello spettro di progetto rispetto ai coefficienti di riferimento e infine ai metodi di combinazione e analisi.

## 5.1 Pericolosità sismica di base

In generale, per la valutazione delle azioni sismiche di progetto tutti i territori sono suddivisi, dalle autorità nazionali, in zone sismiche in base alla pericolosità locale. Di seguito si riporta un confronto tra il codice per le costruzioni italiano NTC 2018 e la normativa tecnica in vigore in Albania KTP e su come viene valutata la pericolosità sismica di base nei rispettivi territori.

Per quanto riguarda la normativa italiana NTC 2018, la pericolosità sismica di base è funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche del terreno ed è definita in termini di accelerazioni orizzontale massima attesa,  $a_g$ , in condizioni di campo libero, su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico di pseudo-accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(I)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ . In alternativa, è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché siano correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito secondo quanto prescrivono le norme.

Il periodo di riferimento  $V_R$  viene valutato in base alla tipologia di costruzione e alla destinazione d'uso di appartenenza. In tal senso la normativa lo valuta attraverso la formula

$$V_R = V_N C_U$$

dove:

- $V_N$ : rappresenta la vita nominale della struttura, intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.
- $C_U$ : coefficiente definito al variare della classe d'uso dell'opera.

La probabilità di superamento  $P_{VR}$ , invece, rappresenta il rischio residuo accettato, in riferimento al superamento dell'azione sismica di progetto definita e viene valutata in funzione dello stato limite considerato. In tal senso si considerano gli Stati limite di esercizio (SLE) e gli Stati limite ultimi (SLU).

Dei primi fanno parte lo stato limite di Operatività (SLO) e lo stato limite di Danno (SLD), mentre ai secondi appartengono lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e lo stato limite di collasso (SLC). Si riporta in Tabella 39 quanto definito nelle NTC 2018 al *paragrafo 3.2.1*.

Tabella 39 - Probabilità di superamento  $P_{V_r}$  in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	$P_{V_r}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Per ciascuna probabilità di superamento, si definiscono i seguenti parametri che contribuiscono alla determinazione delle forme spettrali:

- $a_g$ : accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$ : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c^*$ : valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per la determinazione dei parametri di pericolosità sismica di base si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, ed eventuali successivi aggiornamenti. Oppure si può utilizzare l'apposita sezione del sito dell'Istituto Nazionale di Geologia e Vulcanologia<sup>25</sup> in cui attraverso una mappa interattiva, è possibile individuare il sito di interesse inserendone le coordinate geografiche o il comune di riferimento, e inserendo alcuni parametri fondamentali di riferimento (probabilità di eccedenza, percentile, periodo spettrale). In tal modo è possibile ottenere la massima accelerazione di picco attesa per il sito oggetto di studio  $a(g)$  e lo spettro di risposta elastico, secondo le specifiche indicazioni presenti nella normativa.

<sup>25</sup> <http://esse1.mi.ingv.it/>

Per quanto riguarda la normativa albanese KTP-N.2-89 la pericolosità sismica non viene determinata in termini di accelerazione al suolo (PGA), ma viene utilizzato il coefficiente sismico  $K_E$ , i cui valori, riportati al capitolo 1 della presente tesi, vengono definiti in maniera empirica e semplificata in base alla categoria di suolo considerato e rispetto ai tre livelli di intensità sismica valutati sul territorio albanese (VII, VIII, IX) e definiti secondo la scala macrosismica MSK-64.

Da questa disamina quindi si deduce che in entrambi i casi la pericolosità sismica è associata sempre alla caratterizzazione tipologica del suolo, ma, se da un lato la normativa italiana fa riferimento a parametri ( $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T^*_C$ ) che vengono determinati in maniera probabilistica, d'altra parte, le norme tecniche in vigore in Albania fanno riferimento ad un unico parametro ( $K_e$ ) che è funzione dei livelli di intensità definiti empiricamente dalla scala macrosismica MSK-64.

## 5.2 Caratterizzazione del suolo

Sia per la normativa italiana che per quella albanese, le caratteristiche del sottosuolo rivestono un importante ruolo nella determinazione dell'azione sismica di progetto. In generale il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche del sottosuolo e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei terreni e degli ammassi rocciosi di cui è costituito. Il terreno su cui è fondata l'opera può esercitare un'azione smorzante o amplificatrice dell'accelerazione sismica di base, variando la sua propagazione sulla struttura di elevazione. In assenza di opportune analisi di risposta sismica locale l'NTC18 prevede, per la definizione dell'azione sismica, un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categoria del sottosuolo di riferimento, riportate in Tabella 40 (*Tab. 3.2.II NTC18*). In tal caso si hanno 5 categorie di sottosuolo, suddivise in relazione alla profondità del substrato e ai valori delle velocità equivalenti delle onde di taglio. Si osserva come passando dalla categoria A alla categoria E, le caratteristiche meccaniche dei terreni tendono ad essere peggiori. Per ogni categoria di sottosuolo, poi, è possibile individuare il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_s$  e il coefficiente  $C_c$ .

Per quanto riguarda la classificazione del sottosuolo a cui fa riferimento la normativa KTP-N.2-89, essa, invece, considera solo tre tipologie di sottosuolo: I, II, III. Secondo quanto riportato in Tabella 40, ogni categoria distingue le varie tipologie di formazione senza alcun riferimento allo spessore del substrato o alla velocità delle onde di taglio. La classificazione si basa sulla caratterizzazione geotecnica dei materiali che costituiscono il terreno. In questo caso le caratteristiche meccaniche del sottosuolo peggiorano passando dalla categoria I alla categoria III.

Tabella 40 – Confronto tipologie di suolo definite da NTC18 e KTP-N.2-89

NTC 2018	KTP-N.2-1989
Tipo di suolo	Tipo di suolo
<p><b>A:</b> ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi.</p> <p><b>B:</b> rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti.</p> <p><b>C:</b> depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti.</p> <p><b>D:</b> depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o a grana fine scarsamente consistenti.</p> <p><b>E:</b> terreni con caratteristiche riconducibili alle categorie C e D con profondità limitata del substrato.</p>	<p><b>I:</b> roccia dura, di natura magmatica o sedimentaria con elevata stabilità statica e dinamica.</p> <p><b>II:</b> formazioni rocciose alterate da fenomeni tettonici. Formazioni argillose rigide o semi rigide a basso contenuto di acqua. Terreni con sabbia e argilla limosa in condizioni di saturazione con elevata plasticità ed elasticità.</p> <p><b>III:</b> terreni con scarse caratteristiche meccaniche caratterizzate da sabbia e argilla limosa la cui superficie è ricoperta di acqua.</p>

Per entrambe le normative, dalla categoria di sottosuolo dipendono i fattori che determinano la pericolosità di base del territorio e dipendono le forme spettrali.

Con riferimento alle NTC 2018, per ogni categoria di suolo assegnata, i valori di  $S_s$  e  $C_c$  dipendono dai fattori  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$ , come mostrato nella Tabella 41. Inoltre, come si osserva dalla Figura 52, per ogni categoria di sottosuolo assegnata, varia la forma dello spettro di risposta elastico.

Tabella 41 - Valori ed espressioni di  $S_s$  e di  $C_c$  (NTC18)

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	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

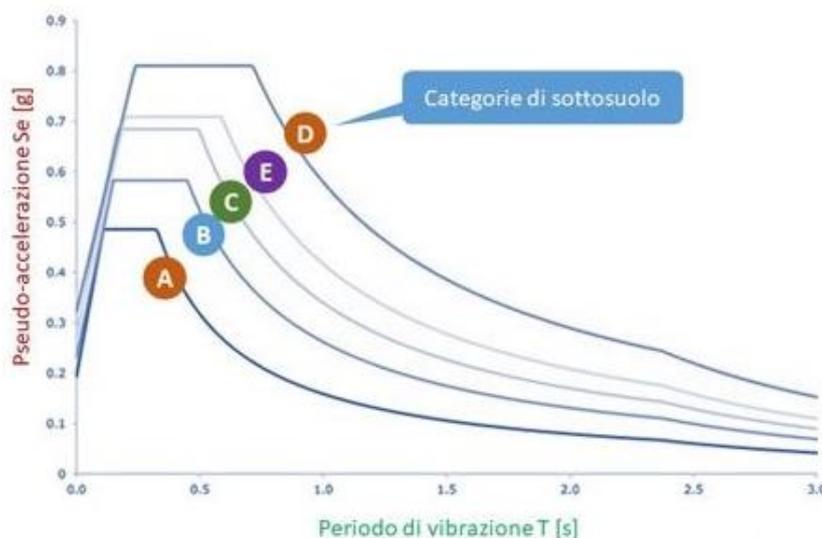


Figura 52 – Forma spettrali assunte in relazione alla categoria di sottosuolo

Per quanto riguarda la normativa albanese KTP-N.2-89, dalla categoria di suolo dipende direttamente il valore del coefficiente sismico  $K_E$  e il valore del coefficiente dinamico  $\beta$ .

Infatti come mostrato in Figura 53, il parametro  $\beta$  è in funzione del periodo di oscillazione  $T$  ed in particolare dipende da  $1/T$  quando varia tra  $T_c$  e  $T_d$ , mentre assume valore costante, valutato empiricamente dalla normativa al *paragrafo 2.6.3*, per gli altri valori di periodo.

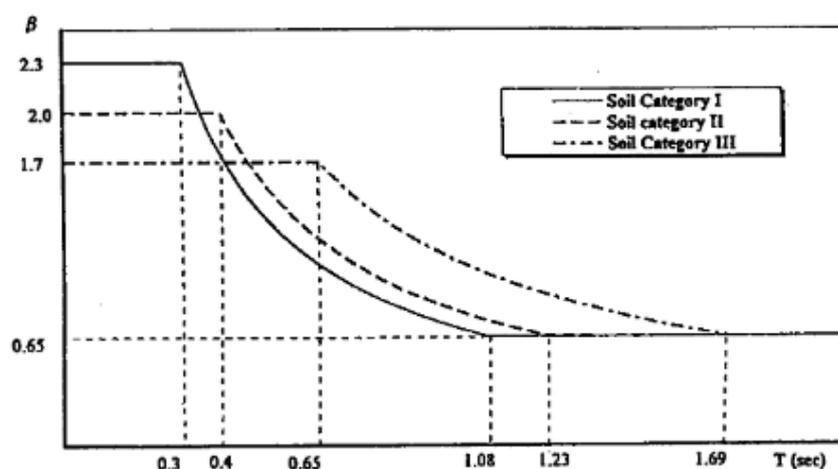


Figura 53 – Forma spettrali dipendenti dal valore  $\beta$  assunte in relazione alla categoria di sottosuolo

### 5.3 Coefficienti strutturali

Si propone una valutazione dei coefficienti strutturali che concorrono alla definizione dello spettro di risposta elastico di progetto determinato con le due normative oggetto di analisi e confronto.

Con riferimento alla normativa italiana NTC 2018, essa considera il fattore di comportamento  $q$ , che permette di tener conto delle non linearità dei materiali e del comportamento di alcune parti strutturali. Questo parametro modifica gli spettri di risposta, riducendo l'azione sismica: esso produce un abbassamento delle ordinate che definisco lo spettro di risposta elastico di riferimento di un fattore  $1/q$ , determinando così lo spettro di progetto. Come prescritto nel *Capitolo 7.3* delle NTC2018, la norma stabilisce l'utilizzo degli spettri di risposta elastici ( $q = 1$ ) nel caso di strutture non dissipative e degli spettri di progetto ( $q > 1$ ) nel caso di sistemi dissipativi.

Il valore del fattore di comportamento  $q$  dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati. Tale fattore viene determinato tramite la seguente relazione, recepita dal *paragrafo 7.3.1* delle NTC2018:

$$q = q_0 K_R$$

dove:

- $q_0$  rappresenta il valore massimo del fattore di comportamento dipendente dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto di iperstaticità della struttura;
- $K_R$  rappresenta il fattore riduttivo dipendente dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, assume valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

La definizione del fattore  $q_0$  contempla anche le non linearità dei materiali, per questo motivo la sua definizione è funzionale alla tipologia del materiale stesso. Per quanto riguarda la normativa albanese KTP-N.2-89 si utilizza il coefficiente strutturale  $\psi$  che dipende essenzialmente dalla tipologia strutturale, dalla regolarità strutturale in pianta e in altezza, nel caso di strutture in cemento armato e infine dalla tipologia di materiale di cui è costituita l'opera. La differenza fondamentale tra le due normative è che se nel caso delle NTC 2018 il fattore di comportamento  $q$  consente di abbassare, in determinate condizioni, le ordinate dello spettro elastico riducendo, quindi, l'azione sismica, mentre per la normativa KTP-N.2-89 il coefficiente strutturale  $\psi$  è direttamente proporzionale all'ordinata dello spettro di progetto, per cui contribuisce ad un aumento dell'azione sismica.

## 5.4 Analisi e confronto degli spettri di risposta

In entrambe le normative l'azione sismica viene caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali (X e Y) e una verticale Z, da considerare tra di loro indipendenti. Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale, sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta, mentre, la componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta.

Nella Tabella 42 si presenta il confronto per la definizione delle ordinate che riproducono le forme spettrali rispettivamente per la normativa di riferimento italiana, NTC 2018 e la normativa di riferimento albanese KTP-N.2-1989.

Tabella 42 – Confronto tra gli spettri di risposta orizzontali costruiti con NTC 2018 e KTP-N.2-1989

NTC 2018	KTP-N.2-1989																			
$0 \leq T \leq T_B$	$S_a = K_E \cdot K_r \cdot \psi \cdot \beta \cdot g$  <b>K<sub>E</sub></b> : coefficiente sismico; <b>K<sub>r</sub></b> : fattore di importanza della struttura; <b>ψ</b> : coefficiente strutturale; <b>β</b> : coefficiente dinamico; <b>g</b> : accelerazione di gravità.																			
$T_B \leq T \leq T_C$																				
$T_C \leq T \leq T_D$																				
$T_D \leq T$																				
$S = S_g \cdot S_T$  S: coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche; S <sub>g</sub> : coefficiente di amplificazione stratigrafica; S <sub>T</sub> : coefficiente di amplificazione topografica.	<b>- Soil category I</b> $0.65 \leq \beta_i = \frac{0.7}{T_i} \leq 2.3$  <b>- Soil category II</b> $0.65 \leq \beta_i = \frac{0.8}{T_i} \leq 2.0$  <b>- Soil category III</b> $0.65 \leq \beta_i = \frac{1.1}{T_i} \leq 1.7$																			
$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5 + \xi)}} \geq 0.55$  η: fattore dipendente da coefficiente di smorzamento ξ; F <sub>0</sub> : fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, con valore minimo pari a 2,2.	<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th rowspan="2">k<sub>s</sub> table</th> <th colspan="3">Seismic Intensity (MSK-64)</th> </tr> <tr> <th>VII</th> <th>VIII</th> <th>IX</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>I</td> <td>0.08</td> <td>0.16</td> <td>0.27</td> </tr> <tr> <td>II</td> <td>0.11</td> <td>0.22</td> <td>0.36</td> </tr> <tr> <td>III</td> <td>0.14</td> <td>0.26</td> <td>0.42</td> </tr> </tbody> </table>	k <sub>s</sub> table	Seismic Intensity (MSK-64)			VII	VIII	IX	I	0.08	0.16	0.27	II	0.11	0.22	0.36	III	0.14	0.26	0.42
k <sub>s</sub> table	Seismic Intensity (MSK-64)																			
	VII	VIII	IX																	
I	0.08	0.16	0.27																	
II	0.11	0.22	0.36																	
III	0.14	0.26	0.42																	
$T_c = C_c \cdot T_c^*$  T <sub>C</sub> : periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro; C <sub>C</sub> : coefficiente funzione della categoria del sottosuolo; T <sub>C</sub> *: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.																				
$T_B = \frac{T_C}{3}$  T <sub>B</sub> : periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.																				
$T_D = 4,0 \frac{a_g}{g} + 1,6$  T <sub>D</sub> : periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro; a <sub>g</sub> : accelerazione massima al sito di riferimento.																				

Da un'attenta analisi dei fattori che concorrono alla definizione degli spettri, si può osservare che, considerando la normativa italiana, le forme spettrali sono determinate in termini probabilistici, ovvero, per ciascuna probabilità di riferimento P<sub>V<sub>r</sub></sub>, noti i valori di accelerazione orizzontale massima al sito a<sub>g</sub>, il valore massimo del fattore di

amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale  $F_0$  e il periodo di inizio del tratto a velocità costante  $T^*_C$ .

Questi valori si ottengono attraverso un reticolo di riferimento i cui nodi sono sufficientemente vicini tra loro (non distano più di 10 km) per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno  $T_R$  ricadenti in un intervallo di riferimento compreso tra 30 e 2475 anni. L'azione sismica così individuata, viene successivamente variata in funzione delle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo e morfologiche della superficie, tali da caratterizzare la risposta sismica locale. Infine la valutazione dello spettro di progetto viene effettuata scalando lo spettro di risposta elastico ottenuto con le formule definite in Tabella 42, con il fattore di comportamento  $q$ .

Nella normativa albanese invece, i termini che concorrono alla definizione dello spettro vengono valutati in maniera empirica con coefficienti tabellati riportati in normativa e spiegati nel dettaglio nel capitolo 1 della presente tesi; mentre le forme spettrali dipendono unicamente dal coefficiente dinamico  $\beta$ . Inoltre è opportuno specificare che lo spettro che si ottiene con la formulazione riportata nella Tabella 42, rappresenta già lo spettro di progetto utilizzato per la valutazione dell'azione sismica.

In Figura 54 viene mostrato, a titolo di esempio, un confronto tra i due spettri di progetto costruiti con le due normative oggetto di studio, considerando stessa categoria di suolo, analoga tipologia strutturale e stessa destinazione d'uso.

L'obbiettivo non è un confronto parametrico, in quanto le due normative presentano approcci differenti per la definizione dello spettro, ma si vuole essenzialmente mostrare la differenza di forma tra i due spettri. Nel caso dello spettro costruito secondo normativa albanese KTP-N.2-1989, esso parte direttamente con l'ordinata spettrale massima sul plateau tra 0 e  $T_C$  dove i coefficienti risultano essere tutti costanti e indipendenti tra loro. Successivamente tra  $T_C$  e  $T_D$  si ha un'iperbole equilatera in quanto la forma spettrale dipende da  $\beta$  che a sua volta dipende da  $1/T$ , fino a  $T_D$  in corrispondenza del quale, l'ordinata spettrale rimane costante.

Per quanto riguarda lo spettro costruito con NTC 2018, esso parte con il valore di ancoraggio PGA  $e$ , da 0 a  $T_B$ , le ordinate spettrali crescono proporzionalmente all'aumentare del periodo. Nel tratto compreso tra  $T_B$  e  $T_C$  si ha il tratto ad accelerazione costante in cui l'ordinata spettrale assume valore costante. Mentre, tra  $T_C$  e  $T_D$  lo spettro prevede la presenza di un'iperbole equilatera, in cui l'ordinata spettrale è inversamente proporzionale al periodo. Dopo  $T_D$ , lo spettro assume un andamento parabolico e dipende da  $1/T^2$ .

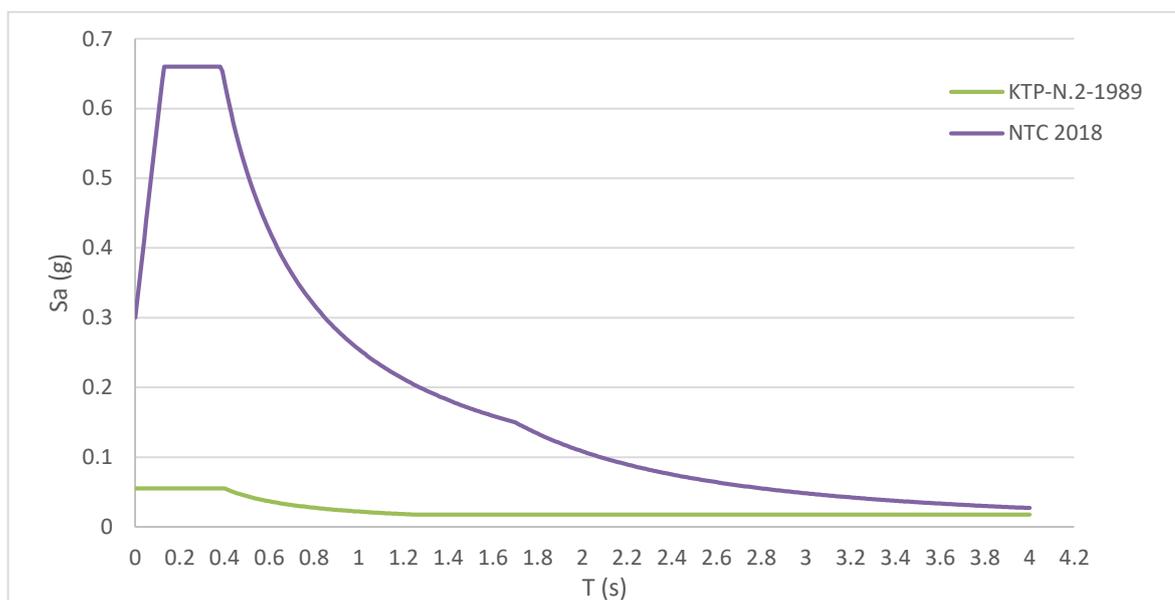


Figura 54 – Confronto tra spettro di progetto definito con NTC2018 e spettro di progetto definito con KTP-N.2-1989

## 5.5 Metodologia di analisi

Sia la normativa italiana NTC 2018 che la normativa albanese KTP-N.2-89 contemplano il calcolo dell'azione sismica considerando l'analisi dinamica modale, nell'ipotesi di comportamento della struttura in regime elastico lineare. In tal modo, vengono definiti dapprima i modi di vibrare della costruzione; successivamente si calcolano gli effetti dell'azione sismica partendo dallo spettro di risposta di progetto, che nel caso della normativa albanese è già quello ricavato secondo quanto descritto nel paragrafo precedente, mentre nel caso della normativa italiana lo spettro di progetto

è ottenuto scalando lo spettro elastico definito secondo quanto detto nel paragrafo precedente con il fattore di comportamento spiegato nel paragrafo 5.2 del presente capitolo. In ragione di questo, la Circolare esplicativa n. 7 del 2019 delle NTC definisce tale procedura come “Analisi dinamica modale con fattore q”. Infine si procede alla combinazione degli effetti dell’azione sismica.

Per quanto riguarda i modi di vibrare, entrambe le normative consentono di considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi, la normativa italiana prevede l'utilizzo di una Combinazione Quadratica Completa (CQC):

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

Invece la normativa albanese KTP-N.2-89 prevede l'utilizzo del metodo della Radice Quadrata della Somma dei Quadrati (SRSS):

$$E_E = \sqrt{\sum_i E_{Ei}^2}$$

Si precisa che, anche la normativa italiana NTC2018 contempla l'utilizzo del metodo SRSS solo però nel caso in cui i periodi modali differiscono tra loro più del 10%.

## 5.6 Combinazioni delle azioni in fase sismica

Si riporta, nella Tabella 43, un confronto tra la combinazione di carico in fase sismica adottata dalla normativa italiana NTC 2018, con i relativi coefficienti di sicurezza parziali sui carichi, relativamente alle opere in oggetto, e la combinazione di carico in fase sismica, con i propri coefficienti di combinazione, prevista dalla normativa albanese KTP-N.2-1989.

Tabella 43 – Confronto tra le combinazioni sismiche utilizzate dalla normativa italiana NTC 2018 e dalla normativa albanese KTP-N.2-1989

NTC 2018	KTP-N.2-1989																																																												
<p><u>Combinazione impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica:</u></p> $E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$	<p><u>Combinazione sismica</u></p> $\gamma_E \cdot E_e + \gamma_g \cdot (g_1 + g_2) + \gamma_{p1} \cdot p_1 + \gamma_{p2} \cdot p_2$																																																												
<p><u>Masse associate ai carichi gravitazionali per valutare gli effetti dell'azione sismica:</u></p> $G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj}$	<p><u>Masse associate ai carichi gravitazionali per valutare gli effetti dell'azione sismica:</u></p> $\gamma_g \cdot (g_1 + g_2) + \gamma_{p1} \cdot p_1 + \gamma_{p2} \cdot p_2$																																																												
<p><u>Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU:</u></p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2"></th> <th style="text-align: center;">Coefficiente <math>\gamma_f</math></th> <th style="text-align: center;">EQU</th> <th style="text-align: center;">A1</th> <th style="text-align: center;">A2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">Carichi permanenti <math>G_1</math></td> <td style="text-align: center;">Favorevoli</td> <td rowspan="2" style="text-align: center;"><math>\gamma_{G1}</math></td> <td style="text-align: center;">0,9</td> <td style="text-align: center;">1,0</td> <td style="text-align: center;">1,0</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Sfavorevoli</td> <td style="text-align: center;">1,1</td> <td style="text-align: center;">1,3</td> <td style="text-align: center;">1,0</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">Carichi permanenti non strutturali <math>G_2^{(b)}</math></td> <td style="text-align: center;">Favorevoli</td> <td rowspan="2" style="text-align: center;"><math>\gamma_{G2}</math></td> <td style="text-align: center;">0,8</td> <td style="text-align: center;">0,8</td> <td style="text-align: center;">0,8</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Sfavorevoli</td> <td style="text-align: center;">1,5</td> <td style="text-align: center;">1,5</td> <td style="text-align: center;">1,3</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">Azioni variabili Q</td> <td style="text-align: center;">Favorevoli</td> <td rowspan="2" style="text-align: center;"><math>\gamma_Q</math></td> <td style="text-align: center;">0,0</td> <td style="text-align: center;">0,0</td> <td style="text-align: center;">0,0</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Sfavorevoli</td> <td style="text-align: center;">1,5</td> <td style="text-align: center;">1,5</td> <td style="text-align: center;">1,3</td> </tr> </tbody> </table>			Coefficiente $\gamma_f$	EQU	A1	A2	Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0	Sfavorevoli	1,1	1,3	1,0	Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(b)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8	Sfavorevoli	1,5	1,5	1,3	Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0	Sfavorevoli	1,5	1,5	1,3	<p><u>Valori dei coefficienti di combinazione:</u></p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: center;">Tipologia di carico</th> <th style="text-align: center;">Coefficienti</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">Carico sismico</td> <td style="text-align: center;"><math>\gamma_E = 1</math></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Carichi permanenti</td> <td style="text-align: center;"><math>\gamma_G = 0.9</math></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Carichi variabili a lunga durata</td> <td style="text-align: center;"><math>\gamma_{p1} = 0.8</math></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Carichi variabili di breve durata</td> <td style="text-align: center;"><math>\gamma_{p2} = 0.4</math></td> </tr> </tbody> </table>	Tipologia di carico	Coefficienti	Carico sismico	$\gamma_E = 1$	Carichi permanenti	$\gamma_G = 0.9$	Carichi variabili a lunga durata	$\gamma_{p1} = 0.8$	Carichi variabili di breve durata	$\gamma_{p2} = 0.4$														
		Coefficiente $\gamma_f$	EQU	A1	A2																																																								
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0																																																								
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0																																																								
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(b)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8																																																								
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3																																																								
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0																																																								
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3																																																								
Tipologia di carico	Coefficienti																																																												
Carico sismico	$\gamma_E = 1$																																																												
Carichi permanenti	$\gamma_G = 0.9$																																																												
Carichi variabili a lunga durata	$\gamma_{p1} = 0.8$																																																												
Carichi variabili di breve durata	$\gamma_{p2} = 0.4$																																																												
<p><u>Valori dei coefficienti di combinazione:</u></p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: center;">Categoria/Azione variabile</th> <th style="text-align: center;"><math>\Psi_{01}</math></th> <th style="text-align: center;"><math>\Psi_{11}</math></th> <th style="text-align: center;"><math>\Psi_{21}</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Categoria A - Ambienti ad uso residenziale</td> <td style="text-align: center;">0,7</td> <td style="text-align: center;">0,5</td> <td style="text-align: center;">0,3</td> </tr> <tr> <td>Categoria B - Uffici</td> <td style="text-align: center;">0,7</td> <td style="text-align: center;">0,5</td> <td style="text-align: center;">0,3</td> </tr> <tr> <td>Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento</td> <td style="text-align: center;">0,7</td> <td style="text-align: center;">0,7</td> <td style="text-align: center;">0,6</td> </tr> <tr> <td>Categoria D - Ambienti ad uso commerciale</td> <td style="text-align: center;">0,7</td> <td style="text-align: center;">0,7</td> <td style="text-align: center;">0,6</td> </tr> <tr> <td>Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale</td> <td style="text-align: center;">1,0</td> <td style="text-align: center;">0,9</td> <td style="text-align: center;">0,8</td> </tr> <tr> <td>Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso <math>\leq 30</math> kN)</td> <td style="text-align: center;">0,7</td> <td style="text-align: center;">0,7</td> <td style="text-align: center;">0,6</td> </tr> <tr> <td>Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso <math>&gt; 30</math> kN)</td> <td style="text-align: center;">0,7</td> <td style="text-align: center;">0,5</td> <td style="text-align: center;">0,3</td> </tr> <tr> <td>Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione</td> <td style="text-align: center;">0,0</td> <td style="text-align: center;">0,0</td> <td style="text-align: center;">0,0</td> </tr> <tr> <td>Categoria I - Coperture praticabili</td> <td colspan="3" style="text-align: center;">da valutarsi caso per caso</td> </tr> <tr> <td>Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)</td> <td colspan="3" style="text-align: center;">da valutarsi caso per caso</td> </tr> <tr> <td>Vento</td> <td style="text-align: center;">0,6</td> <td style="text-align: center;">0,2</td> <td style="text-align: center;">0,0</td> </tr> <tr> <td>Neve (a quota <math>\leq 1000</math> m s.l.m.)</td> <td style="text-align: center;">0,5</td> <td style="text-align: center;">0,2</td> <td style="text-align: center;">0,0</td> </tr> <tr> <td>Neve (a quota <math>&gt; 1000</math> m s.l.m.)</td> <td style="text-align: center;">0,7</td> <td style="text-align: center;">0,5</td> <td style="text-align: center;">0,2</td> </tr> <tr> <td>Variazioni termiche</td> <td style="text-align: center;">0,6</td> <td style="text-align: center;">0,5</td> <td style="text-align: center;">0,0</td> </tr> </tbody> </table>	Categoria/Azione variabile	$\Psi_{01}$	$\Psi_{11}$	$\Psi_{21}$	Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3	Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3	Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6	Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6	Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8	Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6	Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3	Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0	Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso			Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	da valutarsi caso per caso			Vento	0,6	0,2	0,0	Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0	Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2	Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0	
Categoria/Azione variabile	$\Psi_{01}$	$\Psi_{11}$	$\Psi_{21}$																																																										
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3																																																										
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3																																																										
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6																																																										
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6																																																										
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8																																																										
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6																																																										
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3																																																										
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0																																																										
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso																																																												
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	da valutarsi caso per caso																																																												
Vento	0,6	0,2	0,0																																																										
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0																																																										
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2																																																										
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0																																																										

In entrambi i casi, nelle formule sopra riportate il simbolo “+” vuol dire “combinato con”. La differenza sostanziale tra le due normative è che nella normativa italiana i coefficienti parziali per le azioni permanenti  $\gamma$  risultano essere tutti unitari, mentre i valori  $\Psi$  riducono le azioni variabili predominanti.

Invece nella normativa albanese il coefficiente parziale risulta essere unitario solo per l'azione sismica, che quindi viene massimizzata, rispetto ai carichi permanenti e variabili che invece vengono ridotti con coefficienti inferiori all'unità. Inoltre si sottolinea la differenza rispetto ai carichi di lunga durata, che nel caso delle NTC 2018, presentano coefficienti  $\Psi$  che variano in funzione della destinazione d'uso definita in base alla categoria di struttura.

Invece con riferimento alla normativa KTP-N.2-1989, i carichi di lunga durata presentano tutti lo stesso coefficiente di combinazione per cui non vi è nessuna distinzione rispetto alla destinazione d'uso della costruzione. Infine è opportuno sottolineare come per entrambe le normative, in fase sismica, si trascura l'azione del vento.

## **Capitolo 6:**

# **CASO STUDIO 2: CONFRONTO TRA METODO NUMERICO FEM E METODO SPEDITIVO-QUANTITATIVO PER LA VALUTAZIONE DELL'INDICE DI SICUREZZA SISMICO DI UNA STRUTTURA INTELAIATA PLURIPIANO AD USO RESIDENZIALE NELLA CITTÀ DI TIRANA**

Il caso studio 2 rappresenta un confronto tra due metodi di analisi strutturale utilizzati per la valutazione dell'indice di sicurezza sismico e, quindi, la vulnerabilità di un edificio. Nello specifico, la struttura oggetto di studio, è stata esaminata, dapprima, mediante un'analisi numerica agli elementi finiti; successivamente è stata sottoposta all'analisi speditiva-quantitativa attraverso il codice RE.SIS.TO PLUS. L'edificio in esame è un'abitazione residenziale a due piani, in cemento armato situato a Tirana, progettato e costruito nel 2008. Ai fini della modellazione degli elementi strutturali, dello studio delle azioni agenti e delle verifiche di resistenza, si è fatto riferimento al progetto strutturale esistente e reperito presso uno studio di ingegneria di Tirana.

La valutazione dell'azione sismica avviene, in entrambi i metodi, con analisi statica lineare effettuata mediante l'utilizzo dallo spettro di progetto, ricostruito secondo i requisiti stabiliti dalla normativa tecnica albanese KTP-N.2-1989. Infine si procede al confronto tra le due metodologie utilizzate partendo dai risultati ottenuti in fase di verifica.

## 6.1 Descrizione della struttura

La conoscenza dei manufatti è alla base del procedimento di verifica di sicurezza sismica con l'obiettivo fondamentale di individuare danneggiamenti dovuti a eventi sismici pregressi e definire un livello di conoscenza tale da applicare il corrispondente fattore di confidenza  $F_C$  indispensabile per definire i valori di calcolo delle resistenze dei materiali da implementare, nel presente caso studio, sia nel modello di calcolo FEM, sia nel modello di analisi speditiva- quantitativa effettuata con il codice RE.SIS.TO PLUS.

La struttura in esame è un edificio a due piani, ad uso residenziale realizzato nel 2008 a Tirana, costituito da un unico corpo strutturale, regolare in pianta, con dimensioni 9.63 x 9.7m e regolare in altezza, con quota massima di 7.43 m.

La costruzione presenta, in direzione longitudinale, due campate, con lunghezza rispettivamente pari a 5.8 m e 3.9 m. Nella direzione trasversale si sviluppano due campate con lunghezza di 3.14 m e 4.49 m a cui si aggiunge un balcone di 1.8 m. In altezza la struttura si erige da una profondità di -0.8 m rispetto al piano campagna, fino a raggiungere la quota di 4.2 m per il primo solaio e la quota di 7.43 m per il solaio di copertura.

Tutte le strutture portanti principali sono in calcestruzzo armato. I telai del piano terra sono costituiti da pilastri con sezione 40 x 40 cm, collegati tra loro da travi di dimensioni 30 x 50 cm. I telai del piano primo sono uguali ai precedenti relativamente ai telai laterali orditi sia in direzione longitudinale che trasversale, mentre i telai delle campate centrali, in entrambe le direzioni, sono costituiti da pilastri con dimensioni 40 x 40 cm collegati tra loro con travi di sezione pari a 60 x 30 cm.

I solai di entrambi i piani, secondo quanto riportato nel progetto strutturale, sono in latero-cemento, orditi nella direzione trasversale, costituiti da pignatte in laterizio con dimensioni 38 x 25 cm e travetti in cemento armato. L'altezza complessiva dei solai è di 30 cm, considerando l'altezza della pignatta di 25 cm e il getto di completamento in calcestruzzo, con rete elettrosaldata, pari a 5 cm. Per quanto riguarda tramezzi interni e tamponature esterne, essi sono costituiti da mattoni in laterizio e malta di spessore pari a 15 cm, con opportuni strati di intonaco. Le fondazioni, secondo quanto riportato nella documentazione di progetto, sono realizzate secondo due tipologie di plinto in cemento armato: il primo con area di impronta 240 x 240 cm, il secondo con area di impronte 250 x 250 cm. I plinti perimetrali sono collegati con travi di collegamento di dimensioni 50 x 50 cm.

Infine, per completezza, si sottolinea la presenza di una scala che collega i diversi piani del fabbricato, realizzata in cemento armato, costituita da trave a ginocchio di spessore pari a 25 cm per la prima rampa e di spessore pari a 16 cm per la seconda rampa; ogni rampa è collegata a pianerottoli con larghezza di 130 cm.

Si riportano stralci della documentazione progettuale reperita, utile a comprendere le geometrie, con riferimento a

- Pianta fili fissi e fondazioni;
- Pianta primo piano, pianta copertura;
- Sezioni e armature pilastri;
- Sezioni e armature travi.

**PLANI I PIKETIMIT TE KOLLONAVE  
NE KUOTEN -0.80 ÷ +4.20 ÷ +7.43**

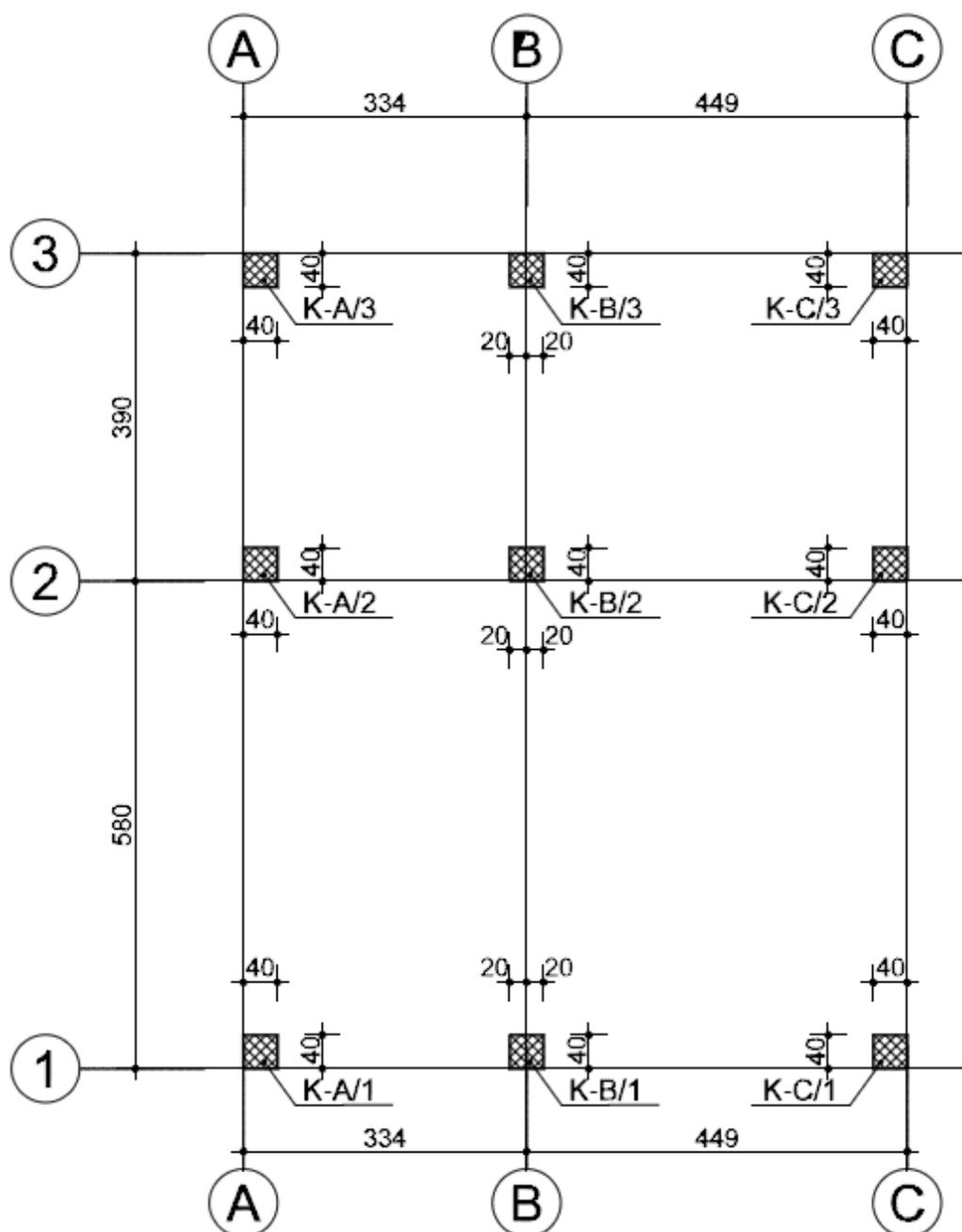


Figura 55 – Pianta fili fissi pilastri

## PLANI I THEMELEVE NE KUOTEN -0.80

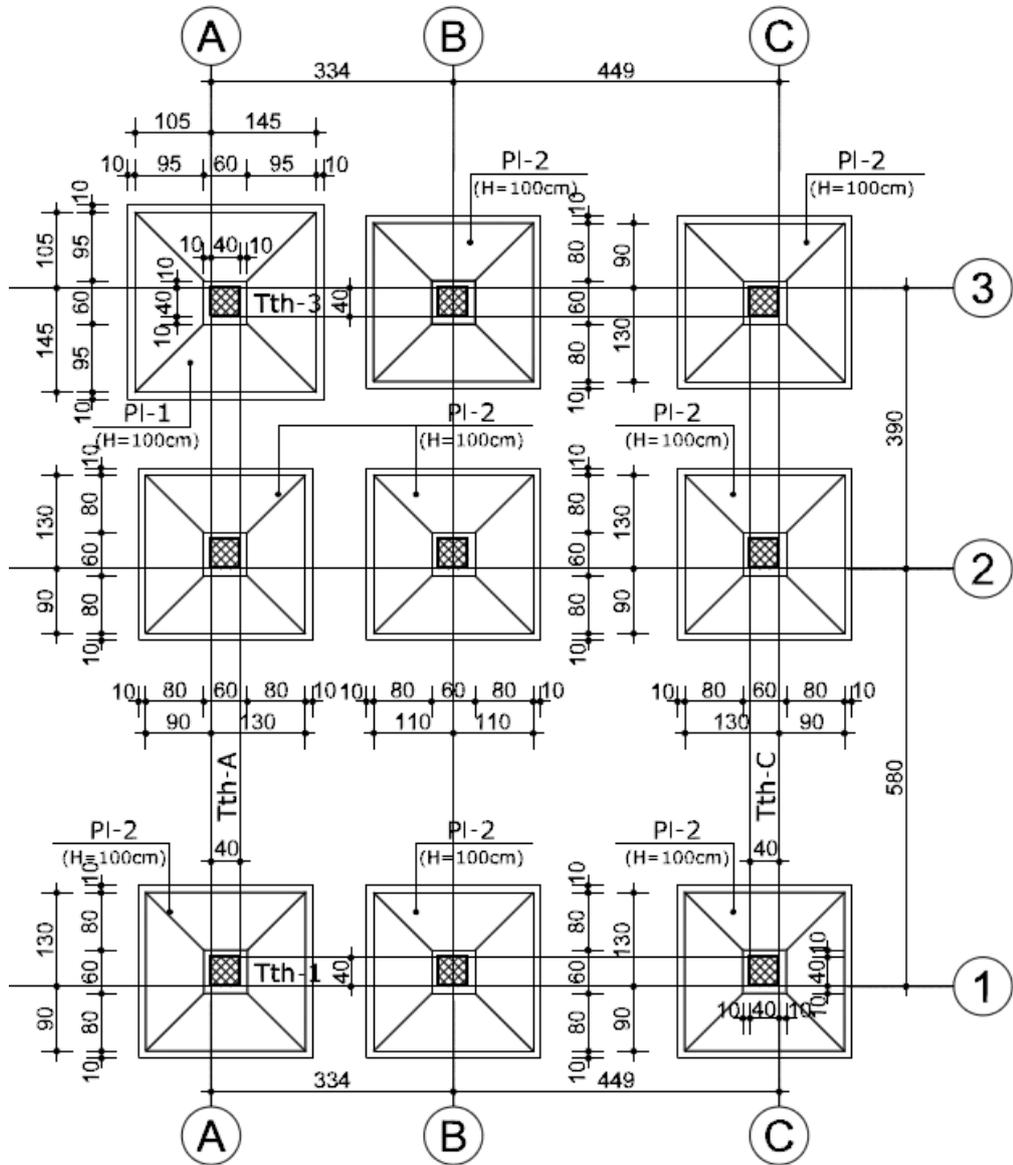


Figura 56 – Pianta sistema di fondazione

## PLANI I STRUKTURES NE +4.20

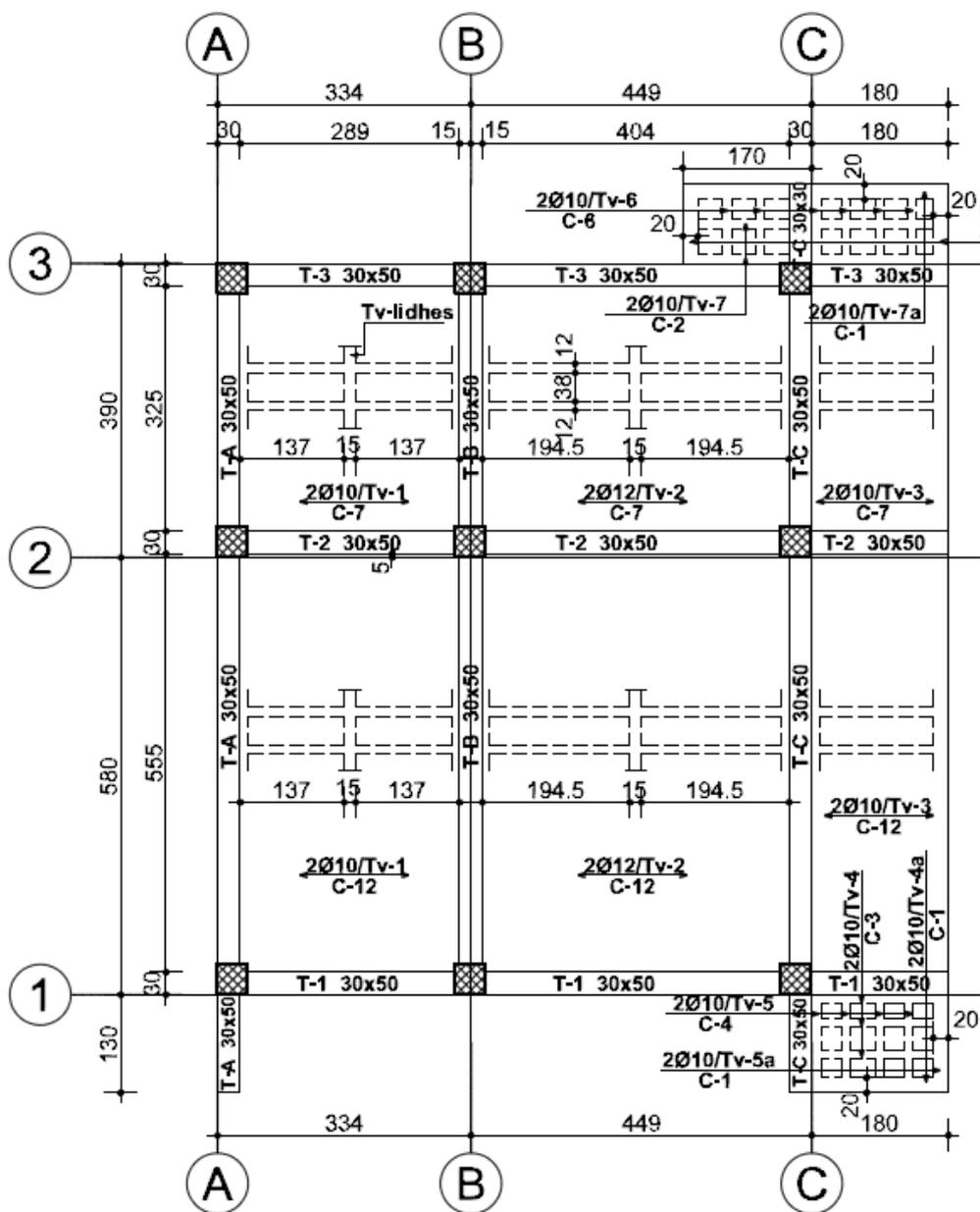


Figura 57 – Sistema strutturale piano primo (+4.20 m)

## PLANI I STRUKTURES NE +7.43

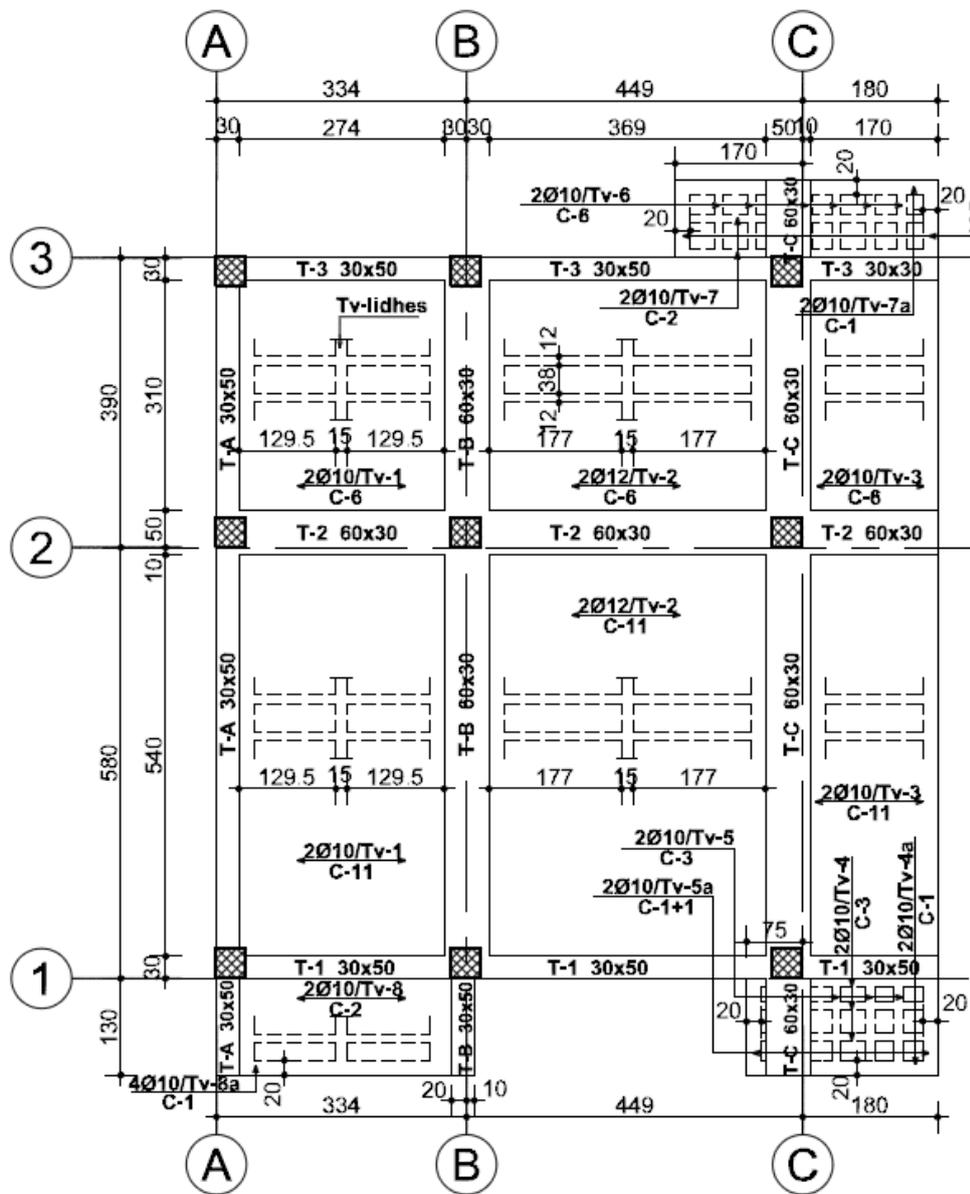


Figura 58 – Sistema strutturale piano copertura (+7.43 m)

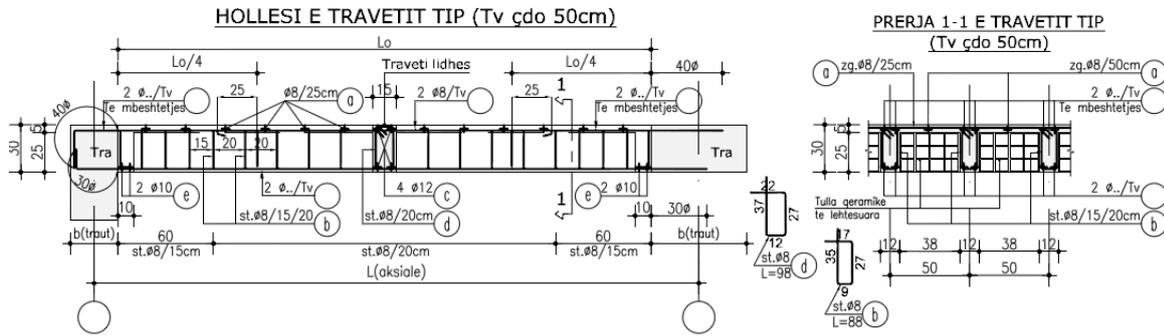


Figura 59 – Sezione solaio

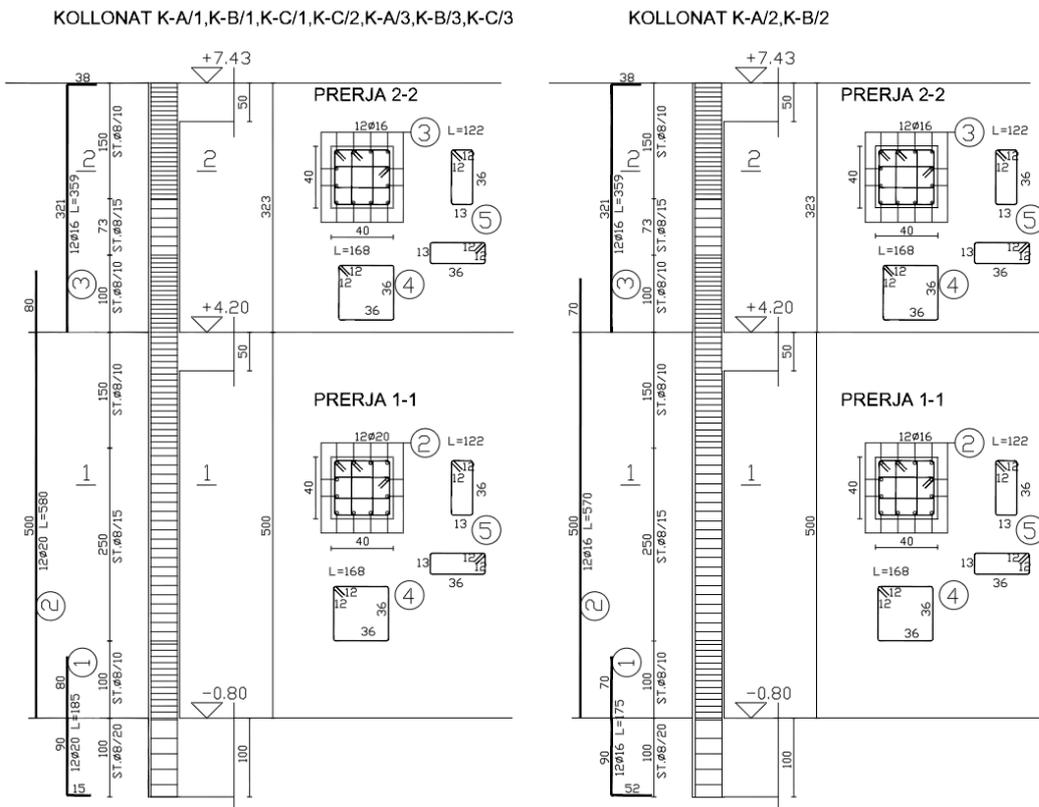


Figura 60 – Sezioni e armatura colonne

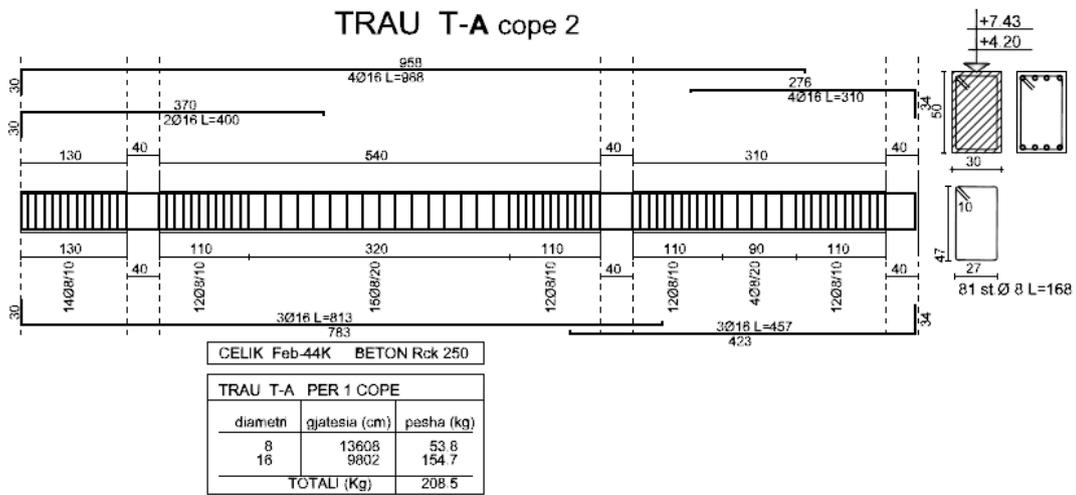


Figura 61 – Sezione e armatura trave T-A (piano +4.20 m e piano +7.43 m)

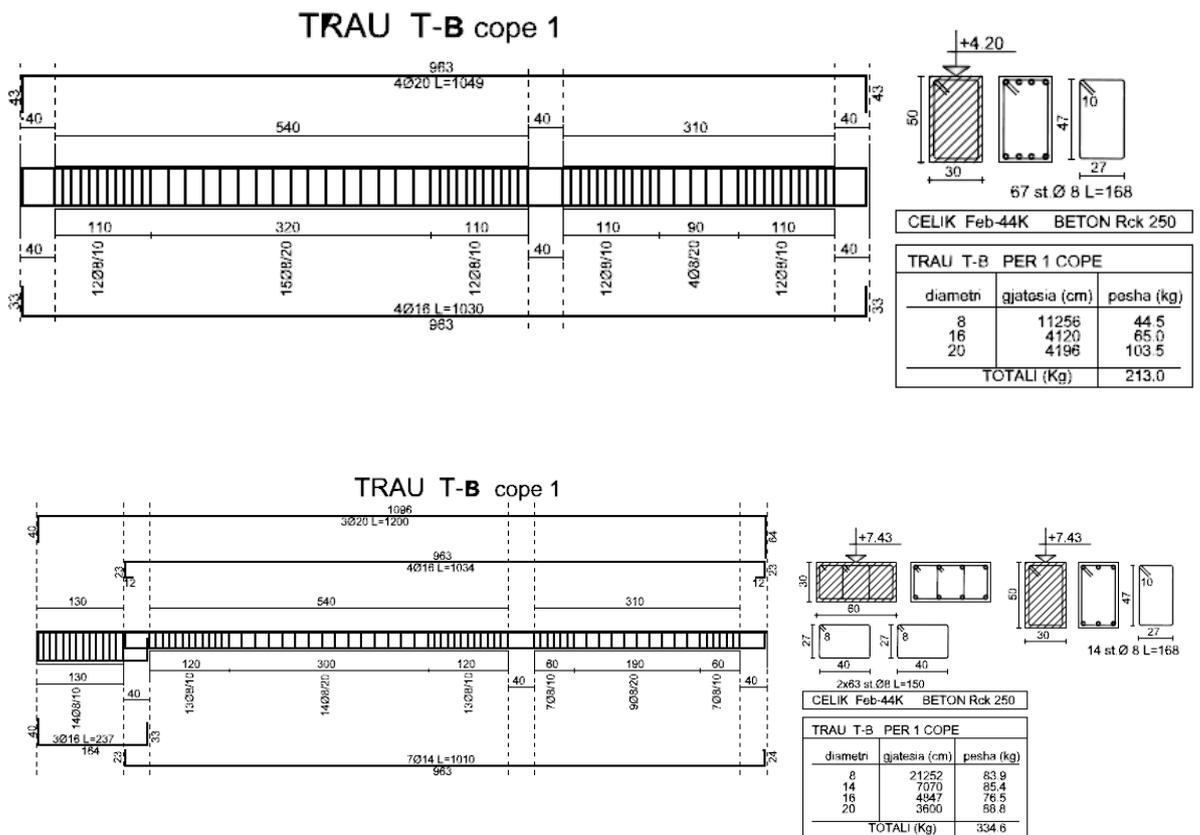


Figura 62 – Sezione e armatura trave T-B (piano +4.20 m e piano +7.43 m)

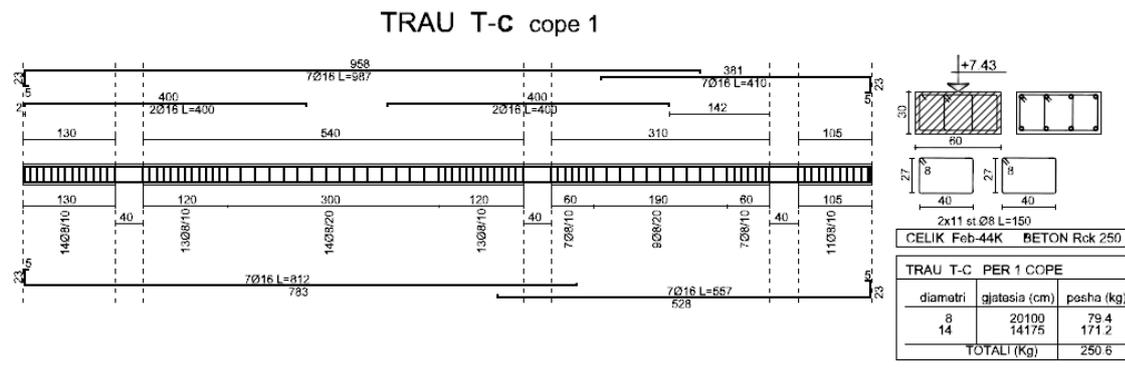
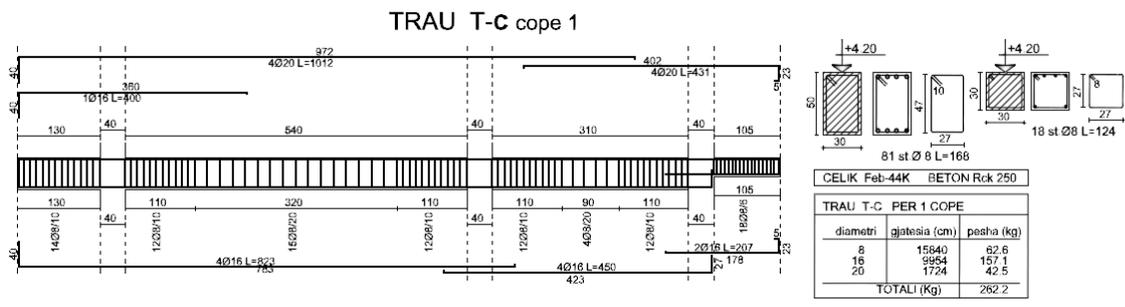
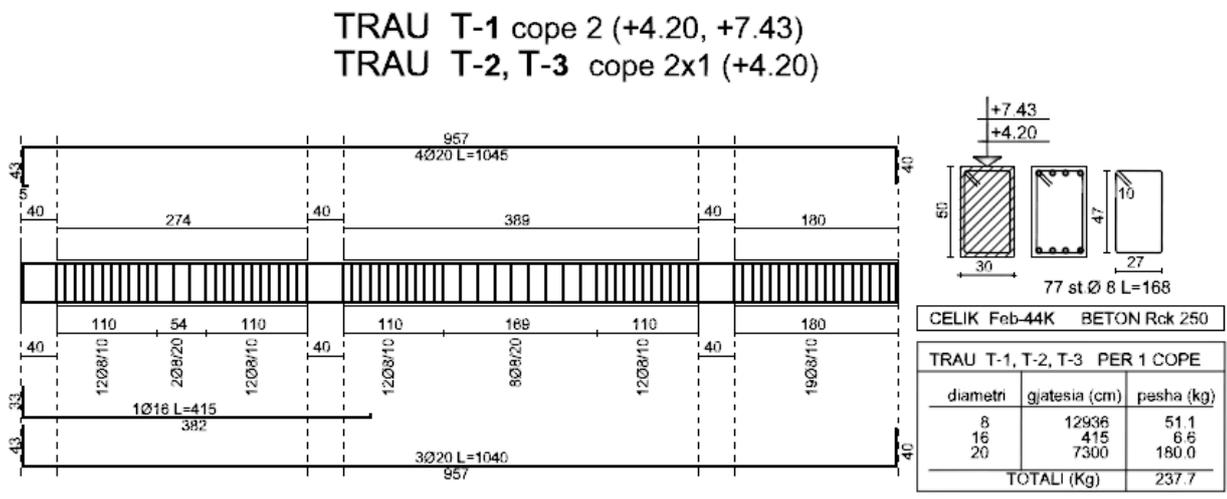


Figura 63 – Sezione e armatura trave T-C (piano +4.20 m e piano +7.43 m)



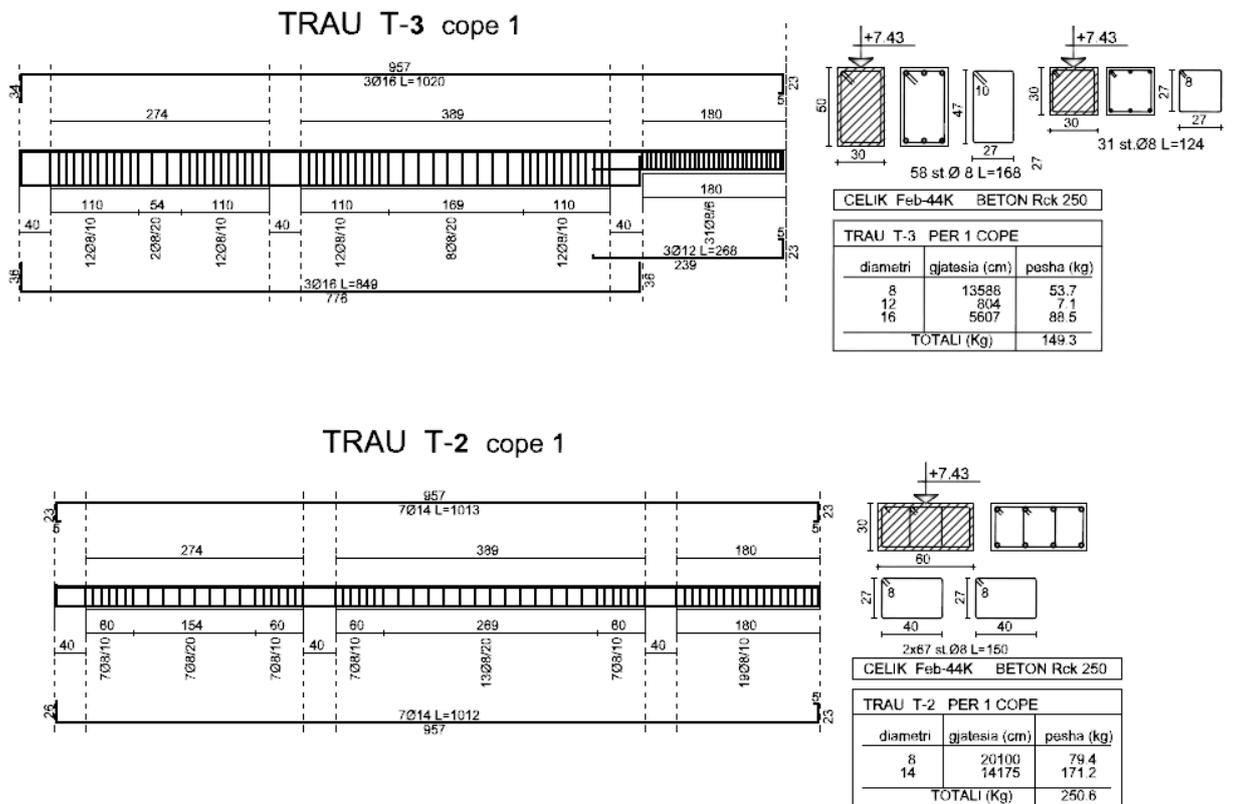


Figura 64 – Sezione e armatura trave T-1, T-2, T-3 (piano +4.20 m e piano +7.43 m)

## 6.2 Normativa di riferimento

Per il caso di studio oggetto di analisi, vengono utilizzate le seguenti normative di riferimento:

- **KTP-N.3-1978:** “Kritere projektimi. Klasifikimi i veprave ekonomike e shoqërore” (Criteri di progettazione. Classificazione delle opere economiche e sociali);
- **KTP-N.6-1978:** “Kritere projektimi. Përcaktimi i ngarkesave në objektet shoqërore ekonomike” (Criteri di progettazione. Determinazione dei carichi sulle strutture socio-economiche);
- **KTP-N.7-1978:** “Kritere projektimi. Përcaktimi i ngarkesës së erës” (Criteri di progettazione. Determinazione del carico del vento);

- **KTP-N.8-1978:** “*Kritere projektimi. Përcaktimi i ngarkesës së borës*” (Criteri di progettazione. Determinazione del carico di neve).
- **KTP-N.2-1989:** “*Kritere projektimi e ndërtimi në zona sismike*” (Criteri di progettazione e costruzione nelle aree sismiche).
- **Eurocodice 8:** *Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings.*
- **D.M. 17 gennaio 2018:** Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018).

## 6.3 Caratteristiche materiali

Nella valutazione della sicurezza di una costruzione esistente, è necessario descrivere in maniera dettagliata le operazioni da compiere per delineare lo stato di conoscenza attraverso parametri legati alla modellazione e alle verifiche di sicurezza da effettuare. Questa procedura, tuttavia non è assolutamente contemplata dalla normativa albanese KTP, ragion per cui, per il seguente caso di studio, si assume quanto detto al *paragrafo 3.3.1* dell’Eurocodice 8 tale per cui, sulla base delle informazioni ricavate per la struttura, è possibile definire un “livello di conoscenza” (LC) e associarvi un “*Confident factor*” (CF) da utilizzare come un ulteriore coefficiente parziale di sicurezza. La normativa definisce quindi tre livelli di conoscenza:

- KL1: *Limited knowledge*
- KL2: *Normal knowledge*
- KL3: *Full knowledge*

### 6.3.1 Caratteristiche dei materiali – Valori nominali

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti gli elementi strutturali dell’edificio oggetto di studio, si adotteranno i parametri desunti dalle tavole strutturali riportate al paragrafo 6.1 del presente capitolo.

### CALCESTRUZZO PILASTRI

La classe di calcestruzzo adottata è **B25**:

- $R = 25 \text{ MPa}$  Resistenza cubica caratteristica del materiale
- $R_b = 13.5 \text{ MPa}$  Resistenza cilindrica di progetto del materiale
- $R_{bt} = 1.07 \text{ MPa}$  Resistenza a trazione di progetto del materiale
- $E_{cm} = 30000 \text{ MPa}$  Modulo elastico a compressione

### CALCESTRUZZO TRAVI

La classe di calcestruzzo adottata è **B25**:

- $R = 25 \text{ MPa}$  Resistenza cubica caratteristica del materiale
- $R_b = 13.5 \text{ MPa}$  Resistenza cilindrica di progetto del materiale
- $R_{bt} = 1.07 \text{ MPa}$  Resistenza a trazione di progetto del materiale
- $E_{cm} = 30000 \text{ MPa}$  Modulo elastico a compressione

### ACCIAIO DA C.A.

Relativamente all'acciaio da c.a., si adotta l'acciaio **Fe B44k**, come indicato all'interno delle tavole strutturali.

- $f_{yk} = 430 \text{ MPa}$  Tensione caratteristica di snervamento
- $f_{tk} = 540 \text{ MPa}$  Tensione caratteristica di rottura
- $\gamma_s = 1.15$  Coefficiente parziale di sicurezza del materiale
- $f_{yd} = 373.91 \text{ MPa}$  Tensione di progetto di snervamento
- $E_s = 210\,000 \text{ MPa}$  Modulo elastico

### *6.3.2 Caratteristiche dei materiali – Valori di calcolo*

Per un'accurata valutazione dell'indice di Sicurezza sismica per la struttura oggetto di studio, è necessario definire, in un primo momento il livello di conoscenza del fabbricato. Per tutti gli elementi strutturali la conoscenza è limitata solo alla consultazione delle tavole progettuali, in quanto non è stato possibile effettuare alcun tipo di sopralluogo o rilievo in sito.

Per questo motivo e anche per permettere l'applicazione della metodologia speditiva, si è utilizzato un livello di conoscenza KL1 (*Limited Knowledge*) a cui la normativa associa un "Confident factor" pari a 1.35. Con questo parametro non si fa altro che scalare le resistenze dei materiali nelle formule di capacità degli elementi duttili e fragili, in modo tale da ottenere resistenze medie che approssimano ad una reale condizione dello stato di fatto dell'opera.

### **CALCESTRUZZO PILASTRI**

La classe di calcestruzzo adottata è **B25**:

- $CF_{KL1} = 1.35$                       Confident Factor
- $R = 25 \text{ MPa}$                       Resistenza cubica caratteristica del materiale
- $R_b = 10 \text{ MPa}$                       Resistenza cilindrica di progetto del materiale (con  $CF_{KL1}$ )
- $R_{bt} = 1.05 \text{ MPa}$                       Resistenza a trazione di progetto del materiale (con  $CF_{KL1}$ )

### **CALCESTRUZZO TRAVI**

La classe di calcestruzzo adottata è **B25**:

- $CF_{KL1} = 1.35$                       Confident Factor
- $R = 25 \text{ MPa}$                       Resistenza cubica caratteristica del materiale
- $R_b = 10 \text{ MPa}$                       Resistenza cilindrica di progetto del materiale (con  $CF_{KL1}$ )
- $R_{bt} = 1.05 \text{ MPa}$                       Resistenza a trazione di progetto del materiale (con  $CF_{KL1}$ )

### **ACCIAIO DA C.A.**

Relativamente all'acciaio da c.a., si adotta per entrambe le tipologie di elementi l'acciaio

**Fe B44k:**

- $CF_{KL1} = 1.35$                       Confident Factor
- $f_{yk} = 430 \text{ MPa}$                       Tensione caratteristica di snervamento
- $\gamma_s = 1.15$                       Coefficiente parziale di sicurezza del materiale
- $f_{yd} = 276.97 \text{ MPa}$                       Tensione di progetto di snervamento (con  $CF_{KL1}$ )
- $E_s = 210\,000 \text{ MPa}$                       Modulo elastico

## 6.4 Analisi dei carichi

La normativa albanese KTP-1978 considera due tipologie di carico: i **carichi di normativa** e i **carichi di calcolo**. I primi, fanno riferimento al peso proprio degli elementi strutturali, dei permanenti portati e dei variabili presenti nella *tabella 2* del *capitolo 4* delle KTP-6-1978. I carichi di calcolo, invece, rappresentano i carichi di normativa moltiplicati per i coefficienti di sicurezza o coefficiente di sovraccarico, definiti nella *tabella 2* del *capitolo 4* KTP-6-1978. I coefficienti sono riportati nella seguente Tabella 44.

Tabella 44 – Coefficienti di sovraccarico

Tipo di carico	Coefficiente di sovraccarico
Carico permanente strutturale	$\gamma_f = 1.1$
Carico permanente non strutturale	$\gamma_f = 1.2$
Carico variabile accidentale piano tipo	$\gamma_f = 1.4$
Carico variabile accidentale copertura	$\gamma_f = 1.4$
Carico variabile accidentale scala	$\gamma_f = 1.3$
Carico variabile accidentale balcone	$\gamma_f = 1.3$
Carico tramezzi interni	$\gamma_f = 1.15$
Carico tamponatura esterna	$\gamma_f = 1.15$

### 6.4.1 Carichi di Normativa

➤ **Pesi Propri elementi strutturali –  $gn_1$**

- Elementi in c.a. modellati 25.00 kN/m<sup>3</sup>
- Solaio in latero-cemento (H=30 cm) 3.60 kN/m<sup>2</sup>

➤ **Pesi permanenti non strutturali –  $gn_2$**

- Carico permanente piano tipo (pavimento - massetto - intonaco) 1.47 kN/m<sup>2</sup>
- Tramezzi interni 2.00 kN/m<sup>2</sup>

- Carico permanente piano copertura calpestabile (pavimento - massetto intonaco intradosso)	1.00 kN/m <sup>2</sup>
- Tamponamenti esterni (*)	2.67 kN/m <sup>2</sup>
- Carico permanente rampa scala (grado in marmo – intonaco)	1.50 kN/m <sup>2</sup>
- Carico permanente pianerottolo scala (pavimento – massetto - intonaco)	1.00 kN/m <sup>2</sup>
<b>➤ Carichi variabili – p<sub>n</sub></b>	
- Sovraccarico accidentale (categoria ad uso residenziale)	1.50 kN/m <sup>2</sup>
- Sovraccarico accidentale copertura calpestabile	0.75 kN/m <sup>2</sup>
- Sovraccarico accidentale scala (categoria ad uso residenziale)	3.00 kN/m <sup>2</sup>
- Sovraccarico accidentale balcone	3.00 kN/m <sup>2</sup>

(\*) Il presente carico viene ripartito, in fase sismica, per il 50% alle travi perimetrali del piano inferiore e per il 50% alle travi perimetrali del piano superiore, poiché concorrono alla determinazione delle inerzie. Mentre, viene applicato alle travi perimetrali di competenza quando è considerato come carico gravitazionale. Inoltre, il carico indicato è ridotto del 25% a causa della presenza di aperture.

#### 6.4.2 Carichi di calcolo

Si riportano, in accordo con il *paragrafo 4.1* del KTP-N.6-1978, i valori di calcolo utilizzati nell'analisi dei carichi della struttura oggetto di studio. Con riferimento alla Tabella 44 si determinano:

- $g_1$  = valore di calcolo delle azioni permanenti del peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- $g_2$  = valore di calcolo delle azioni permanenti del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- $p_n$  = valore di calcolo dell'azione variabile di lunga durata e breve durata.

#### ➤ **Pesi Propri elementi strutturali – $g_1$**

- Elementi in c.a. modellati	27.5 kN/m <sup>3</sup>
- Solaio in latero-cemento (H=30 cm)	3.96 kN/m <sup>2</sup>

- **Pesi permanenti non strutturali –  $g_2$** 
  - Carico permanente piano tipo (pavimento - massetto - intonaco) 1.76 kN/m<sup>2</sup>
  - Tramezzi interni 2.30 kN/m<sup>2</sup>
  - Carico permanente piano copertura calpestabile (pavimento - massetto intonaco intradosso) 1.20 kN/m<sup>2</sup>
  - Tamponamenti esterni 2.30 kN/m<sup>2</sup>
  - Carico permanente rampa scala (grado in marmo – intonaco) 1.80 kN/m<sup>2</sup>
  - Carico permanente pianerottolo scala (pavimento – massetto - intonaco) 1.20 kN/m<sup>2</sup>
- **Carichi variabili di lunga durata –  $p_n$** 
  - Sovraccarico accidentale (categoria ad uso residenziale) 2.10 kN/m<sup>2</sup>
  - Sovraccarico accidentale copertura calpestabile 1.05 kN/m<sup>2</sup>
  - Sovraccarico accidentale scala (categoria ad uso residenziale) 3.90 kN/m<sup>2</sup>
  - Sovraccarico accidentale balcone 3.90 kN/m<sup>2</sup>

Le azioni sono state modellate tramite opportuni carichi concentrati e distribuiti su nodi, aste e solai con riferimento alla modellazione FEM. Invece, nella modellazione con il codice di calcolo RE.SIS.TO PLUS, i carichi sono applicati sui pilastri mediante opportune aree d'influenza.

## 6.5 Valutazione dell'azione sismica

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al *paragrafo 2.6* della normativa KTP-N.2-1989 .In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della località in cui sorge la struttura oggetto di studio;

- definizione della categoria di suolo e dell'intensità sismica rispetto alla mappa di zonazione sismica<sup>26</sup>;
- definizione della destinazione d'uso della struttura oggetto di studio;
- individuazione del coefficiente sismico  $K_e$  in relazione a categoria di suolo e intensità sismica (Tabella 2, paragrafo 2.1.1 di KTP-N.2-1989);
- individuazione del fattore di importanza della struttura  $K_r$  in relazione alla destinazione d'uso (Tabella 4-a, paragrafo 2.6.4 di KTP-N.2-1989);
- individuazione del coefficiente strutturale  $\psi$  in relazione alla tipologia strutturale e ai materiali costituenti (Tabella 5, paragrafo 2.6.4 di KTP-N.2-1989);
- individuazione del coefficiente dinamico  $\beta$  dipendente dalla categoria di suolo su cui la struttura oggetto di studio è stata costruita, e dal periodo fondamentale di vibrazione  $T_1$  (Figura 4, paragrafo 2.6.4 di KTP-N.2-1989);

Si riportano nella Tabella 45, i dati necessari per la definizione dello spettro di progetto dell'edificio oggetto di studio.

Tabella 45 – Coefficienti di sovraccarico

<b>Località</b>	Tirana
<b>Categoria di suolo</b>	II
<b>Intensità sismica</b>	VII
<b>Destinazione d'uso</b>	Edificio residenziale
<b>Coefficiente sismico (<math>K_e</math>)</b>	0.11
<b>Fattore importanza struttura (<math>K_r</math>)</b>	1
<b>Coefficiente reazione struttura (<math>\psi</math>)</b>	0.25
<b>Accelerazione di gravità (<math>g</math>)</b>	9.8 (m/s <sup>2</sup> )
<b><math>\beta</math>: coefficiente dinamico</b>	dipende da T

Utilizzando i valori nella

Tabella 46 e utilizzando la formula di normativa, di seguito riportata, (paragrafo 2.6.1 di KTP-N.2-1989), viene costruito lo spettro di progetto al variare del valore di  $\beta$ , per assegnati periodi di vibrazione come mostrato in Figura 65.

$$S_a = K_E K_r \psi \beta g$$

<sup>26</sup> pubblicata nel 1980 dal Centro sismologico dell'Accademia delle Scienze dell'Albania, è ancora oggi in vigore, e su di essa si fonda l'attuale codice antisismico albanese: KTP-N.2-89.

Tabella 46 – Coefficiente dinamico  $\beta$

Soil category	$T_c(\text{sec})$	$T_D(\text{sec})$	$\beta(0 \leq T \leq T_c)$	$\beta(T_c \leq T \leq T_D)$	$\beta(T_D \leq T)$
I	0.30	1.08	2.3	$0.7/T$	0.65
II	0.40	1.23	2.0	$0.8/T$	0.65
III	0.65	1.69	1.7	$1.1/T$	0.65

Per completezza, si riportano i valori di costruzione dello spettro di progetto orizzontale e verticale (Tabella 47 e Tabella 47 – Spettro di progetto orizzontale Tabella 48 – Spettro di progetto verticale) che la normativa impone pari ai 2/3 della componente orizzontale.

Tabella 47 – Spettro di progetto orizzontale    Tabella 48 – Spettro di progetto verticale

<b>T (s)</b>	<b><math>\beta</math></b>	<b>Sa (g)</b>
0	2	0.055
0.01	2	0.055
0.2	2	0.055
0.2	2	0.055
0.4	2	0.055
0.5	1.6	0.044
0.6	1.333333	0.036667
0.7	1.142857	0.031429
0.8	1	0.0275
0.9	0.888889	0.024444
1	0.8	0.022
1.1	0.727273	0.02
1.2	0.65	0.017875
1.3	0.65	0.017875
1.4	0.65	0.017875
1.5	0.65	0.017875
1.6	0.65	0.017875
1.7	0.65	0.017875
1.8	0.65	0.017875
1.9	0.65	0.017875
2	0.65	0.017875

<b>T (s)</b>	<b><math>\beta</math></b>	<b>Sa (g)</b>
0	2	0.036667
0.1	2	0.036667
0.2	2	0.036667
0.2	2	0.036667
0.4	2	0.036667
0.5	1.6	0.029333
0.6	1.333333	0.024444
0.7	1.142857	0.020952
0.8	1	0.018333
0.9	0.888889	0.016296
1	0.8	0.014667
1.1	0.727273	0.013333
1.2	0.65	0.011917
1.3	0.65	0.011917
1.4	0.65	0.011917
1.5	0.65	0.011917
1.6	0.65	0.011917
1.7	0.65	0.011917
1.8	0.65	0.011917
1.9	0.65	0.011917
2	0.65	0.011917

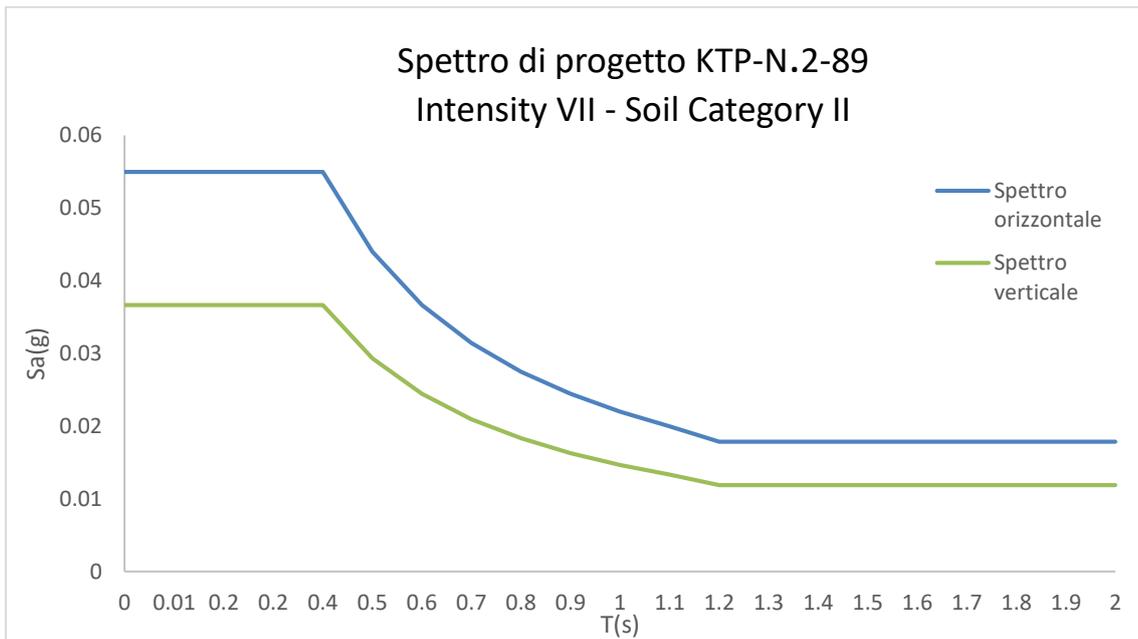


Figura 65 – Spettro di progetto per la struttura oggetto di studio

## 6.6 Metodo di analisi

La metodologia di analisi e valutazione dell'azione sismica, per la struttura oggetto di studio, è un'analisi statica lineare. Essa è una procedura basata sulla rappresentazione della struttura come un sistema elastico lineare, mentre l'azione sismica viene rappresentata da un sistema di forze orizzontali statiche, equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica, applicate per ogni singolo impalcato, in cui si ammettono concentrate le masse dell'edificio. Infine si procede con la risoluzione del modello e la valutazione delle sollecitazioni agenti nei vari componenti strutturali.

L'analisi lineare statica consiste in pratica in un'analisi lineare dinamica semplificata in cui si considera un solo modo di vibrare di periodo  $T_1$ . Il periodo  $T_1$  viene calcolato in maniera approssimata, evitando in tal modo di eseguire un'analisi modale. La distribuzione delle forze statiche in altezza viene assunta affine agli spostamenti del primo modo di vibrare, ovvero con intensità crescente al crescere della quota dell'impalcato. Il periodo  $T_1$  viene utilizzato per calcolare l'azione sismica, adottando lo spettro di risposta di progetto.

L'analisi lineare statica restituisce risultati affidabili solo nel caso in cui la risposta sismica della struttura in esame non risulti significativamente influenzata, in ogni direzione principale, dai modi di vibrare superiori al primo.

La Normativa albanese consente di calcolare il periodo  $T_1$  in maniera approssimata, dipendenti dalle tipologie strutturali, attraverso le formulazioni presenti in *tabella 6* al *paragrafo 2.6.6* delle KTP-N.2-1989. Nel caso in esame, poiché la struttura oggetto di studio è un edificio intelaiato pluripiano in cemento armato, il periodo  $T_1$  è calcolato con la seguente formula:

$$T_1 = \frac{0.09h}{\sqrt{b}}$$

dove:

- $h$ : altezza complessiva dell'edificio;
- $b$ : dimensione in pianta dell'edificio, parallela alla direzione del sisma.

La forza da applicare a ciascuna massa, secondo quanto definito dalla normativa albanese al *paragrafo 2.6.3* è determinata con la seguente formula:

$$F_k = \frac{S_d(T_1)}{g} \eta_k Q_k$$

dove:

- $S_d$  è l'ordinata dello spettro di progetto considerando il periodo fondamentale  $T_1$ ;
- $\eta_k$ : coefficiente di distribuzione della forza da applicare al piano "k";
- $Q_k$ : peso concentrato al piano "k" ed è determinato in funzione dei carichi permanenti e variabili agenti sulla struttura.

Il coefficiente di distribuzione della forza, secondo quanto riportato dalla norma KTP-N.2-1989 al *paragrafo 2.6.6*, è calcolato limitatamente a strutture civili con massimo cinque piani e periodo di vibrazione fondamentale  $T_1 \leq 0.4$  s, con la seguente formula:

$$\eta_k = h_k \frac{\sum_{k=1}^n Q_k h_k}{\sum_{k=1}^n Q_k h_k^2}$$

dove:

- $h_k$ : quote del piano "k" rispetto al piano di fondazione;
- $Q_k$ : peso concentrato al piano "k" ed è determinato in funzione dei carichi permanenti e variabili agenti sulla struttura.

L'analisi statica lineare così definita, è utilizzata per entrambe le metodologie a confronto, FEM e speditiva- quantitativa ed utilizzate per la valutazione dell'indice di sicurezza sismico.

### 6.6.1 *Combinazione delle componenti dell'azione sismica*

Come definito nel *paragrafo 2.2.3* del *capitolo 2* delle KTP-N.2-1989, il sisma viene convenzionalmente considerato come agente separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate; per tenere conto che nella realtà il moto del terreno durante l'evento sismico ha direzione casuale e in accordo con le prescrizioni normative, per ottenere l'effetto complessivo del sisma, a partire dagli effetti delle direzioni calcolati separatamente, si è provveduto a sommare i massimi ottenuti in una direzione con il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione. L'azione sismica verticale non è considerata, in accordo con i punti del *paragrafo 2.2.4* di KTP-N.2-1989.

### 6.6.2 *Eccentricità accidentali*

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva, sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi,

in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica. Al fine di considerare gli effetti delle eccentricità accidentali del centro delle masse (non regolarità delle masse di inerzia in fase sismica) vengono inoltre considerati i momenti torcenti aggiuntivi.

## 6.7 Combinazioni di carico

In accordo con quanto detto nel paragrafo 6.4.2 del presente capitolo, le combinazioni di carico sia in fase statica che in fase sismica, vengono fatte con i valori di calcolo dei carichi. In tal senso, viene riportata la combinazione adottata in fase sismica, con i relativi coefficienti di sicurezza parziali sui carichi, indicando con  $E_d$  l'azione di calcolo da utilizzare nelle verifiche:

$$E_d = \gamma_E E_e + \gamma_g (g_1 + g_2) + \gamma_{p1} p_1 + \gamma_{p2} p_2$$

I coefficienti definiti nel *paragrafo 2.3.2* di KTP-N.2-1989, vengono riportati nella seguente Tabella 49.

Tabella 49 – Coefficienti di combinazione

Tipologia di carico	Coefficienti
Carico sismico	$\gamma_E = 1$
Carichi permanenti	$\gamma_g = 0.9$
Carichi variabili a lunga durata	$\gamma_{p1} = 0.8$
Carichi variabili di breve durata	$\gamma_{p2} = 0.4$

## 6.8 Analisi statica lineare con metodo FEM

### 6.8.1 *Premessa*

La finalità del seguente caso di studio è quella di definire l'indice di sicurezza sismico  $\zeta$  inteso come rapporto tra, l'azione sismica che corrisponde al raggiungimento dello stato limite di salvaguardia della vita per la struttura e l'azione sismica di progetto prevista dalle norme attuali per le nuove costruzioni.

L'attività analitica è stata condotta mediante modellazione FEM con codici di calcolo testati e riconosciuti, applicando le indicazioni e le disposizioni normative di settore nonché le teorie della Scienza delle Costruzioni unite alle usuali metodologie di approccio alle problematiche di carattere sismico.

In generale la modellazione di una struttura viene effettuata sulla base di una "conoscenza" preliminare dell'esistente con riferimento a geometrica (luci, dimensioni sezioni, dettagli costruttivi, ecc.) e qualità e caratteristiche di resistenza dei materiali impiegati.

Per la struttura oggetto di studio, la modellazione si basa solo sulle informazioni acquisite dalla documentazione progettuale originaria, in quanto non è stato possibile effettuare rilievi geometrici o prove in sito, al fine di determinare le caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali. Nonostante ciò, l'attività svolta assume la sua validità nell'ambito dell'aver un quadro esatto dei meccanismi critici in fase sismica.

### 6.8.2 *Codice di calcolo*

Per la realizzazione del modello, per il calcolo delle sollecitazioni e per la verifica delle sezioni del suddetto caso studio, si è fatto ricorso all'ausilio dell'elaboratore elettronico DOLMEN WIN, le cui caratteristiche sono state descritte al paragrafo 4.5 del capitolo 4, della presente tesi.

### 6.8.3 Modellazione FEM

La struttura è modellata con il metodo agli elementi finiti, applicato a sistemi tridimensionali. Gli elementi utilizzati sono monodimensionali (tipo *beam* con eventuali svincoli interni) per la modellazione di travi e pilastri, mentre per la modellazione dei pianerottoli e della rampa della scala, sono stati utilizzati elementi bidimensionali (tipo *shell*).

I vincoli sono considerati puntuali ed inseriti tramite le sei costanti di rigidità elastica. A causa della non regolarità in pianta dei solai di interpiano, dovuta alla presenza del vano scala, per simulare al meglio il comportamento rigido di essi in fase sismica e avere una corretta ripartizione dei carichi sugli elementi strutturali a sostegno dei solai, è stato necessario dimensionare delle bielle che consentono di ottenere la stessa rigidità del solaio.

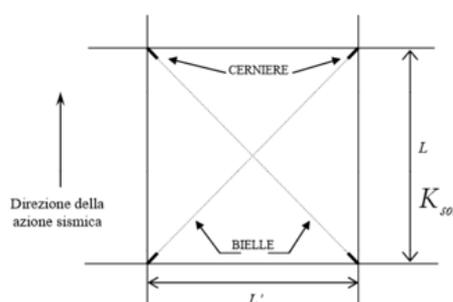


Figura 66 – Solaio schematizzato con bielle equivalenti

In tal modo utilizzando lo schema proposto in Figura 66 è calcolata la dimensione della biella equivalente, attraverso la seguente eguaglianza:

$$K_{sol} = \frac{1}{\frac{L'^3}{12 E_c I} + \frac{L'}{A_s G_c}} = K_b = \frac{E_b A_b}{L_b}$$

dove:

- $L'$ : dimensione del solaio in direzione ortogonale al sisma;
- $I$ : momento d'inerzia della sezione;
- $A_s$ : area di taglio;

- $E_c$ : modulo elastico del calcestruzzo;
- $G_c$ : modulo elastico tangenziale del calcestruzzo;
- $A_b$ : area della sezione della biella;
- $E_b$ : modulo elastico del materiale costituente la biella;
- $L_b$ : lunghezza della biella.

Quindi, nello specifico, per la struttura oggetto di studio, la rigidezza del solaio in latero-cemento è schematizzata con due bielle a sezione circolare, ipotizzate in acciaio, con diametro pari a:

- $d = 10.6$  cm per campo di solaio di  $5.8 \times 4.3$  m;
- $d = 8$  cm per campo di solaio di  $3.5 \times 3.15$  m;
- $d = 9$  cm per campo di solaio di  $3.5 \times 4.3$  m;

Le condizioni elementari di carico vengono cumulate secondo combinazioni di carico tali da risultare le più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, determinando quindi le azioni di calcolo da utilizzare per il progetto. I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite. I carichi agenti in copertura, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature che modellano le travi principali. I carichi dovuti ai tamponamenti, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste che schematizzano le travi di bordo. Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico descritte in precedenza; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

### *6.8.3.1 Viste principali del modello FEM*

Il modello agli elementi finiti della struttura oggetto di studio, è stato creato con il codice di calcolo Cdm Dolmen. In Figura 67, si riporta la carpenteria della struttura dove, nello specifico, le travi in verde rappresentano le travi di copertura con dimensione  $60 \times 30$  cm, mentre in blu sono rappresentate le travi con dimensione  $30 \times 50$

cm e in giallo sono riprodotte le travi con dimensioni 30x30 cm; infine in rosso vengono riportati i pilastri con dimensioni 40x40. Tutti gli elementi citati vengono rappresentati come elementi “*beam*”, svincolati opportunamente in modo tale da far assumere agli elementi la corretta funzionalità strutturale. Con riferimento ai pianerottoli (rappresentati in bianco) e alle rampe (rappresentate in arancione) delle scale, esse sono rappresentate con elementi “*shell*” con gli opportuni spessori indicati nelle tavole progettuali, al fine di riprodurre il loro comportamento a piastra. Dalla Figura 69 alla Figura 74 vengono riprodotte le viste nei vari piani di riferimento.

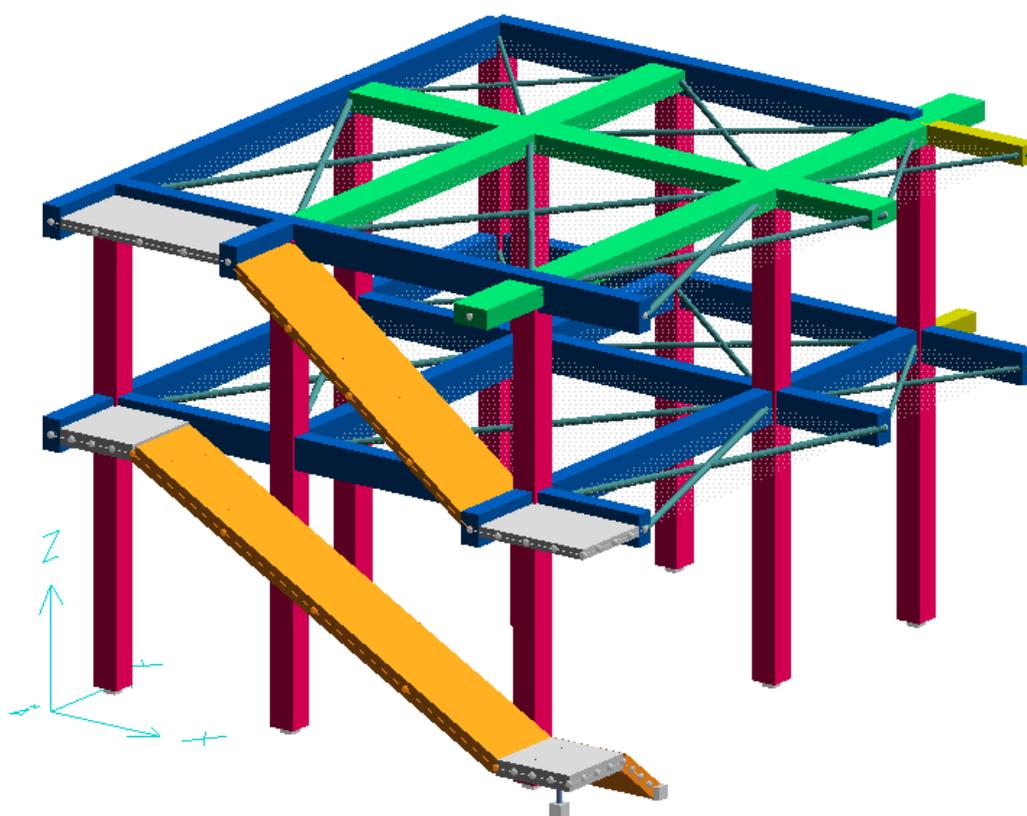


Figura 67 – Vista assonometrica - carpenterie

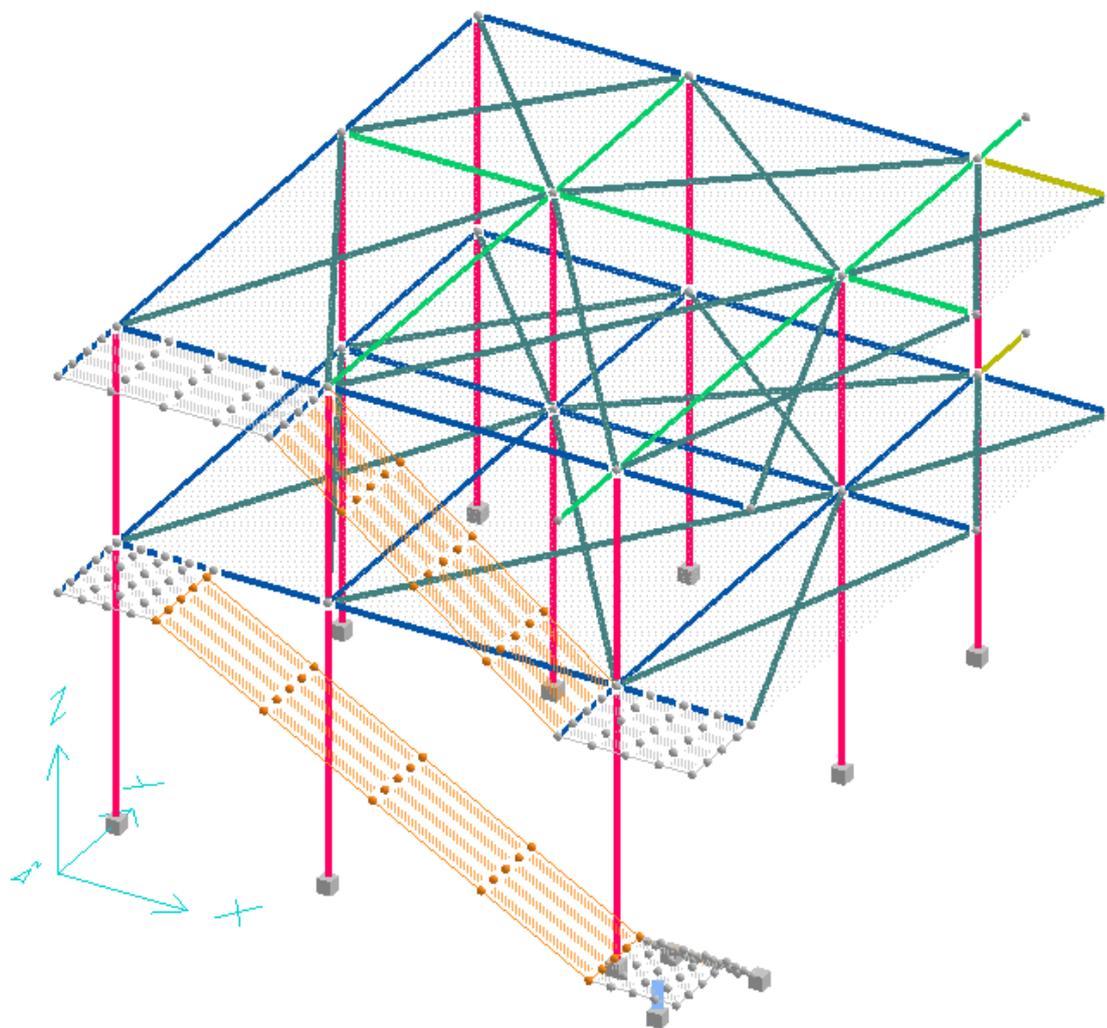


Figura 68 – Vista assonometrica linee d'asse

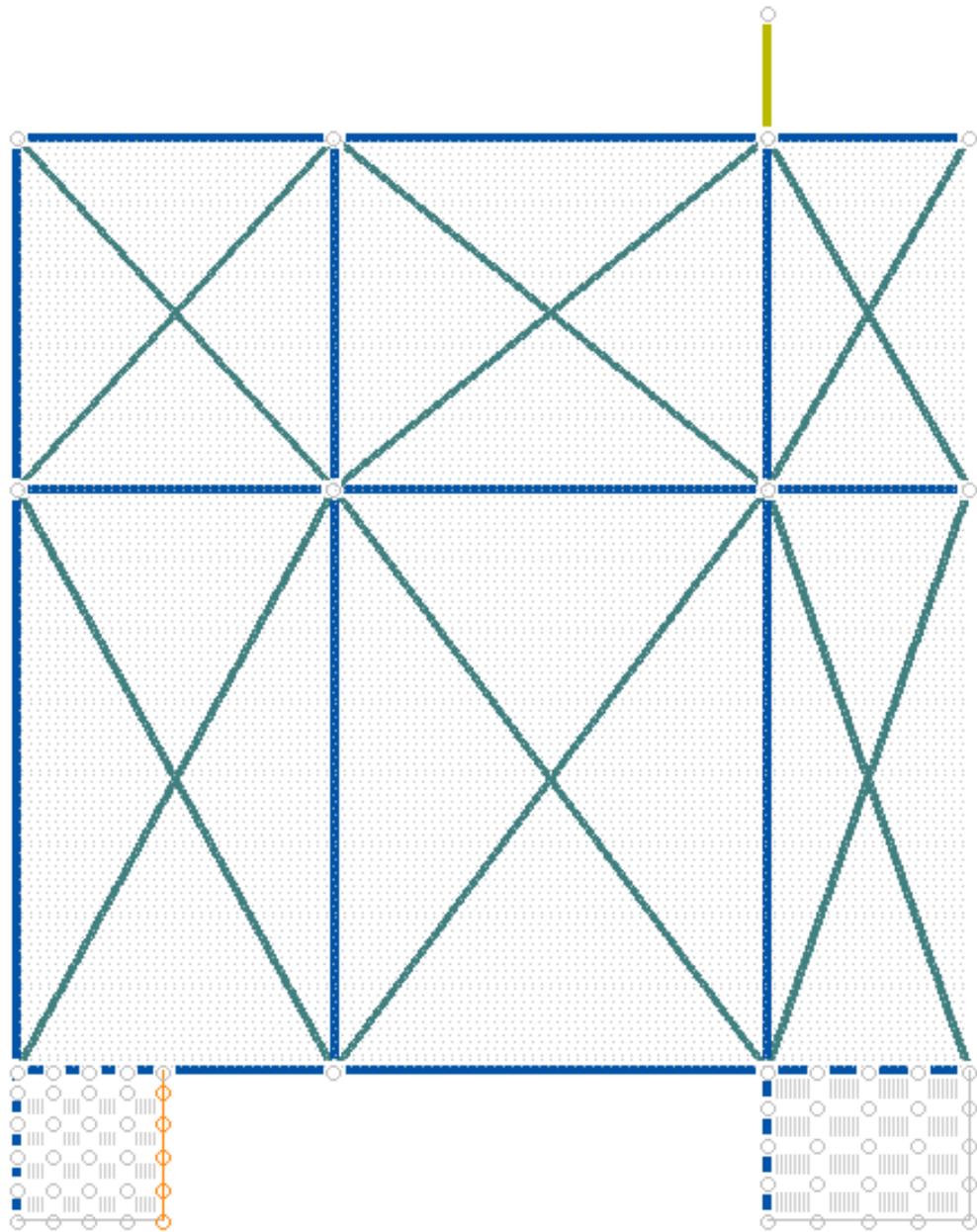


Figura 69 – Vista in sezione [x,y] piano 1 (+4.20 m)

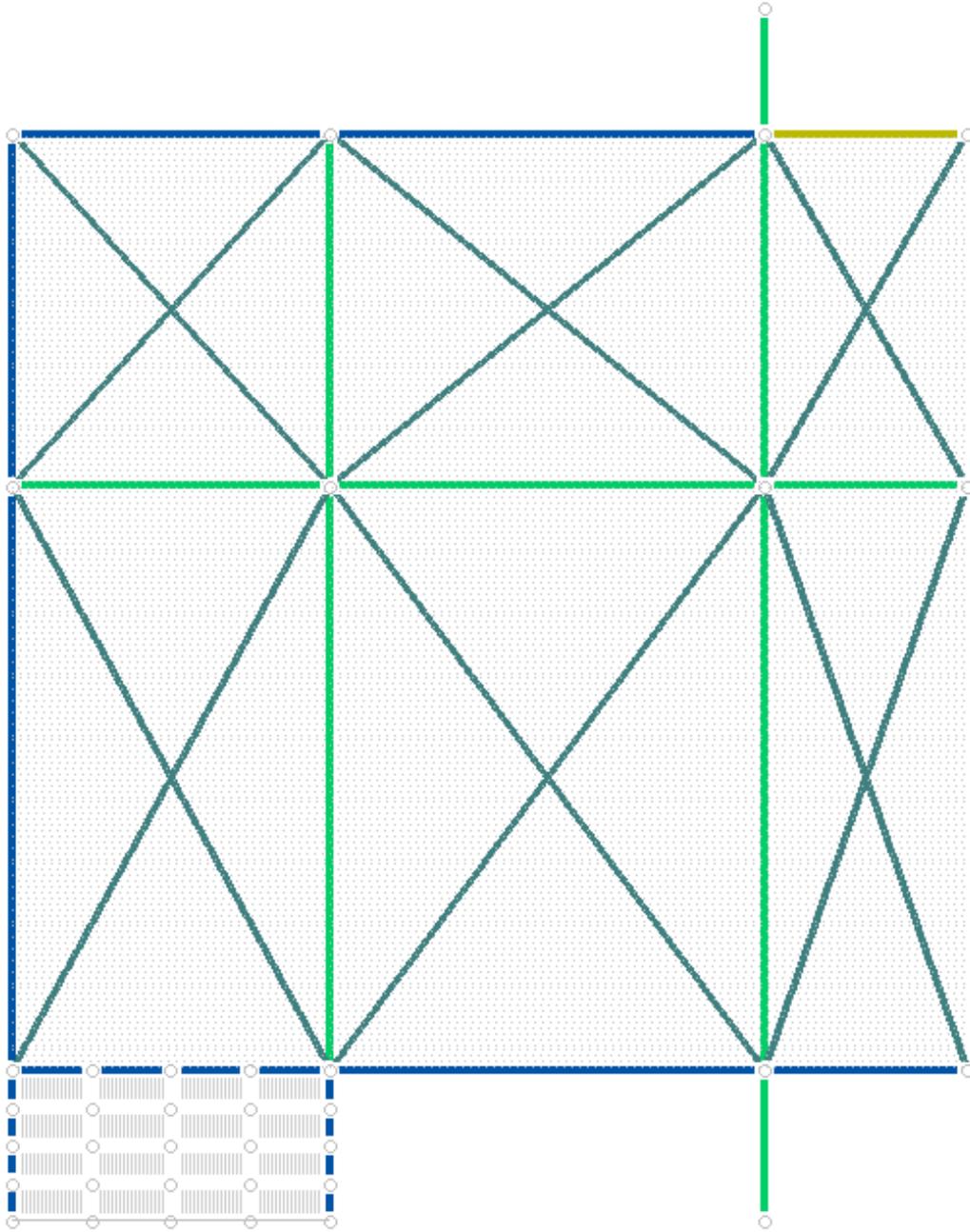


Figura 70 – Vista in sezione [x,y] piano copertura (+7.43 m)

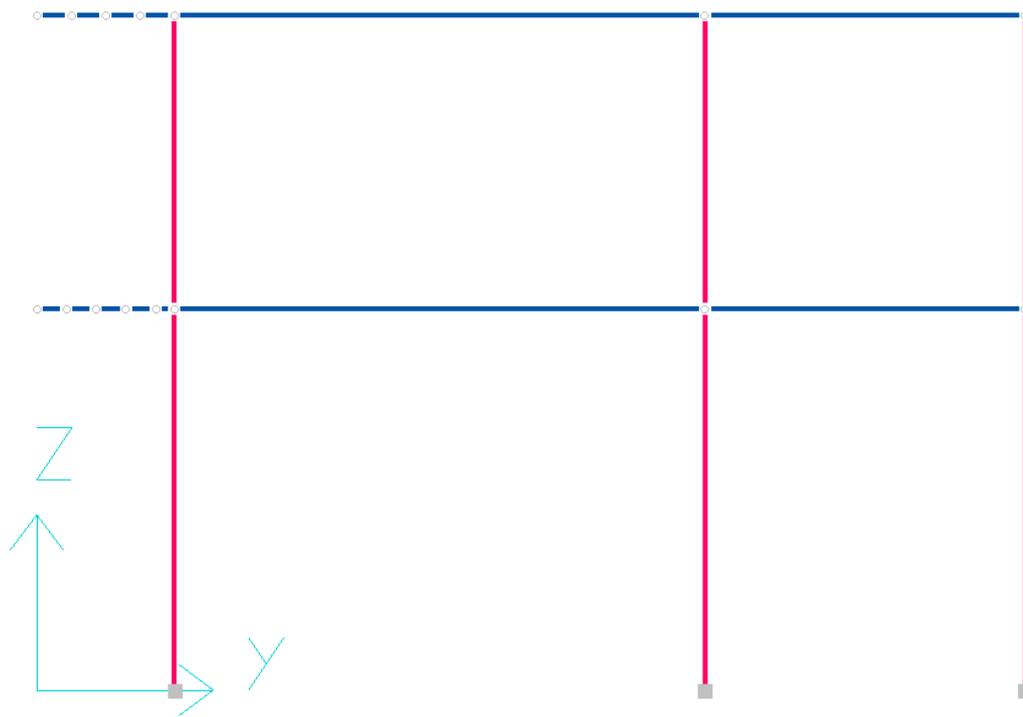


Figura 71 – Vista in sezione piano  $[y,z]$   $x=0$  m

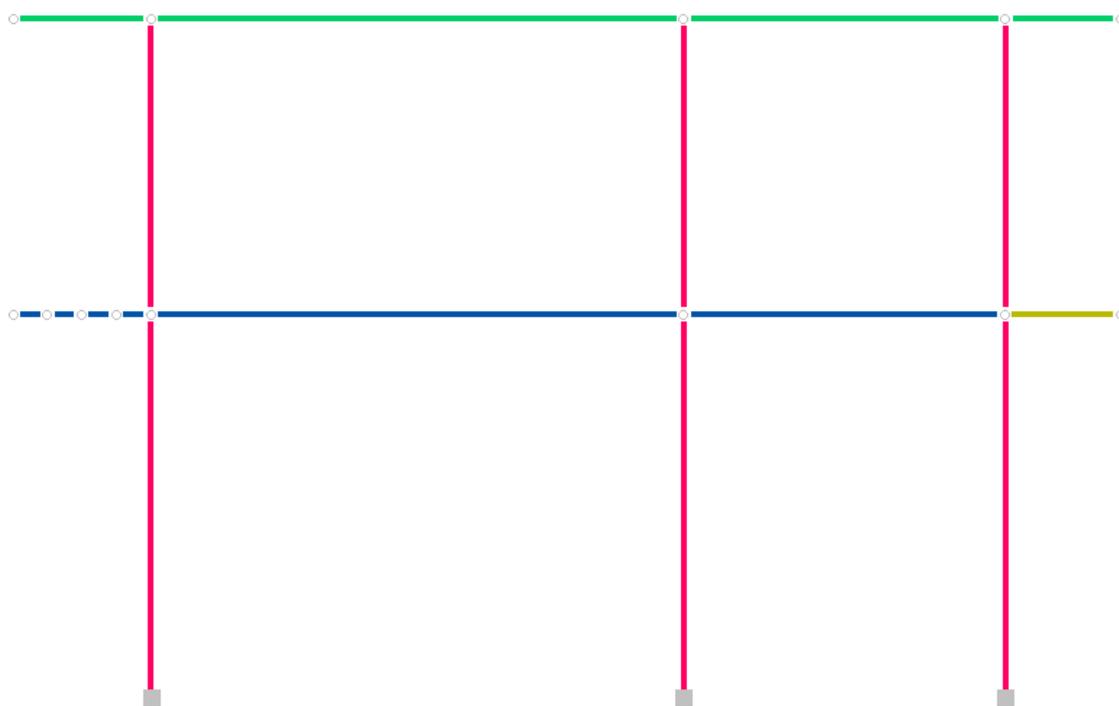


Figura 72 – Vista in sezione piano  $[y,z]$   $x=7.43$  m

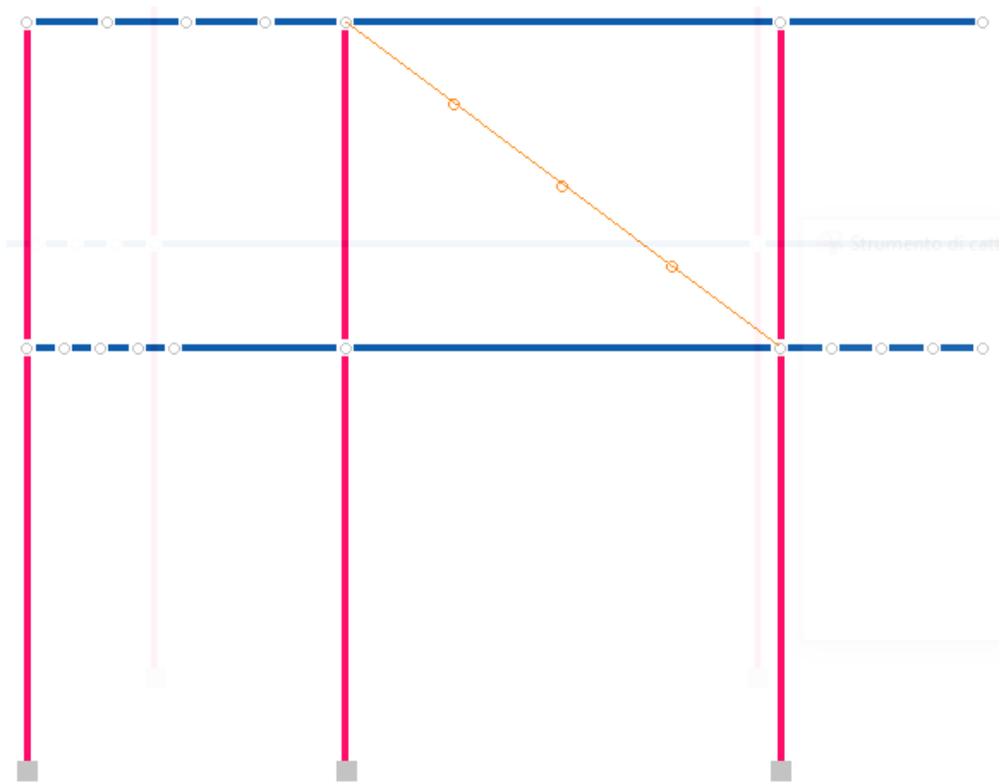


Figura 73 – Vista in sezione piano  $[x,z]$   $y = 0$  m



Figura 74 – Vista in sezione piano  $[x,z]$   $y = 10.8$  m

#### 6.8.4 Condizioni di carico semplici

In seguito alla definizione del modello geometrico, vengono applicate le condizioni semplici di carico, coerentemente con l'analisi dei carichi riportata al paragrafo 6.4.2 del presente capitolo. In Figura 75, si riportano la tipologia di carico, un coefficiente di default definito dal programma e il numero di elementi utilizzati nella modellazione, su cui è stato applicato lo specifico carico.

<input checked="" type="radio"/> 001)	Peso_proprio_____	1	194	Peso proprio	Altro ...
<input type="radio"/> 002)	Permanente_solaio	1	1	Permanente	Altro ...
<input type="radio"/> 003)	Variabile_solaio	1	1	A:Var abitazione	Altro ...
<input type="radio"/> 004)	Permanente_copertura	1	1	Permanente	Altro ...
<input type="radio"/> 005)	Variabile_copertura	1	1	A:Var abitazione	Altro ...
<input type="radio"/> 006)	Permanente_balconi	1	3	Permanente	Altro ...
<input type="radio"/> 007)	Variabile_balconi	1	3	C2:Balc,Sca,Cinema,Trib	Altro ...
<input type="radio"/> 008)	Permanente_scala	1	116	Permanente	Altro ...
<input type="radio"/> 009)	Variabile_scala	1	116	C2:Balc,Sca,Cinema,Trib	Altro ...
<input type="radio"/> 010)	Tamponamenti_N	1	17	Permanente	Altro ...
<input type="radio"/> 011)	Tamponamenti_I	1	28	Altro ...	Altro ...
<input type="radio"/> 012)	Sisma_X	1	183	Sisma X SLU (st lin)	Altro ...
<input type="radio"/> 013)	Torcente_add_X	1	183	Torcente addiz X SLU	Altro ...
<input type="radio"/> 014)	Sisma_Y	1	183	Sisma Y SLU (st lin)	Altro ...
<input type="radio"/> 015)	Torcente_add_Y	1	153	Torcente addiz Y SLU	Altro ...

Figura 75 – Condizioni di carico semplici

#### 6.8.5 Casi complessi di carico

I casi complessi di carico rappresentano le combinazioni di condizioni o altri casi che ci permettono di ottenere le sollecitazioni finali da utilizzare per le verifiche. La determinazione dei casi di carico e la loro combinazione, per la struttura in esame, è stata realizzata secondo quanto previsto dalla normativa KTP-N.2-1989 e già enunciato nel paragrafo 6.7 del presente capitolo. In Tabella 50, sono riportati i casi di carico, dove per ognuno si definisce:

- numero e tipologia di caso;
- tipo di verifica a cui è associato (Tensioni, ammissibili, Stato Limite Ultimo, Stati limite di Esercizio, ecc.);

- tipo di combinazione: somma caratteristiche o involuppo di esse;
- le condizioni di carico inserite nello specifico caso;
- i coefficienti di sicurezza per le combinazioni, definiti in normativa.

Nell'includere la condizione/caso verrà utilizzato il tipo di composizione attivo fra le opzioni possibili, che sono:

- Somma semplice: le sollecitazioni appartenenti a quella determinata condizione vengono fra di loro sommate con segno.
- Somma doppia: le sollecitazioni appartenenti a quella determinata condizione vengono fra di loro sommate alternativamente una volta con segno positivo ed una volta con negativo.
- Somma quadratica: le sollecitazioni appartenenti a quella determinata condizione vengono fra di loro sommate con il principio della somma quadratica, come definita nel modulo di analisi dinamica.

Tabella 50 – Casi complessi di carico

NOM	DESCRIZIONE	VERIF.	TIPO	CONDIZIONI INSERITE			CASI INS.		
				Nro	Descrizione	Coef.	Somma	Nom	Coef.
1	SISMAX	NONUT	somma	12	Sisma_X	1.000	+/-		
				13	Torcente_add._X	1.000	+/-		
2	SISMAY	NONUT	somma	14	Sisma_Y	1.000	+/-		
				15	Torcente_add._Y	1.000	+/-		
3	Comb SISMAX PRINC	NONUT	somma	1	Peso_proprio	.900	+	1	1.000
				2	Permanente_solaio	.900	+		
				4	Permanente_copertura	.900	+		
				6	Permanente_balconi	.900	+		
				8	Permanente_scala	.900	+		
				3	Variabile_solaio	.800	+		
				5	Variabile_copertura	.800	+		
				7	Variabile_balconi	.800	+		
				9	Variabile_scala	.800	+		
				10	Tamponamenti_N	.900	+		
4	Comb SISMAY PRINC	NONUT	somma	1	Peso_proprio	.900	+	2	1.000
				2	Permanente_solaio	.900	+		
				4	Permanente_copertura	.900	+		
				5	Variabile_copertura	.800	+		
				6	Permanente_balconi	.900	+		
				7	Variabile_balconi	.800	+		
				8	Permanente_scala	.900	+		
				9	Variabile_scala	.800	+		
				3	Variabile_solaio	.800	+		
				10	Tamponamenti_N	.900	+		

## 6.8.6 Analisi statica lineare

La metodologia di analisi dell'azione sismica, per il suddetto caso studio, è l'analisi statica lineare in cui, al modello strutturale costruito secondo i criteri precedentemente descritti, si applica un sistema di forze concentrate ai nodi, che approssimano il primo modo di vibrare dell'edificio. In tal senso è stata attuata la procedura descritta al paragrafo 6.6 del presente capitolo e conforme alla normativa albanese KTP-N.2-1989. Si riportano, in Tabella 51, i file di output per l'analisi statica nelle due direzioni di applicazione del sisma.

Tabella 51 – File output analisi statica direzione X e Y

<b>DIREZIONE X</b>								
<b>DATI PROGETTO</b>								
Edificio sito in Tirana			(long. 19.498 lat. 41.1939)					
Categoria del suolo di fondazione			= II					
Coeff. lambda			= 1.0000					
T1			= 0.218					
Sd			= 0.055					
Numero condizioni generanti carichi sismici: 10								
Cond. 001 : Peso_proprio_____			con coeff.			0.900		
Cond. 002 : Permanente_solaio			con coeff.			0.900		
Cond. 003 : Variabile_solaio			con coeff.			0.800		
Cond. 004 : Permanente_copertura			con coeff.			0.900		
Cond. 005 : Variabile_copertura			con coeff.			0.800		
Cond. 006 : Permanente_balconi			con coeff.			0.900		
Cond. 007 : Variabile_balconi			con coeff.			0.800		
Cond. 008 : Permanente_scala			con coeff.			0.900		
Cond. 009 : Variabile_scala			con coeff.			0.800		
Cond. 011 : Tamponamenti_I			con coeff.			0.900		
Condizioni di carico sismico generate:								
Cond. 012 :			Sisma X					
Cond. 014 :			Torcente add. X					
<b>Carichi sismici :</b>								
Piani	Pesi	C. distr.	Forze piano	Torc. piano X	Torc. piano Y	Bar. X	Bar. Y	
cm	kN		kN	kNm	kNm	cm	cm	
0.0	79.16	0.0000	0.00	0.0	0.0	379.7	628.4	
51.0	40.18	0.0053	0.21	0.0	0.0	832.9	86.5	
156.0	26.06	0.0163	0.42	0.0	0.0	628.0	65.0	
244.0	26.06	0.0254	0.66	0.0	0.0	467.0	65.0	
332.0	26.06	0.0346	0.90	0.1	0.0	306.0	65.0	
420.0	1481.10	0.0438	64.81	39.0	30.6	425.6	599.5	
500.8	17.52	0.0522	0.91	0.1	0.0	635.7	75.0	
581.5	17.52	0.0606	1.06	0.1	0.0	528.5	75.0	
662.3	17.52	0.0690	1.21	0.1	0.0	421.2	75.0	
743.0	1116.42	0.0774	86.42	52.1	40.7	429.3	586.6	

**DIREZIONE Y****DATI PROGETTO**

Edificio sito in Tirana (long. 19.498 lat. 41.1939)  
 Categoria del suolo di fondazione = II  
 Coeff. lambda = 1.0000  
 T1 = 0.192  
 Sd = 0.055

Numero condizioni generanti carichi sismici : 10  
 Cond. 001 : Peso\_proprio\_\_\_\_\_ con coeff. 0.900  
 Cond. 002 : Permanente\_solaio con coeff. 0.900  
 Cond. 003 : Variabile\_solaio con coeff. 0.800  
 Cond. 004 : Permanente\_copertura con coeff. 0.900  
 Cond. 005 : Variabile\_copertura con coeff. 0.800  
 Cond. 006 : Permanente\_balconi con coeff. 0.900  
 Cond. 007 : Variabile\_balconi con coeff. 0.800  
 Cond. 008 : Permanente\_scala con coeff. 0.900  
 Cond. 009 : Variabile\_scala con coeff. 0.800  
 Cond. 011 : Tamponamenti\_I con coeff. 0.900

Condizioni di carico sismico generate:

Cond. 015 : Sisma Y  
 Cond. 017 : Torcente add. Y

**Carichi sismici :**

Piani	Pesi	C. distr.	Forze piano	Torc. piano X	Torc. piano Y	Bar. X	Bar. Y
cm	kN		kN	kNm	kNm	cm	cm
0.0	79.16	0.0000	0.00	0.0	0.0	379.7	628.4
51.0	40.18	0.0053	0.21	0.0	0.0	832.9	86.5
156.0	26.06	0.0163	0.42	0.0	0.0	628.0	65.0
244.0	26.06	0.0254	0.66	0.0	0.0	467.0	65.0
332.0	26.06	0.0346	0.90	0.1	0.0	306.0	65.0
420.0	1481.10	0.0438	64.81	39.0	30.6	425.6	599.5
500.8	17.52	0.0522	0.91	0.1	0.0	635.7	75.0
581.5	17.52	0.0606	1.06	0.1	0.0	528.5	75.0
662.3	17.52	0.0690	1.21	0.1	0.0	421.2	75.0
743.0	1116.42	0.0774	86.42	52.1	40.7	429.3	586.6

## 6.9 Analisi delle sollecitazioni

Si riportano le sollecitazioni che derivano dall' involucro dei casi complessi di carico delle combinazioni sismiche, riportati nel paragrafo 6.8.5 del presente capitolo. I diagrammi delle sollecitazioni vengono considerati solo per gli elementi strutturali principali (travi e pilastri).

- **SFORZO ASSIALE N**

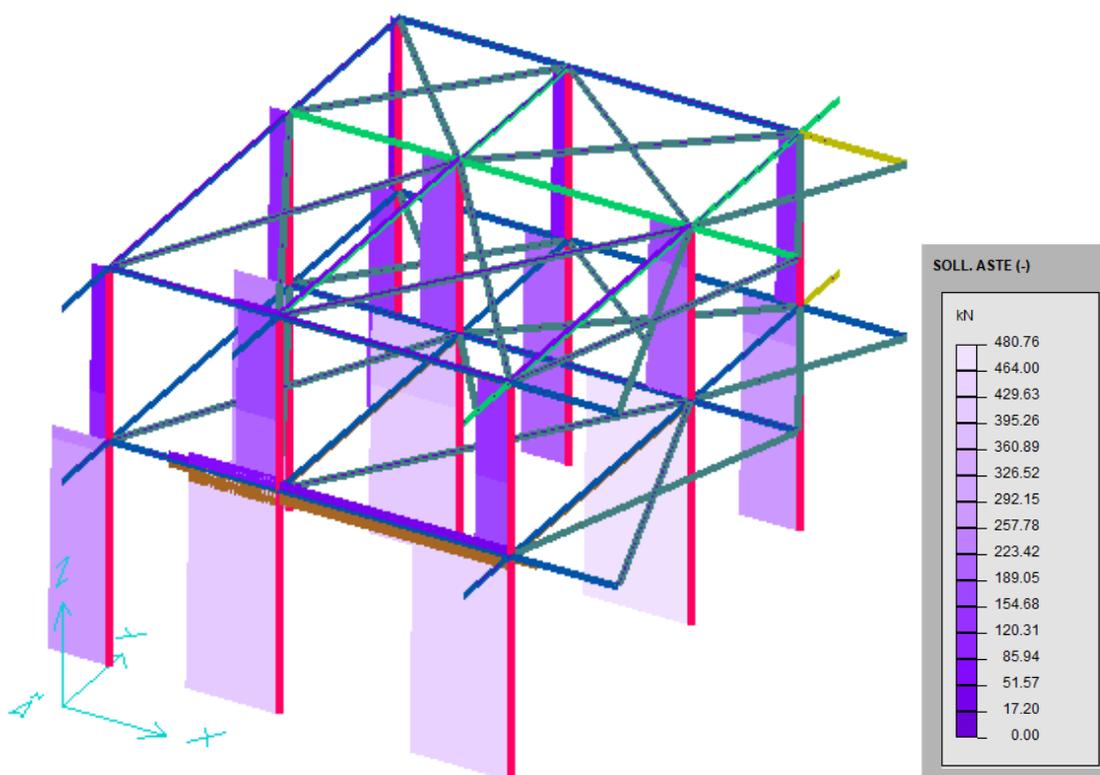


Figura 76 – Sforzo assiale N

- TAGLIO  $T_y$

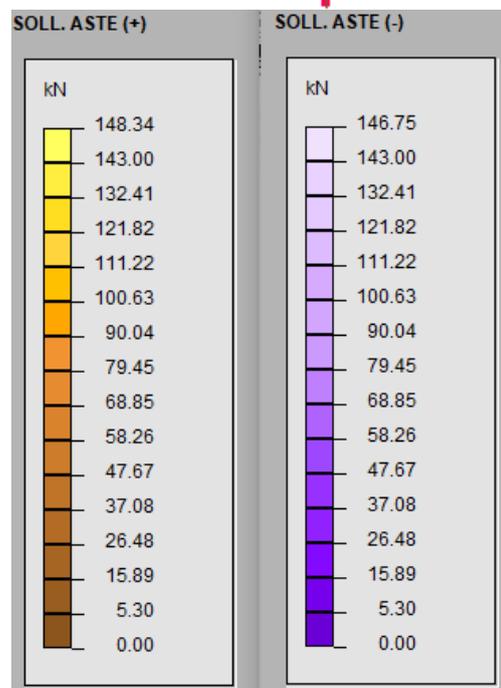
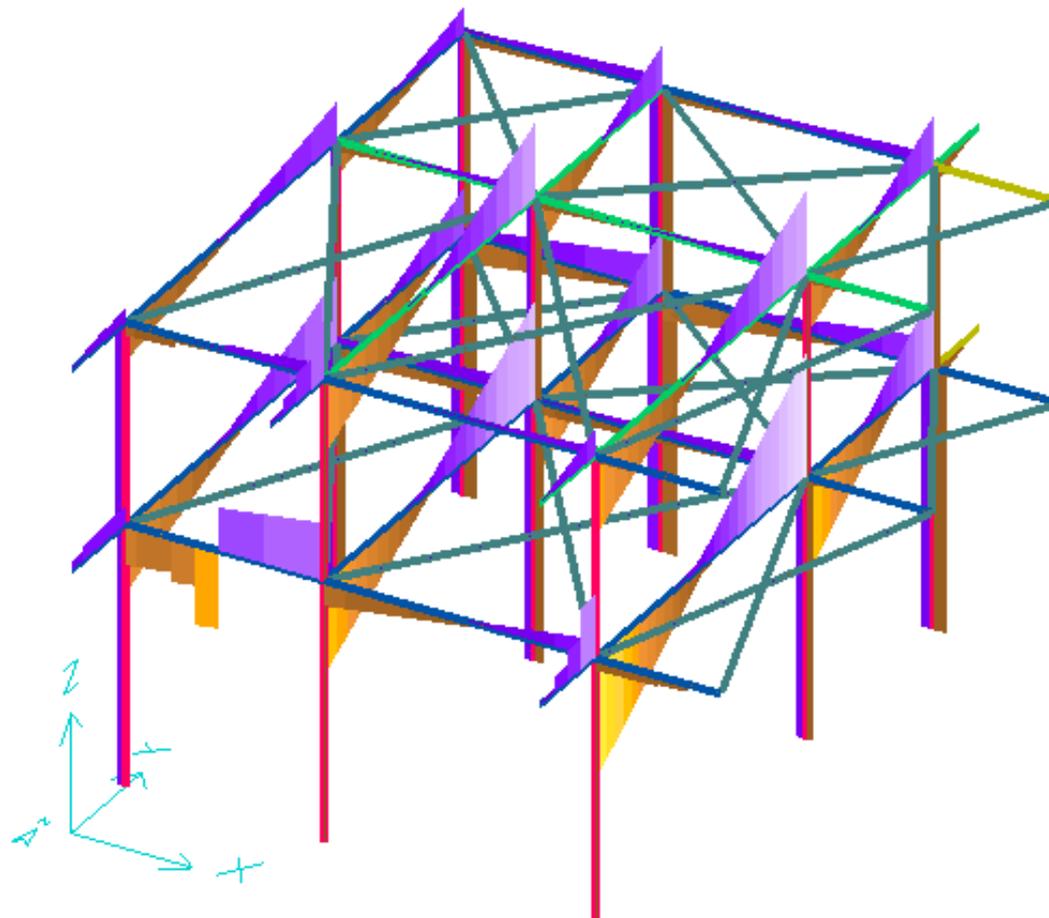


Figura 77 – Taglio  $T_y$

- TAGLIO  $T_z$

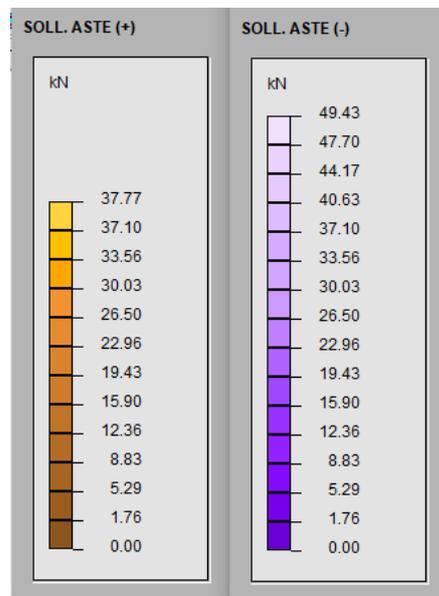
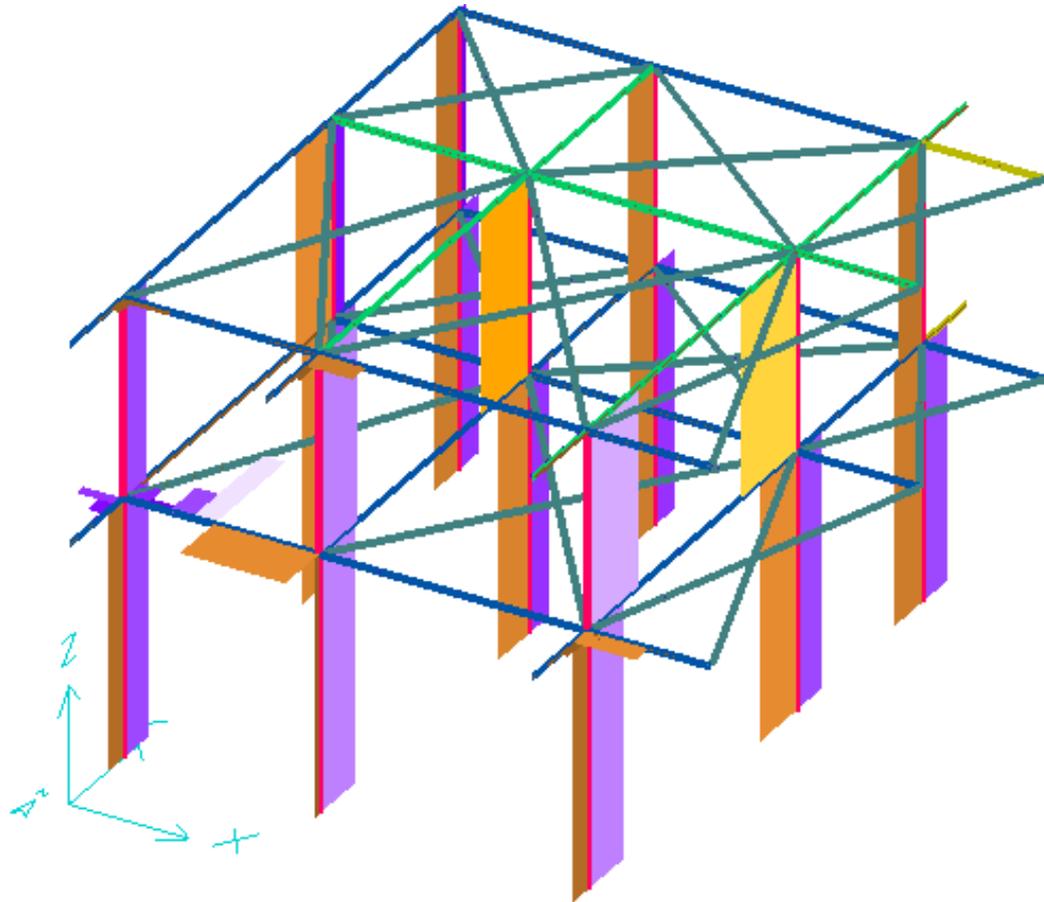


Figura 78 – Taglio  $T_z$

- **MOMENTO FLETTENTE  $M_y$**

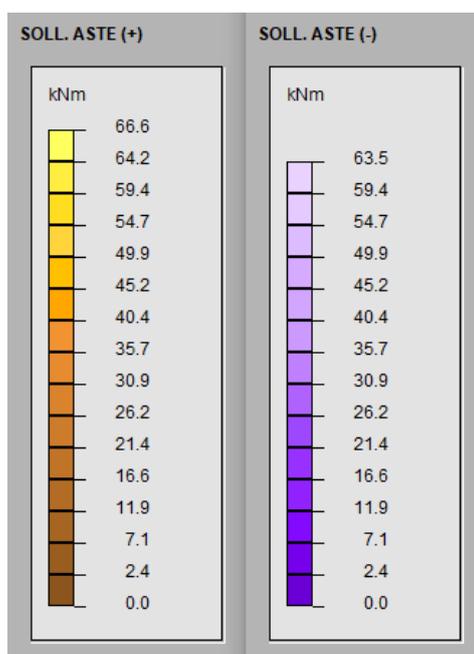
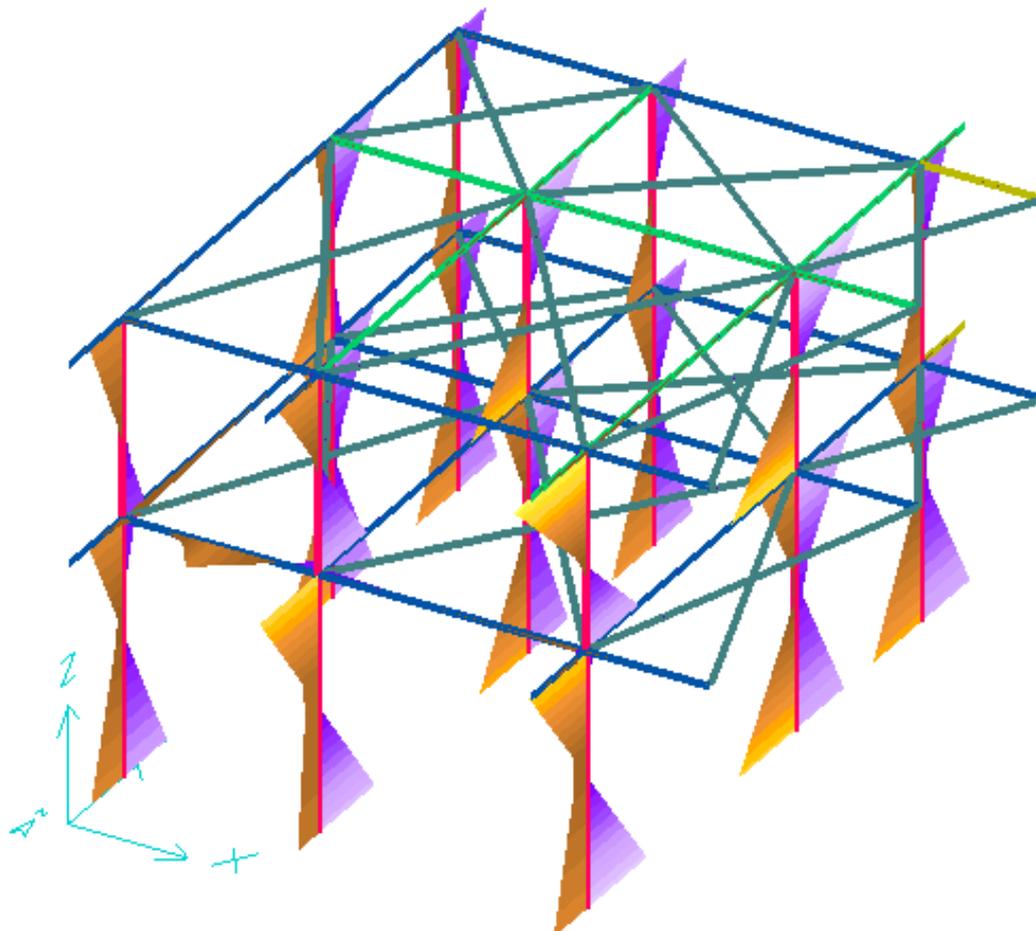


Figura 79 – Momento flettente  $M_y$

- MOMENTO FLETTENTE  $M_z$

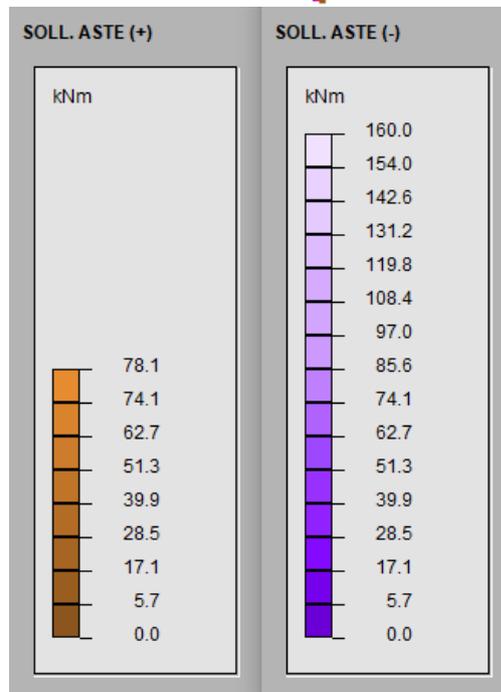
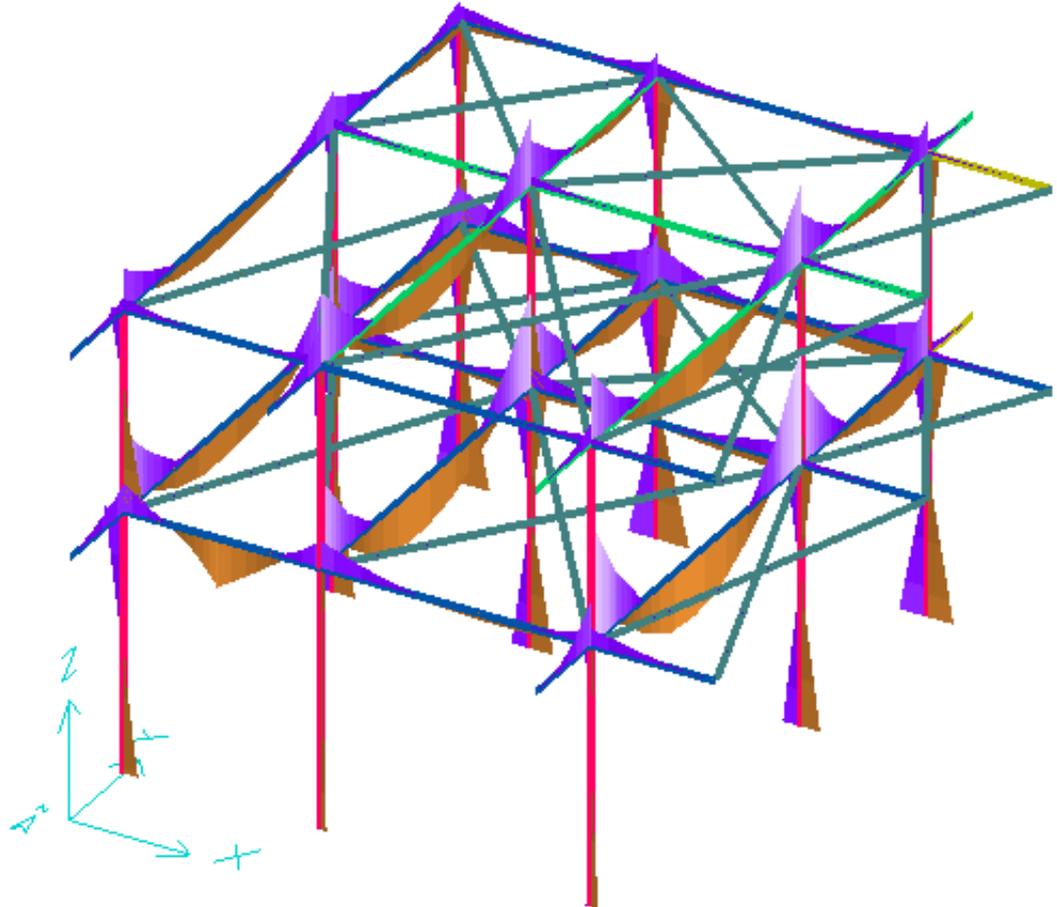


Figura 80 – Momento flettente  $M_z$

## 6.10 Verifiche sismiche

Al fine di ottenere risultati coerenti tra l'analisi con metodo FEM e l'analisi con metodologia speditiva, le verifiche delle sezioni in cemento armato non sono condotte secondo ATR (*Albanian Technical Rules*), ma vengono effettuate ai sensi della normativa vigente italiana.

A partire dalle sollecitazioni derivanti dalle analisi e dalle resistenze definite, vengono condotte le verifiche automatiche tramite il programma di calcolo. In tal senso, viene definito un fattore di sicurezza pari a:

$$FS = \frac{R_d}{E_d} > 1$$

dove:

- $R_d$ : resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;
- $E_d$ : è il valore di progetto dell'effetto delle azioni.

Qualora il Fattore di Sicurezza non dovesse essere soddisfatto, si procederà alla ricerca delle accelerazioni ammissibili, scalando lo spettro di risposta di progetto tale da pervenire a esito positivo della verifica della sezione indagata. In tal modo sarà successivamente possibile determinare l'indice di sicurezza sismico e il conseguente livello di vulnerabilità della struttura in esame.

### 6.10.1.1 *Verifica pressoflessione pilastri*

Si riportano le verifiche a pressoflessione dei pilastri. Essi vengono distinti in relazione alla differente tipologia di armatura dedotta dalle tavole progettuali riportate al paragrafo 6.1 del presente capitolo, in cui si rileva anche la numerazione degli elementi strutturali oggetto di verifica.

- Pilastri A1-B1-C1-C2-A3-B3-C3 – impalcato 1

Si riportano i dettagli di armatura (Figura 81) che la sezione del pilastro presenta, da quota 0 m a quota +4.20 m e il file di output delle verifiche automatiche generato dal calcolatore con il relativo fattore di sicurezza minimo (Tabella 52). Le verifiche sono state effettuate considerando i parametri relativi ai materiali già scalati dal fattore di confidenza.

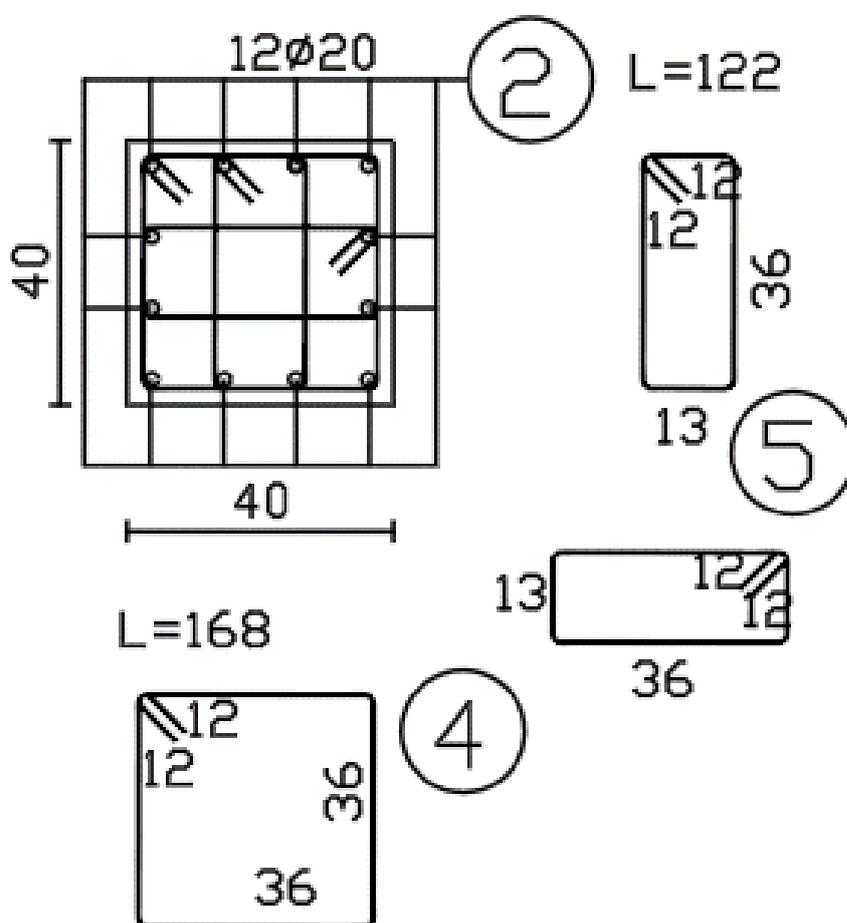


Figura 81 – Dettagli armatura pilastri A1-B1-C1-C2-A3-B3-C3 impalcato 1

Tabella 52 – File output verifiche Pilastri A1-B1-C1-C2-A3-B3-C3 – impalcato 1

Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.									
MATERIALI									
Calcestruzzo: Rck = 18.518; fck = 15.37 ; fcd = 10.05 (.35%)									
Acciaio : Feb 44K ; ftk = 400. ; fyk = 318.5 ; ftd = 347.826 (6.75%)									
SEZIONE									
L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.									
Tipo sezione: RETTANGOLARE									
Cls: Acciaio lento:									
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm2]		
1- 1	-20.	0.	1	5.3	36.	20.	3.1416		
1- 2	-20.	40.	2	-5.3	36.	20.	3.1416		
1- 3	20.	40.	3	16.	14.7	20.	3.1416		
1- 4	20.	0.	4	16.	25.3	20.	3.1416		
			5	16.	36.	20.	3.1416		
			6	-16.	14.7	20.	3.1416		
			7	-16.	25.3	20.	3.1416		
			8	-16.	36.	20.	3.1416		
			9	16.	4.	20.	3.1416		
			10	5.3	4.	20.	3.1416		
			11	-5.3	4.	20.	3.1416		
			12	-16.	4.	20.	3.1416		
SOLLECITAZIONI AGENTI									
Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 20. (baricentro CLS)									
Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.									
N.	N	Mz	My	Descrizione	Sol: ultima/agente =fs (>=1 OK)				
1	-184.57	-179.725	-9.412	Caso 3.4-A16- P1	Mz-:-179.7258/-38.1748 = 4.708				
2	-178.04	179.316	8.9717	Caso 3.13-A16- P1	Mz+:179.316/39.9486= 4.4887				
3	-428.9	3.799	-195.60	Caso 4.13-A12- P1	My+:-195.6081/-57.2082= 3.4192				
4	-381.58	-1.744	193.052	Caso 4.6-A3- P9	My+:193.0529/54.1293= 3.5665				
5	-2352.68	-8.312	-46.5352	Caso 4.13-A11- P1	N -:-2352.68/-480.76= 4.8937				
RISULTATI									
Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):									
Sol.	muz	muy	lambda						
1.	.00024238266	.00001707698	-.00316000956						
2.	-.00024510035	-.00001635067	.00663291163						
3.	-.00000634234	.00019915859	.00073395718						
4.	.00000301061	-.00021411854	.00078454158						
5.	.0000106458	.00006883285	-.00212259643						
Deformazioni massime sui materiali:									
Cls					Acciaio lento				
sol	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve	
1	1- 1	-3.5015	-10.05	si	5.	5.839	281.73	si	
2	1- 3	-3.4981	-10.05	si	12.	5.9141	281.81	si	
3	1- 2	-3.5029	-10.05	si	9.	3.8951	279.65	si	
4	1- 4	-3.4978	-10.05	si	8.	4.3188	280.1	si	
5	1- 1	-3.4993	-10.05	si	5.	-.638	-127.6	si	
<b>La verifica risulta essere soddisfatta.</b>									

- Pilastri A1-B1-C1-C2-A3-B3-C3 – impalcato 2

Vengono riportati i dettagli di armatura (Figura 82) che, la sezione del pilastro, presenta da quota +4.20 m a quota +7.43 m e il file di output delle verifiche automatiche generato dal calcolatore con il relativo fattore di sicurezza minimo (Tabella 53). Le verifiche sono state effettuate considerando i parametri relativi ai materiali, già scalati dal fattore di confidenza.

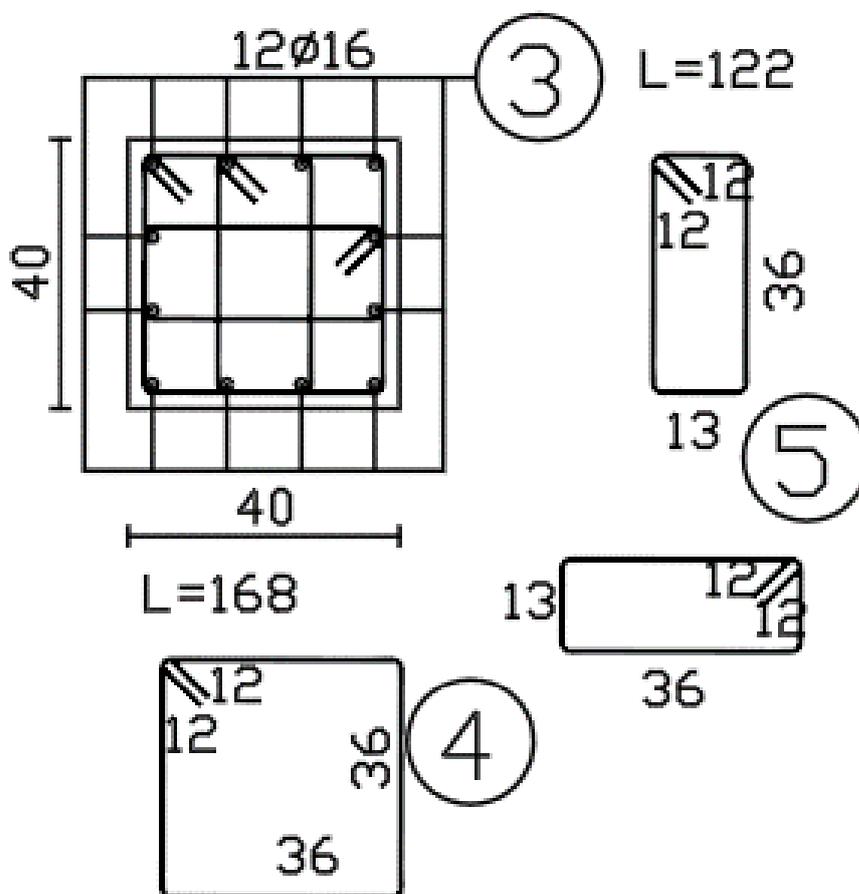


Figura 82 – Dettagli armatura pilastri A1-B1-C1-C2-A3-B3-C3 impalcato 2

Tabella 53 – File output verifiche Pilastri A1-B1-C1-C2-A3-B3-C3 – impalcato 2

Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata									
MATERIALI									
Calcestruzzo: Rck = 18.518; fck = 15.37 ; fcd = 10.05 (.35%)									
Acciaio : Feb 44K ; ftk = 400. ; fyk = 318.5 ; ftd = 347.826 (6.75%)									
SEZIONE									
L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.									
Tipo sezione: Rettangolare									
Cls: Acciaio lento:									
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm2]		
1- 1	-20.	0.	1	5.3	36.	16.	2.0106		
1- 2	-20.	40.	2	-5.3	36.	16.	2.0106		
1- 3	20.	40.	3	16.	14.7	16.	2.0106		
1- 4	20.	0.	4	16.	25.3	16.	2.0106		
			5	16.	36.	16.	2.0106		
			6	-5.3	4.	16.	2.0106		
			7	5.3	4.	16.	2.0106		
			8	16.	4.	16.	2.0106		
			9	-16.	4.	16.	2.0106		
			10	-16.	14.7	16.	2.0106		
			11	-16.	25.3	16.	2.0106		
			12	-16.	36.	16.	2.0106		
SOLLECITAZIONI AGENTI									
Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 20. (baricentro CLS)									
Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.									
N.	N	Mz	My	Descrizione			Sol: ultima/agente =fs (>=1 OK)		
1	-57.79	-113.77	-20.980	Caso 3.13-A18-	P9	Mz-:-113.776/-25.2324=	4.5091		
2	-88.95	118.989	-16.303	Caso 3.8-A2-	P1	Mz+:118.989/26.6388=	4.4668		
3	-173.22	-4.0187	-130.106	Caso 4.4-A10-	P9	My+:-130.1065/-63.4583=	2.0503		
4	-147.18	1.0775	128.492	Caso 4.13-A13-	P9	My+:128.4927/66.6226=	1.9287		
5	-2234.9	-2.3193	7.1761	Caso 4.13-A10-	P1	N -: -2234.95/-198.72=	11.247		
RISULTATI									
Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):									
Sol.	muz	muy	lambda						
1.	.00025944271	.0000494561	-.00251157098						
2.	-.00026770316	.00004104857	.00802636428						
3.	.00001011972	.00028901322	.00228306927						
4.	-.00000282215	-.00031322983	.00287550253						
5.	.00000800041	-.00005430365	-.00241689472						
Deformazioni massime sui materiali:									
Cls					Acciaio lento				
sol	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve	
1	1- 1	-3.5007	-10.05	si	5.	7.6197	283.64	si	
2	1- 2	-3.5027	-10.05	si	8.	7.6123	283.63	si	
3	1- 1	-3.4972	-10.05	si	5.	7.2716	283.27	si	
4	1- 3	-3.502	-10.05	si	9.	7.8759	283.91	si	
5	1- 4	-3.503	-10.05	si	12.	-1.26	-252.	si	
<b>La verifica risulta essere soddisfatta.</b>									

- Pilastri A2-B2 – impalcato 1

Si riportano i dettagli di armatura (Figura 83) che, la sezione del pilastro, presenta per tutta l'altezza del fabbricato da quota 0 m a quota +7.43 m e il file di output delle verifiche automatiche generato dal calcolatore con il relativo fattore di sicurezza minimo (Tabella 54). Le verifiche sono state effettuate considerando i parametri relativi ai materiali, già scalati dal fattore di confidenza.

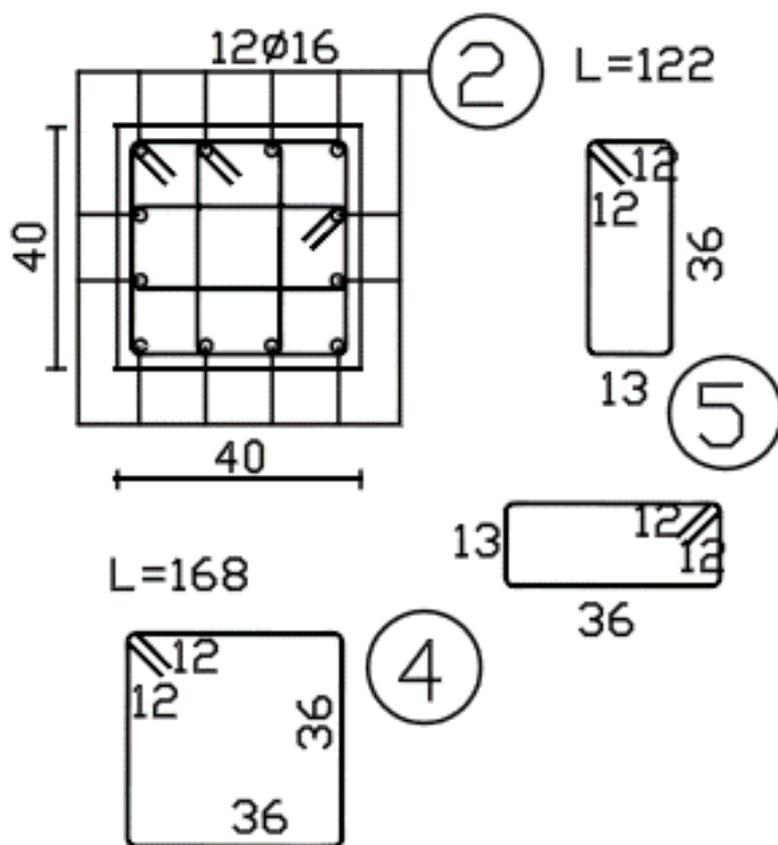


Figura 83 – Dettagli armatura pilastri A2-B2 impalcato 1

Tabella 54 – File output verifiche Pilastri A2-B2– impalcato 1

Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.									
MATERIALI									
Calcestruzzo: Rck = 18.518; fck = 15.37 ; fcd = 10.05 (.35%)									
Acciaio : Feb 44K ; ftk = 400. ; fyk = 318.5 ; ftd = 347.826 (6.75%)									
SEZIONE									
L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.									
Tipo sezione: RETTANGOLARE									
Cls: Acciaio lento:									
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm2]		
1- 1	-20.	0.	1	5.3	36.	16.	2.0106		
1- 2	-20.	40.	2	-5.3	36.	16.	2.0106		
1- 3	20.	40.	3	16.	14.7	16.	2.0106		
1- 4	20.	0.	4	16.	25.3	16.	2.0106		
			5	16.	36.	16.	2.0106		
			6	-16.	14.7	16.	2.0106		
			7	-16.	25.3	16.	2.0106		
			8	-16.	36.	16.	2.0106		
			9	16.	4.	16.	2.0106		
			10	5.3	4.	16.	2.0106		
			11	-5.3	4.	16.	2.0106		
			12	-16.	4.	16.	2.0106		
SOLLECITAZIONI AGENTI									
Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 20. (baricentro CLS)									
Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.									
N.	N	Mz	My	Descrizione	Sol: ultima/agente =fs (>=1 OK)				
1	-360.25	-141.4034	-18.704	Caso 3.13-A14- P9	Mz-: -141.4034/-26.0731= 5.4233				
2	-376.88	143.9011	12.7988	Caso 3.13-A14- P1	Mz+: 143.9011/28.5638= 5.0379				
3	-357.10	2.3585	-143.741	Caso 4.11-A14- P9	My+: -143.741/-45.2295= 3.178				
4	-373.73	-3.635	144.7416	Caso 4.11-A14- P1	My+: 144.7416/43.7528= 3.3082				
5	-2032.7	-9.1921	-36.8297	Caso 4.13-A14- P1	N -: -2032.79/-406.34= 5.0027				
RISULTATI									
Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):									
Sol.	muz	muy	lambda						
1.	.00018344022	.00003600918	-.00277711827						
2.	-.00019389183	-.00002620209	.0047785607						
3.	-.00000533521	.00023254912	.00136211674						
4.	.00000803548	-.0002230702	.00096214715						
5.	.00001375548	.00006645325	-.00217095451						
Deformazioni massime sui materiali:									
Cls									
sol	vert.	D cls	S cls	Ve	Acciaio lento				
					ferro	D ferri	S ferri	Ve	
1	1- 1	-3.4973	-10.05	si	5.	4.4029	280.19	si	
2	1- 3	-3.5012	-10.05	si	12.	4.4222	280.21	si	
3	1- 2	-3.5023	-10.05	si	9.	5.0616	280.9	si	
4	1- 4	-3.4993	-10.05	si	8.	4.8205	280.64	si	
5	1- 1	-3.5	-10.05	si	5.	-.6125	-122.5	si	
<b>La verifica risulta essere soddisfatta.</b>									

- Pilastri A2-B2 – impalcato 2

I dettagli di armatura, che la sezione dei pilastri considerati, presenta per l'impalcato due risultano essere identici a quelli mostrati in Figura 83. Quindi, si riporta il file di output delle verifiche automatiche generato dal calcolatore con il relativo fattore di sicurezza minimo (Tabella 55). Le verifiche sono state effettuate considerando i parametri relativi ai materiali già scalati dal fattore di confidenza.

Tabella 55 – File output verifiche Pilastri A2-B2– impalcato 2

Tipo verifica: stati limite - pressoflessione deviata.									
MATERIALI									
Calcestruzzo: Rck = 18.518; fck = 15.37 ; fcd = 10.05 (.35%)									
Acciaio : Tipo= Feb 44K ; ftk = 400. ; fyk = 318.5 ; ftd = 347.826 (6.75%)									
SEZIONE									
L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.									
Tipo sezione: RETTANGOLARE									
Cls: Acciaio lento:									
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm2]		
1- 1	-20.	0.	1	5.3	36.	16.	2.0106		
1- 2	-20.	40.	2	-5.3	36.	16.	2.0106		
1- 3	20.	40.	3	16.	14.7	16.	2.0106		
1- 4	20.	0.	4	16.	25.3	16.	2.0106		
			5	16.	36.	16.	2.0106		
			6	-16.	14.7	16.	2.0106		
			7	-16.	25.3	16.	2.0106		
			8	-16.	36.	16.	2.0106		
			9	16.	4.	16.	2.0106		
			10	5.3	4.	16.	2.0106		
			11	-5.3	4.	16.	2.0106		
			12	-16.	4.	16.	2.0106		
SOLLECITAZIONI AGENTI									
Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 20. (baricentro CLS)									
Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.									
N.	N	Mz	My	Descrizione			Sol: ultima/agente =fs (>=1 OK)		
1	-157.98	-119.0914	-37.2903	Caso 3.13-A15-	P9	Mz-:-119.0914/-16.9542=	7.0243		
2	-170.77	121.7043	34.2021	Caso 3.13-A15-	P1	Mz+:121.7043/15.6294=	7.7869		
3	-157.21	-1.4032	-129.2228	Caso 4.3-A15-	P9	My+:-129.2228/-54.3288=	2.3785		
4	-170.00	0.6733	130.2859	Caso 4.3-A15-	P1	My+:130.2859/50.6902=	2.5702		
5	-2248.3	-4.1146	4.5324	Caso 4.13-A15-	P1	N -:-2248.39/-178.21=	12.617		
RISULTATI									
Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):									
Sol.	muz	muy	lambda						
1.	.00018238265	.0000630889	-.00223755979						
2.	-.000187695	-.000058955	.00518739103						
3.	.0000036436	.00030754333	.00264899514						
4.	-.00000174389	-.00030536261	.00267806336						
5.	.00002791327	-.00003525661	-.00279495377						

Deformazioni massime sui materiali:									
Cls					Acciaio lento				
sol	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve	
1	1- 1	-3.4993	-10.05	si	5.	5.3376	281.19	si	
2	1- 3	-3.4995	-10.05	si	12.	5.3799	281.24	si	
3	1- 1	-3.5019	-10.05	si	5.	7.7009	283.73	si	
4	1- 3	-3.4989	-10.05	si	12.	7.5569	283.57	si	
5	1- 4	-3.5001	-10.05	si	8.	-1.226	-245.19	si	

**La verifica risulta essere soddisfatta.**

In Tabella 56 si riporta il prospetto riepilogativo con il fattore di sicurezza dei pilastri più sollecitati in regime di pressoflessione.

Tabella 56 – Prospetto riepilogativo del fattore di sicurezza per le verifiche a pressoflessione dei pilastri

Elemento	Tipologia verifica	Fattore di Sicurezza	FS=Rd/Sd > 1
Pilastri A1-B1-C1-C2-A3-B3-C3 impalcato 1	Pressoflessione	F <sub>s</sub> =3.42	ok
Pilastri A1-B1-C1-C2-A3-B3-C3 impalcato 2	Pressoflessione	F <sub>s</sub> =1.93	ok
Pilastri A2-B2 impalcato 1	Pressoflessione	F <sub>s</sub> =3.18	ok
Pilastri A2-B2 impalcato 2	Pressoflessione	F <sub>s</sub> =2.39	ok

### 6.10.1.2 Verifica taglio pilastri

- Pilastri A1-B1-C1-C2-A3-B3-C3 – impalcato 1

In Figura 84, si riportano le sollecitazioni di taglio per i pilastri in esame relativi all'impalcato 1, ricavate direttamente dal programma di calcolo da cui si estrapolano i valori massimi con cui effettuare la verifica.

IMPORTA SOLLECITAZIONI DA 3D

**SEZIONI ASTE O NODI**

ASTE: 1,3,8,11-12,16-17 TUTTE CERCA

PROGR: 1-9 TUTTE

NODI: 1 TUTTI CERCA

COMPONI STRINGA DI ELEMENTI ANALIZZATI DA RICERCA

**SOLLECITAZIONI**

CASI DI CARICO: 3, 4 TUTTI A

SESTETTI: 0 TUTTI

CONDIZ.: 0 TUTTI A

Esempio per selezionare: 1,3, 5 - 7

RICERCA IMPORTA CHIUDI

ELIMINA DOPPI AUTOMATICO 0 NUMERO DECIMALI

ELIMINA PREESISTENTI

MASSIMO	Mdz	Mdy	Nor	Tz	Ty	Mt	Caso	Ses.	Coa.	Asta	Prog.
<input type="checkbox"/> Mdz -	-381748	-94122	-18457	-289	1683	-21620	3	4	-	16	1
<input type="checkbox"/> Mdz +	339486	89717	-17804	470	-1821	18228	3	13	-	16	1
<input type="checkbox"/> Mdy -	37994	-572082	-42890	-2600	-163	-10816	4	13	-	12	1
<input type="checkbox"/> Mdy +	-17446	541293	-38158	-2546	-173	700	4	6	-	3	9
<input type="checkbox"/> Nor -	-83121	-465352	-48076	-1845	328	-14517	4	13	-	11	1
<input type="checkbox"/> Nor +	105522	183535	-4478	-1146	626	-13685	4	13	-	17	9
<input type="checkbox"/> Ecc.Z -	-61179	245112	-5841	-1476	-285	-1955	4	6	-	17	9
<input type="checkbox"/> Ecc.Z +	58666	-374776	-7504	-1476	-285	-1955	4	6	-	17	1
<input type="checkbox"/> Ecc.Y -	251116	-46289	-5476	135	1420	-21496	3	4	-	17	9
<input type="checkbox"/> Ecc.Y +	-345319	10447	-7139	135	1420	-21496	3	4	-	17	1
<input checked="" type="checkbox"/> Tdz -	37994	-572082	-42890	-2600	-163	-10816	4	13	-	12	1
<input checked="" type="checkbox"/> Tdz +	111293	513918	-43325	2432	-471	10018	4	4	-	11	1
<input checked="" type="checkbox"/> Tdy -	339486	89717	-17804	470	-1821	18228	3	13	-	16	1
<input checked="" type="checkbox"/> Tdy +	-381748	-94122	-18457	-289	1683	-21620	3	4	-	16	1
<input type="checkbox"/> Mt -	-589	141513	-19296	456	-113	-34704	3	3	-	1	1
<input type="checkbox"/> Mt +	47397	-80947	-40055	-747	-106	33060	3	13	-	3	1

Figura 84 – Sollecitazioni di taglio sui pilastri A1-B1-C1-A3-B3-C3 impalcato 1

Massimi valori di taglio sollecitante:

$$T_y = 18.21 \text{ kN}$$

$$T_z = 26.00 \text{ kN}$$

Come riportato nelle tavole progettuali, i pilastri in esame, presentano staffe a 4 bracci di diametro  $\phi 8$  e passo 10 cm. Si riporta, in Tabella 57, la verifica caratterizzata dal fattore di sicurezza minimo.

Tabella 57 – Verifica a taglio pilastri A1-B1-C1-A3-B3-C3 impalcato 1

INPUT		VALORI DERIVATI	
<b>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE</b>			
h	0 mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)	
B	0 mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)	
bw	400 mm	larghezza minima della sezione	
H	400 mm	altezza sezione	
c	40 mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)	
As1	1256 mm <sup>2</sup>	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)	
Asw	201 mm <sup>2</sup>	area della sezione trasversale delle staffe 90°	
s	100 mm	passo delle staffe 90°	
Asw'	0 mm <sup>2</sup>	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)	
s'	1 mm	passo misurato sull'asse longitudinale	
α	90°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave	
ctg θ	1.00	1 ≤ ctg θ ≤ 2.5 inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento	
<b>CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE</b>			
NEd	0 N	forza longitudinale nella sezione (compressione +)	
VED	26000 N	valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	
<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (**)</b>			
fck	15.05 N/mm <sup>2</sup>	resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls	
γc	1.5	coeff. di sicurezza sul cls	
αcc	1	coeff. lunga durata	
fyd	277 N/mm <sup>2</sup>	snervamento di calcolo delle armature a taglio	
(**) introdurre valori già ridotti se Strutture Esistenti			
		d	360 mm altezza utile
		Ac	160000 mm <sup>2</sup> area cls
		<b>st φ 8/10</b>	
		NB: Il programma non ammette valori nulli dei passi s e s' in caso di assenza di Asw o Asw' porre s o s' pari a "1"	
		Calcolo angolo di inclinazione traliccio	
		θ = <b>48.15°</b>	
		αc	1.000 coeff. maggiorativo
		fed	10.03 N/mm <sup>2</sup> f'cd = 5.02 N/mm <sup>2</sup> ridotta
		k	1.7454 ≤ 2.0
		ρ1	0.0087 ≤ 0.02
		σcp	0.00 N/mm <sup>2</sup> ≤ 0.2 fed = 2.01
		Vmin	0.3131 fattore di efficienza
OUTPUT			
- Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio		VRd1 =	71146 N
- Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio		VRsd =	180384 N (*)
- Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima		VRcd =	325080 N
- Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio		al =	162 mm
(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali			
VERIFICHE			
	Per Elementi Privi di Armatura a taglio	VRd = VRd1 =	71146 N FS = VRd/VED =
x	Per Elementi Con Armatura a Taglio	VRd = min (VRsd, VRcd) =	180384 N FS = VRd/VED = <b>6.94</b> OK
In ogni caso deve sempre risultare:		VRcd = 325080 N < VEd =	26000 N FS = VRcd/VEd = <b>12.50</b> OK

**La verifica risulta essere soddisfatta.**

• Pilastri A1-B1-C1-C2-A3-B3-C3 – impalcato 2

In Figura 85, si riportano le sollecitazioni di taglio per i pilastri in esame relativi all'impalcato 1, ricavate direttamente dal programma di calcolo da cui si estrapolano i valori massimi con cui effettuare la verifica.

IMPORTA SOLLECITAZIONI DA 3D

**SEZIONI ASTE O NODI**

ASTE: 2,4,7,9-10,13,18 TUTTE CERCA

PROGR: 1-9 TUTTE

NODI: 1 TUTTI CERCA

COMPONENTI STRINGA DI ELEMENTI ANALIZZATI DA RICERCA

ASTE  NODI

ASTE (7) ANALIZZATE:

**SOLLECITAZIONI**

CASI DI CARICO: 3,4 TUTTI A

SESTETTI: 0 TUTTI

CONDIZ.: 0 TUTTI A

Esempio per selezionare: 1,3,5-7

RICERCA IMPORTA CHIUDI

ELIMINA DOPPI AUTOMATICO 0

ELIMINA PREESISTENTI

NUMERO DECIMALI

MASSIMO	Mdz	Mdy	Nor	Tz	Ty	Mt	Caso	Ses.	Con.	Asta	Prog.
<input type="checkbox"/> Mdz -	-252324	-209866	-5779	1213	-1478	10433	3	13	-	18	9
<input type="checkbox"/> Mdz +	266388	-163033	-8895	-1239	-1387	23121	3	8	-	2	1
<input type="checkbox"/> Mdy -	-40187	-634583	-17322	3777	-186	6786	4	4	-	10	9
<input type="checkbox"/> Mdy +	10775	666226	-14718	-3600	115	-12133	4	13	-	13	9
<input type="checkbox"/> Nor -	-23193	71761	-19872	572	150	-7074	4	13	-	10	1
<input type="checkbox"/> Nor +	51346	93573	-1152	-408	227	-7540	4	13	-	7	9
<input type="checkbox"/> Ecc.Z -	51346	93573	-1152	-408	227	-7540	4	13	-	7	9
<input type="checkbox"/> Ecc.Z +	1569	-271529	-3422	1522	-29	-1129	4	9	-	7	9
<input type="checkbox"/> Ecc.Y -	132528	-62180	-1517	402	636	-11839	3	4	-	7	9
<input type="checkbox"/> Ecc.Y +	-164375	18672	-2827	22	-866	8369	3	14	-	7	9
<input checked="" type="checkbox"/> Tdz -	-26502	-496449	-15997	-3600	115	-12133	4	13	-	13	1
<input checked="" type="checkbox"/> Tdz +	19965	585446	-18601	3777	-186	6786	4	4	-	10	1
<input checked="" type="checkbox"/> Tdy	225096	181797	-7058	1213	-1478	10433	3	13	-	18	1
<input checked="" type="checkbox"/> Tdy +	-188735	109782	-7240	737	1275	-12527	3	4	-	18	1
<input type="checkbox"/> Mt -	-50374	-402818	-13728	-2209	208	-24008	3	3	-	4	1
<input type="checkbox"/> Mt +	181783	-97067	-7863	-436	-328	40291	4	4	-	2	1

Figura 85 – Sollecitazioni di taglio sui pilastri A1-B1-C1-A3-B3-C3 impalcato 2

Massimi valori di taglio sollecitante:

$$T_y = 14.78 \text{ kN}$$

$$T_z = 37.77 \text{ kN}$$

Come riportato nelle tavole progettuali, i pilastri in esame, presentano staffe a 4 bracci di diametro  $\phi 8$  e passo 10 cm. Si riporta, in Tabella 58, la verifica caratterizzata dal fattore di sicurezza minimo.

Tabella 58 – Verifica a taglio pilastri A1-B1-C1-A3-B3-C3 impalcato 2

INPUT		VALORI DERIVATI	
<b>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE</b>			
h	0 mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)	
B	0 mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)	
bw	400 mm	larghezza minima della sezione	
H	400 mm	altezza sezione	
c	40 mm	copriferro (lambo esterno-asse armatura)	
A <sub>s1</sub>	804 mm <sup>2</sup>	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)	
A <sub>sw</sub>	201 mm <sup>2</sup>	area della sezione trasversale delle staffe 90°	
s	100 mm	passo delle staffe 90°	
A <sub>sw'</sub>	0 mm <sup>2</sup>	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)	
s'	1 mm	passo misurato sull'asse longitudinale	
α	90°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave	
ctg θ	1.00	1 ≤ ctg θ ≤ 2.5 inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento	
<b>CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE</b>			
N <sub>Ed</sub>	0 N	forza longitudinale nella sezione (compressione +)	
V <sub>Ed</sub>	37770 N	valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	
<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (**)</b>			
f <sub>ck</sub>	15.05 N/mm <sup>2</sup>	resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls	
γ <sub>c</sub>	1.5	coeff. di sicurezza sul cls	
α <sub>cc</sub>	1	coeff. lunga durata	
f <sub>yd</sub>	277 N/mm <sup>2</sup>	snervamento di calcolo delle armature a taglio	
(**) introdurre valori già ridotti se Strutture Esistenti			
		d	360 mm altezza utile
		A <sub>c</sub>	160000 mm <sup>2</sup> area cls
		st ϕ 8/10	
		NB. Il programma non ammette valori nulli dei passi s e s' in caso di assenza di A <sub>sw</sub> o A <sub>sw'</sub> porre s o s' pari a "1"	
		Calcolo angolo di inclinazione traliccio	
		θ = 48.15°	
		α <sub>c</sub>	1.000 coeff. maggiorativo
		f <sub>cd</sub>	10.03 N/mm <sup>2</sup> f'cd = 5.02 N/mm <sup>2</sup> ridotta
		k	1.7454 ≤ 2.0
		ρ <sub>1</sub>	0.0056 ≤ 0.02
		σ <sub>cp</sub>	0.00 N/mm <sup>2</sup> ≤ 0.2 f <sub>cd</sub> = 2.01
		V <sub>min</sub>	0.3131 fattore di efficienza
OUTPUT			
- Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio	V <sub>Rd1</sub> =	61312 N	
- Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio	V <sub>Rsd</sub> =	180384 N (*)	
- Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima	V <sub>Rcd</sub> =	325080 N	
- Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio	a <sub>1</sub> =	162 mm	
(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali			
VERIFICHE			
Per Elementi Privi di Armatura a taglio	V <sub>Rd</sub> = V <sub>Rd1</sub> =	61312 N	F <sub>s</sub> = V <sub>Rd</sub> /V <sub>Ed</sub> =
Per Elementi Con Armatura a Taglio	V <sub>Rd</sub> = min (V <sub>Rsd</sub> , V <sub>Rcd</sub> ) =	180384 N	F <sub>s</sub> = V <sub>Rd</sub> /V <sub>Ed</sub> = 4.78 OK
In ogni caso deve sempre risultare:	V <sub>Rcd</sub> = 325080 N < V <sub>Ed</sub> =	37770 N	F <sub>s</sub> = V <sub>Rcd</sub> /V <sub>Ed</sub> = 8.61 OK

**La verifica risulta essere soddisfatta.**

- Pilastri A2-B2 – impalcato 1

In Figura 86 si riportano le sollecitazioni di taglio per i pilastri in esame relativi all'impalcato 1, ricavate direttamente dal programma di calcolo da cui si estrapolano i valori massimi con cui effettuare la verifica.

IMPORTA SOLLECITAZIONI DA 3D

SEZIONI ASTE O NODI

ASTE: 5,14 TUTTE CERCA

PROGR: 1-9 TUTTE

NODI: 1 TUTTI CERCA

COMPONI STRINGA DI ELEMENTI ANALIZZATI DA RICERCA

ASTE (2) ANALIZZATE:

SOLLECITAZIONI

CASI DI CARICO: 3, 4 TUTTI A

SESTETTI: 0 TUTTI

CONDIZ.: 0 TUTTI A

Esempio per selezionare: 1,3, 5 - 7

RICERCA IMPORTA CHIUDI

ELIMINA DOPPI AUTOMATICO 0

ELIMINA PREESISTENTI

NUMERO DECIMALI

MASSIMO	Mdz	Mdy	Nor	Tz	Ty	Mt	Caso	Ses.	Coa.	Asta	Prog.
<input type="checkbox"/> Mdz -	-260731	-187040	-36025	750	-1301	17125	3	13	-	14	9
<input type="checkbox"/> Mdz +	285638	127988	-37688	750	-1301	17125	3	13	-	14	1
<input type="checkbox"/> Mdy -	23585	-452295	-35710	2119	143	-3325	4	11	-	14	9
<input type="checkbox"/> Mdy +	-36350	437528	-37373	2119	143	-3325	4	11	-	14	1
<input type="checkbox"/> Nor -	-31921	-368297	-40634	-1440	389	-14309	4	13	-	14	1
<input type="checkbox"/> Nor +	149765	-262384	-19446	1210	860	-17224	3	3	-	5	9
<input type="checkbox"/> Ecc.Z -	-35667	426129	-21722	1999	119	-121	4	9	-	5	1
<input type="checkbox"/> Ecc.Z +	14107	-413286	-20059	1999	119	-121	4	9	-	5	9
<input type="checkbox"/> Ecc.Y -	264994	3576	-25702	127	-1154	20469	3	13	-	5	1
<input type="checkbox"/> Ecc.Y +	-224641	24067	-21906	234	914	-21337	3	4	-	5	1
<input checked="" type="checkbox"/> Tdz -	76021	-398486	-25885	-1638	-358	-746	4	8	-	5	1
<input checked="" type="checkbox"/> Tdz +	-36350	437528	-37373	2119	143	-3325	4	11	-	14	1
<input checked="" type="checkbox"/> Tdy -	285638	127988	-37688	750	-1301	17125	3	13	-	14	1
<input checked="" type="checkbox"/> Tdy +	-250349	-74298	-39914	-142	1100	-22701	3	4	-	14	1
<input type="checkbox"/> Mt -	-250349	-74298	-39914	-142	1100	-22701	3	4	-	14	1
<input type="checkbox"/> Mt +	264994	3576	-25702	127	-1154	20469	3	13	-	5	1

Figura 86 – Sollecitazioni di taglio sui pilastri A2-B2 impalcato 1

Massimi valori di taglio sollecitante:

$$T_y = 13.01 \text{ kN}$$

$$T_z = 21.19 \text{ kN}$$

Come riportato nelle tavole progettuali, i pilastri in esame, presentano staffe a 4 bracci di diametro  $\phi 8$  e passo 10 cm. Si riporta, in Tabella 59, la verifica caratterizzata dal fattore di sicurezza minimo.

Tabella 59 – Verifica a taglio pilastri A2-B2 impalcato 1

INPUT		VALORI DERIVATI	
<b>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE</b>			
h	0 mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)	
B	0 mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)	
bw	400 mm	larghezza minima della sezione	
H	400 mm	altezza sezione	
c	40 mm	copriferro (lambo esterno-asse armatura)	
A <sub>s1</sub>	804 mm <sup>2</sup>	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)	
A <sub>sw</sub>	201 mm <sup>2</sup>	area della sezione trasversale delle staffe 90°	
s	100 mm	passo delle staffe 90°	
A <sub>sw'</sub>	0 mm <sup>2</sup>	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)	
s'	1 mm	passo misurato sull'asse longitudinale	
α	90°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave	
ctg θ	1.00	1 ≤ ctg θ ≤ 2.5 inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento	
<b>CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE</b>			
N <sub>Ed</sub>	0 N	forza longitudinale nella sezione (compressione +)	
V <sub>Ed</sub>	21190 N	valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	
<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (**)</b>			
f <sub>ck</sub>	15.05 N/mm <sup>2</sup>	resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls	
γ <sub>c</sub>	1.5	coeff. di sicurezza sul cls	
α <sub>cc</sub>	1	coeff. lunga durata	
f <sub>yd</sub>	277 N/mm <sup>2</sup>	snervamento di calcolo delle armature a taglio	
(**) introdurre valori già ridotti se Strutture Esistenti			
		d	360 mm altezza utile
		A <sub>c</sub>	160000 mm <sup>2</sup> area cls
		st ϕ 8/10	
		NB. Il programma non ammette valori nulli dei passi s e s' in caso di assenza di A <sub>sw</sub> o A <sub>sw'</sub> porre s o s' pari a "1"	
		Calcolo angolo di inclinazione traliccio	
		θ = 48.15°	
		α <sub>c</sub>	1.000 coeff. maggiorativo
		f <sub>cd</sub>	10.03 N/mm <sup>2</sup> f'cd = 5.02 N/mm <sup>2</sup> ridotta
		k	1.7454 ≤ 2.0
		ρ <sub>1</sub>	0.0056 ≤ 0.02
		σ <sub>cp</sub>	0.00 N/mm <sup>2</sup> ≤ 0.2 f <sub>cd</sub> = 2.01
		V <sub>min</sub>	0.3131 fattore di efficienza
OUTPUT			
- Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio	V <sub>Rd1</sub> =	61312 N	
- Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio	V <sub>Rsd</sub> =	180384 N (*)	
- Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima	V <sub>Rcd</sub> =	325080 N	
- Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio	a <sub>1</sub> =	162 mm	
(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali			
VERIFICHE			
Per Elementi Privi di Armatura a taglio	V <sub>Rd</sub> = V <sub>Rd1</sub> =	61312 N	F <sub>s</sub> = V <sub>Rd</sub> /V <sub>Ed</sub> =
x Per Elementi Con Armatura a Taglio	V <sub>Rd</sub> = min (V <sub>Rsd</sub> , V <sub>Rcd</sub> ) =	180384 N	F <sub>s</sub> = V <sub>Rd</sub> /V <sub>Ed</sub> = 8.51 OK
In ogni caso deve sempre risultare:	V <sub>Rcd</sub> = 325080 N < V <sub>Ed</sub> =	21190 N	F <sub>s</sub> = V <sub>Rcd</sub> /V <sub>Ed</sub> = 15.34 OK

**La verifica risulta essere soddisfatta.**

- Pilastri A2-B2 – impalcato 2

In Figura 87, si riportano le sollecitazioni di taglio per i pilastri in esame relativi all'impalcato 2, ricavate direttamente dal programma di calcolo da cui si estrapolano i valori massimi con cui effettuare la verifica.

IMPORTA SOLLECITAZIONI DA 3D

**SEZIONI ASTE O NODI**

ASTE:  TUTTE CERCA

PROGR:  TUTTE

NODI:  TUTTI CERCA

COMPONI STRINGA DI ELEMENTI ANALIZZATI DA RICERCA

**SOLLECITAZIONI**

CASI DI CARICO:  TUTTI A

SESTETTI:  TUTTI

CONDIZ.:  TUTTI A

Esempio per selezionare: 1,3, 5 - 7

ELIMINA DOPPI AUTOMATICO

ELIMINA PREESISTENTI

NUMERO DECIMALI:

MASSIMO	Mdz	Mdy	Nor	Tz	Ty	Mt	Caso	Ses.	Co.	Asta	Prog.	
<input type="checkbox"/>	Mdz -	-169542	-372903	-15798	2213	-1009	12419	3	13	-	15	9
<input type="checkbox"/>	Mdz +	156294	342021	-17077	2213	-1009	12419	3	13	-	15	1
<input type="checkbox"/>	Mdy -	-14032	-543288	-15721	3251	-64	1676	4	3	-	15	9
<input type="checkbox"/>	Mdy +	6733	506902	-17000	3251	-64	1676	4	3	-	15	1
<input type="checkbox"/>	Nor -	-41146	45324	-17821	357	230	-8008	4	13	-	15	1
<input type="checkbox"/>	Nor +	37987	-275456	-7341	1668	196	-12245	3	3	-	6	9
<input type="checkbox"/>	Ecc.Z -	23818	399165	-8718	2560	-155	-4311	4	9	-	6	1
<input type="checkbox"/>	Ecc.Z +	-26274	-427593	-7439	2560	-155	-4311	4	9	-	6	9
<input type="checkbox"/>	Ecc.Y -	97166	173138	-9801	1039	-695	8282	3	13	-	6	1
<input type="checkbox"/>	Ecc.Y +	-127274	-162397	-8522	1039	-695	8282	3	13	-	6	9
<input checked="" type="checkbox"/>	Tdz -	41334	-106312	-3963	-805	-300	-765	4	8	-	6	1
<input checked="" type="checkbox"/>	Tdz +	6733	506902	-17000	3251	-64	1676	4	3	-	15	1
<input checked="" type="checkbox"/>	Tdy -	156294	342021	-17077	2213	-1009	12419	3	13	-	15	1
<input checked="" type="checkbox"/>	Tdy +	-115866	208433	-17650	1382	703	-12571	3	4	-	15	1
<input type="checkbox"/>	Mt -	-32014	119715	-8879	716	240	-13359	3	4	-	6	1
<input type="checkbox"/>	Mt +	156294	342021	-17077	2213	-1009	12419	3	13	-	15	1

Figura 87 – Sollecitazioni di taglio sui pilastri A2-B2 impalcato 2

Massimi valori di taglio sollecitante:

$$T_y = 10.09 \text{ kN}$$

$$T_z = 32.51 \text{ kN}$$

Come riportato nelle tavole progettuali, i pilastri in esame, presentano staffe a 4 bracci di diametro  $\phi 8$  e passo 10 cm. Si riporta, in Tabella 60, la verifica caratterizzata dal fattore di sicurezza minimo.

Tabella 60 – Verifica a taglio pilastri A2-B2 impalcato 2

INPUT		VALORI DERIVATI	
<b>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE</b>			
h	0 mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)	
B	0 mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)	
bw	400 mm	larghezza minima della sezione	
H	400 mm	altezza sezione	
c	40 mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)	
$A_{s1}$	804 mm <sup>2</sup>	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)	
$A_{sw}$	201 mm <sup>2</sup>	area della sezione trasversale delle stiffe 90°	
s	100 mm	passo delle staffe 90°	
$A_{sw'}$	0 mm <sup>2</sup>	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)	
s'	1 mm	passo misurato sull'asse longitudinale	
$\alpha$	90°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave	
ctg $\theta$	1.00	$1 \leq \text{ctg}\theta \leq 2.5$ inclinazione $\theta$ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento	
<b>CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE</b>			
$N_{Ed}$	0 N	forza longitudinale nella sezione (compressione +)	
$V_{Ed}$	32510 N	valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	
<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (**)</b>			
$f_{ck}$	15.05 N/mm <sup>2</sup>	resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls	
$\gamma_c$	1.5	coeff. di sicurezza sul cls	
$\alpha_{cc}$	1	coeff. lunga durata	
$f_{yd}$	277 N/mm <sup>2</sup>	snerbamento di calcolo delle armature a taglio	
(**) introdurre valori già ridotti se Strutture Esistenti			
		$d$	360 mm altezza utile
		$A_c$	160000 mm <sup>2</sup> area cls
		<b>st <math>\uparrow</math> 8/10</b>	
NB: Il programma non ammette valori nulli dei passi s e s' in caso di assenza di $A_{sw}$ o $A_{sw'}$ porre s o s' pari a "1"			
Calcolo angolo di inclinazione traliccio			
$\theta = 48.15^\circ$			
		$\alpha_c$	1.000 coeff. maggiorativo
		$f_{cd}$	10.03 N/mm <sup>2</sup> $f'_{cd} = 5.02$ N/mm <sup>2</sup> ridotta
		k	1.7454 $\leq 2.0$
		$\rho_1$	0.0056 $\leq 0.02$
		$\sigma_{cp}$	0.00 N/mm <sup>2</sup> $\leq 0.2 f_{cd} = 2.01$
		$V_{min}$	0.3131 fattore di efficienza
OUTPUT			
- Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio		$V_{Rd1} =$	61312 N
- Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio		$V_{Rsd} =$	180384 N (*)
- Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima		$V_{Rcd} =$	325080 N
- Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio		$a_1 =$	162 mm
(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali			
VERIFICHE			
Per Elementi Privi di Armatura a taglio	$V_{Rd} = V_{Rd1} =$	61312 N	$F_s = V_{Rd}/V_{Ed} =$
x Per Elementi Con Armatura a Taglio	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) =$	180384 N	$F_s = V_{Rd}/V_{Ed} = 5.55$ OK
In ogni caso deve sempre risultare:	$V_{Rcd} = 325080$ N	<	$V_{Ed} = 32510$ N $F_s = V_{Rcd}/V_{Ed} = 10.00$ OK

La verifica risulta essere soddisfatta.

In Tabella 61 si riporta il prospetto riepilogativo con il fattore di sicurezza relativo ai pilastri più sollecitati a taglio.

Tabella 61 – Prospetto riepilogativo del fattore di sicurezza per le verifiche a taglio dei pilastri

Elemento	Tipologia verifica	Fattore di Sicurezza	FS=Rd/Sd > 1
Pilastri A1-B1-C1-C2-A3-B3-C3 impalcato 1	Taglio	F <sub>s</sub> =6.94	ok
Pilastri A1-B1-C1-C2-A3-B3-C3 impalcato 2	Taglio	F <sub>s</sub> =4.78	ok
Pilastri A2-B2 impalcato 1	Taglio	F <sub>s</sub> =8.51	ok
Pilastri A2-B2 impalcato 2	Taglio	F <sub>s</sub> =5.55	ok

### 6.10.1.3 Verifica a flessione travi

Si riportano le verifiche a flessione delle travi più sollecitate, con riferimento alle travi con sezione 30x50 cm e a alle travi con sezione 60x30 cm. In tal senso, la verifica viene effettuata considerando l'armatura dedotta dalle tavole progettuali, riportate al paragrafo 6.1 del presente capitolo.

- Travi 30x50 cm

In Figura 88, si riportano i dettagli di armatura della trave in esame e il file di output delle verifiche generato dal calcolatore con il relativo fattore di sicurezza minimo (Tabella 62).

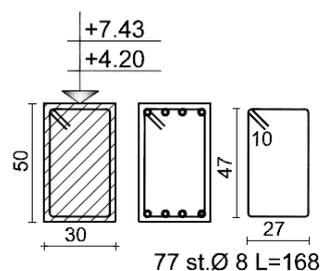


Figura 88 – Dettagli armatura travi 30x50 cm

Tabella 62 – File output verifiche flessione travi 30x50 cm

Tipo verifica : stati limite - Flessione semplice									
MATERIALI									
Calcestruzzo: Rck = 18.518; fck = 15.37 ; fcd = 10.05 (.35%)									
Acciaio : Feb 44K ; ftk = 400. ; fyk = 318.5 ; ftd = 347.826 (6.75%)									
SEZIONE									
L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.									
Tipo sezione: RETTANGOLARE									
Cls: Acciaio lento:									
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm2]		
1- 1	-15.	0.	1	12.	47.	20.	3.1416		
1- 2	-15.	50.	2	4.	47.	20.	3.1416		
1- 3	15.	50.	3	-4.	47.	20.	3.1416		
1- 4	15.	0.	4	-12.	47.	20.	3.1416		
			5	12.	3.	20.	3.1416		
			6	4.	3.	20.	3.1416		
			7	-4.	3.	20.	3.1416		
			8	-12.	3.	20.	3.1416		
SOLLECITAZIONI AGENTI									
Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 25. (baricentro CLS)									
Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.									
N.	N	Mz	My	Descrizione			Sol: ultima/agente =fs (>=1 OK)		
1	24.96	-168.446	-.6398	Caso 4.13-A24- P1			Mz-:-168.4464/-160.0122= 1.0527		
2	23.98	168.859	-.1881	Caso 4.4-A24- P5			Mz+:168.8592/78.0805= 2.1626		
3	3.82	-32.7241	-77.2385	Caso 4.4-A88- P9			My+:-77.2385/-14.4452= 5.347		
4	3.82	50.1336	74.0504	Caso 4.4-A88- P1			My+:74.0504/24.8805= 2.9762		
RISULTATI									
Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):									
Sol.	muz		muy		lambda				
1.	.00080409597		.00000277631		-.00345742982				
2.	-.00081174516		.00000081732		.03710148447				
3.	.00003320091		.00033108992		.00146530511				
4.	-.0000445589		-.00028779138		.00304366439				
Deformazioni massime sui materiali:									
Cls				Acciaio lento					
sol	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve	
1	1- 1	-3.4991	-10.05	si	1.	34.3684	312.31	si	
2	1- 2	-3.498	-10.05	si	5.	34.6761	312.64	si	
3	1- 1	-3.501	-10.05	si	1.	6.9988	282.97	si	
4	1- 3	-3.5012	-10.05	si	8.	6.3635	282.29	si	
<b><u>La verifica risulta essere soddisfatta.</u></b>									

- Travi 60x30 cm

In Figura 89, si riportano i dettagli di armatura della trave in esame e il file di output delle verifiche generato dal calcolatore con il relativo fattore di sicurezza minimo (Tabella 63).

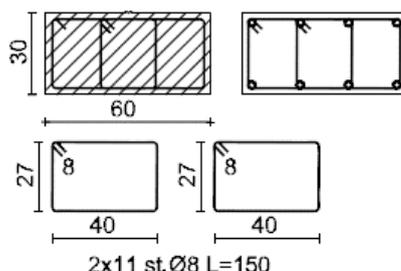


Figura 89 – Dettagli armatura travi 60x30 cm

Tabella 63 – File output verifiche flessione travi 60x30 cm

Tipo verifica : stati limite -Flessione semplice							
MATERIALI							
Calcestruzzo: Rck = 18.518; fck = 15.37 ; fcd = 10.05 (.35%)							
Acciaio : Feb 44K ; ftk = 400. ; fyk = 318.5 ; ftd = 347.826 (6.75%)							
SEZIONE							
L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.							
Tipo sezione: RETTANGOLARE							
Cls: Acciaio lento:							
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm <sup>2</sup> ]
1- 1	-30.	0.	1	27.	27.	16.	2.0106
1- 2	-30.	30.	2	18.	27.	16.	2.0106
1- 3	30.	30.	3	9.	27.	16.	2.0106
1- 4	30.	0.	4	0.	27.	16.	2.0106
			5	-9.	27.	16.	2.0106
			6	-18.	27.	16.	2.0106
			7	-27.	27.	16.	2.0106
			8	27.	3.	16.	2.0106
			9	18.	3.	16.	2.0106
			10	9.	3.	16.	2.0106
			11	0.	3.	16.	2.0106
			12	-9.	3.	16.	2.0106
			13	-18.	3.	16.	2.0106
			14	-27.	3.	16.	2.0106
SOLLECITAZIONI AGENTI							
Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 15. (baricentro CLS)							
Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.							
N.	N	Mz	My	Descrizione		Sol: ultima/agente =fs (>=1 OK)	
1	-27.61	-106.211	.3338	Caso 4.4-A51-	P9	Mz-:-106.2111/-98.4179= 1.0792	
2	-27.61	106.211	.3006	Caso 4.4-A51-	P5	Mz+:106.2111/53.3633= 1.9903	
3	-22.33	-86.3443	-108.1563	Caso 3.2-A47-	P1	My+:-108.1563/-2.4765= 43.673	
4	-.37	-23.625	175.8081	Caso 3.7-A55-	P9	My+:175.8081/2.3778= 73.937	

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz \* y +muy \* z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	.00086970123	-.00000029647	-.00349422469
2.	-.000869701	-.00000026698	.02259680608
3.	.00016680226	.00007968466	-.00111129862
4.	.00006416875	-.00016001633	.0013037686

Deformazioni massime sui materiali:

Cls				Acciaio lento			
sol	vert.	D cls	S cls  Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 4	-3.5031	-10.05 si	7.	19.9957	296.91	si
2	1- 3	-3.5022	-10.05 si	14.	19.9949	296.9	si
3	1- 1	-3.5018	-10.05 si	1.	5.5438	281.41	si
4	1- 4	-3.4967	-10.05 si	7.	7.3568	283.36	si

**La verifica risulta essere soddisfatta.**

In Tabella 64 si riporta il prospetto riepilogativo con il fattore di sicurezza minimo delle travi più sollecitate a flessione.

Tabella 64 – Prospetto riepilogativo del fattore di sicurezza per le verifiche a flessione delle travi

Elemento	Tipologia verifica	Fattore di Sicurezza	FS=Rd/Sd > 1
Travi 30x50	Flessione	Fs=1.1	ok
Travi 60x30	Flessione	Fs=1.1	ok

### 6.10.1.4 Verifica a taglio travi

- Trave 30x50 cm

In Figura 90, si riportano le sollecitazioni di taglio massime per la trave in esame, ricavate direttamente dal programma di calcolo da cui si estrapolano i valori massimi con cui effettuare la verifica.

IMPORTA SOLLECITAZIONI DA 3D

**SEZIONI ASTE O NODI**

ASTE: 21,24-35,39-44,80-109 TUTTE CERCA

PROGR.: 1-9 TUTTE

NODI: 1 TUTTI CERCA

COMPONI STRINGA DI ELEMENTI ANALIZZATI DA RICERCA

**SOLLECITAZIONI**

ASTE ( 49 ) ANALIZZATE :

CASI DI CARICO: 1, 2, 3, 4 TUTTI A

SESTETTI: 0 TUTTI

CONDIZ.: 0 TUTTI A

Esempio per selezionare: 1,3, 5 - 7

RICERCA IMPORTA CHIUDI

ELIMINA DOPPI AUTOMATICO 0

ELIMINA PREESISTENTI

NUMERO DECIMALI

MASSIMO	Mdz	Mdy	Nor	Tz	Ty	Mt	Caso	Ses.	Com.	Asta	Prog.
<input type="checkbox"/> Mdz -	-1600122	-6398	2496	-15	14834	7435	4	13	-	24	1
<input type="checkbox"/> Mdz +	780805	-1881	2398	-9	-985	-3134	4	4	-	24	5
<input type="checkbox"/> Mdy -	-327241	-144452	382	2327	-5782	-120002	4	4	-	88	9
<input type="checkbox"/> Mdy +	501336	248805	382	2327	-4024	-120002	4	4	-	88	1
<input type="checkbox"/> Nor -	167768	12447	-6420	137	-1214	-19659	1	2	-	88	1
<input type="checkbox"/> Nor +	302952	154092	7932	1417	-2556	-102475	3	9	-	88	1
<input type="checkbox"/> Ecc.Z -	-339093	7947	-2	-233	-2227	-103334	4	13	-	97	9
<input type="checkbox"/> Ecc.Z +	170890	67536	3	-1836	3486	57365	4	10	-	86	9
<input type="checkbox"/> Ecc.Y -	-176757	-837	1	2	-2359	295	4	11	-	28	9
<input type="checkbox"/> Ecc.Y +	-339093	7947	-2	-233	-2227	-103334	4	13	-	97	9
<input checked="" type="checkbox"/> Tdz -	170258	69875	-384	-4943	7635	31577	4	4	-	87	1
<input checked="" type="checkbox"/> Tdz +	-246524	35603	586	2479	-7420	66638	3	9	-	101	1
<input checked="" type="checkbox"/> Tdy -	-1489931	738	2398	-9	-14675	-3134	4	4	-	24	9
<input checked="" type="checkbox"/> Tdy +	-1600122	-6398	2496	-15	14834	7435	4	13	-	24	1
<input type="checkbox"/> Mt -	653002	113987	-5512	1084	-5059	-148300	3	8	-	88	1
<input type="checkbox"/> Mt +	-258427	-10011	393	-208	3643	114668	4	14	-	84	1

Figura 90 – Sollecitazioni massime di taglio per le travi 30x50 cm

Massimi valori di taglio sollecitante:

$$T_y = 148.34 \text{ kN}$$

$$T_z = 49.43 \text{ kN}$$

Come riportato nelle tavole progettuali, per la trave in esame, presentano staffe a 2 bracci di diametro  $\phi 8$  e passo 10 cm. Si riporta, in Tabella 65, la verifica caratterizzata dal fattore di sicurezza minimo.

Tabella 65 – File output verifiche taglio travi 30x50 cm

INPUT		VALORI DERIVATI	
<b>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE</b>			
h	0 mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)	
B	0 mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)	
bw	300 mm	larghezza minima della sezione	
H	500 mm	altezza sezione	
c	30 mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)	
$A_{s1}$	1256 mm <sup>2</sup>	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)	
$A_{sw}$	101 mm <sup>2</sup>	area della sezione trasversale delle staffe 90°	
s	100 mm	passo delle staffe 90°	
$A_{sw'}$	0 mm <sup>2</sup>	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)	
s'	1 mm	passo misurato sull'asse longitudinale	
$\alpha$	90°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave	
ctg $\theta$	1.33	$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2.5$	inclinazione $\theta$ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento
<b>CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE</b>			
$N_{Ed}$	0 N	forza longitudinale nella sezione (compressione +)	
$V_{Ed}$	148340 N	valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	
<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (**)</b>			
$f_{ck}$	15.37 N/mm <sup>2</sup>	resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls	
$\gamma_c$	1.5	coeff. di sicurezza sul cls	
$\alpha_{cc}$	1	coeff. lunga durata	
$f_{yd}$	277 N/mm <sup>2</sup>	snervamento di calcolo delle armature a taglio	
(**) introdurre valori già ridotti se Strutture Esistenti			
		d	470 mm
		Ac	150000 mm <sup>2</sup>
			altezza utile
			area cls
		<b>st <math>\phi</math> 8/10</b>	
		NB: Il programma non ammette valori nulli dei passi s e s' in caso di assenza di $A_{sw}$ o $A_{sw'}$ porre s o s' pari a "1"	
		Calcolo angolo di inclinazione traliccio	
		$\theta = 37.01^\circ$	
		$\alpha_c$	1.000 coeff. maggiorativo
		$f_{cd}$	10.25 N/mm <sup>2</sup> $f'_{cd} = 5.12$ N/mm <sup>2</sup> ridotta
		k	1.6523 $\leq 2.0$
		$\rho_1$	0.0089 $\leq 0.02$
		$\sigma_{cp}$	0.00 N/mm <sup>2</sup> $\leq 0.2 f_{cd} = 2.05$
		$V_{min}$	0.2914 fattore di efficienza
OUTPUT			
- Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio	$V_{Rd1} =$	66882 N	
- Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio	$V_{Rsd} =$	156258 N	(*)
- Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima	$V_{Rcd} =$	312515 N	
- Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio	$a_l =$	280.56375 mm	
(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali			
VERIFICHE			
Per Elementi Privi di Armatura a taglio	$V_{Rd} = V_{Rd1} =$	66882 N	$F_s = V_{Rd}/V_{Ed} =$
x Per Elementi Con Armatura a Taglio	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) =$	156258 N	$F_s = V_{Rd}/V_{Ed} = 1.05$ OK
In ogni caso deve sempre risultare:	$V_{Rcd} = 312515$ N	<	$V_{Ed} = 148340$ N $F_s = V_{Rcd}/V_{Ed} = 2.11$ OK

**La verifica risulta essere soddisfatta.**

- Trave 60x30 cm

In Figura 91, si riportano le sollecitazioni di taglio massime per la trave in esame, ricavate direttamente dal programma di calcolo da cui si estrapolano i valori massimi con cui effettuare la verifica.

IMPORTA SOLLECITAZIONI DA 3D

**SEZIONI ASTE O NODI**

ASTE:  TUTTE CERCA

PROGR.:  TUTTE

NODI:  TUTTI CERCA

COMPONI STRINGA DI ELEMENTI ANALIZZATI DA RICERCA

**SOLLECITAZIONI**

CASI DI CARICO:  TUTTI A

SESTETTI:  TUTTI

CONDIZ.:  TUTTI A

Esempio per selezionare: 1,3, 5 - 7

RICERCA IMPORTA CHIUDI

ELIMINA DOPPI AUTOMATICO 0

ELIMINA PREESISTENTI

NUMERO DECIMALI

MASSIMO	Mdz	Mdy	Nor	Tz	Ty	Mt	Caso	Ses.	Coa.	Asta	Prog.	
<input type="checkbox"/>	Mdz -	-984179	3338	-2761	-1	-9989	-1278	4	4	-	51	9
<input type="checkbox"/>	Mdz +	533633	3006	-2761	-1	-479	-1278	4	4	-	51	5
<input type="checkbox"/>	Mdy -	-863443	-24765	-2233	-74	8863	4025	3	2	-	47	1
<input type="checkbox"/>	Mdy +	-236250	23778	-37	-159	-3150	0	3	7	-	55	9
<input type="checkbox"/>	Nor -	-706557	2674	-2761	-1	9032	-1278	4	4	-	51	1
<input type="checkbox"/>	Nor +	-2793	488	761	-5	641	14300	3	10	-	50	1
<input type="checkbox"/>	Ecc.Z -	-236250	-23778	37	159	-3150	0	3	10	-	55	9
<input type="checkbox"/>	Ecc.Z +	-236250	23778	37	-159	-3150	0	3	8	-	55	9
<input type="checkbox"/>	Ecc.Y -	-236250	-12798	37	85	-3150	0	3	4	-	55	9
<input type="checkbox"/>	Ecc.Y +	-236250	12798	-37	-85	-3150	0	3	13	-	55	9
<input checked="" type="checkbox"/>	Tdz -	0	0	-37	-159	0	0	3	7	-	55	1
<input checked="" type="checkbox"/>	Tdz +	0	0	37	159	0	0	3	10	-	55	1
<input checked="" type="checkbox"/>	Tdy -	-984179	3338	-2761	-1	-9989	-1278	4	4	-	51	9
<input checked="" type="checkbox"/>	Tdy +	-937950	-3630	-1713	-14	9785	6061	4	13	-	51	1
<input type="checkbox"/>	Mt -	-13151	3447	66	25	79	-12249	2	1	-	49	1
<input type="checkbox"/>	Mt +	-6750	-6280	160	-26	529	41337	4	13	-	49	1

Figura 91 – Sollecitazioni massime di taglio per le travi 60x30 cm

Massimi valori di taglio sollecitante:

$$T_y = 99.89 \text{ kN}$$

$$T_z = 1.59 \text{ kN}$$

Come riportato nelle tavole progettuali, per la trave in esame, presentano staffe a 4 bracci di diametro  $\phi 8$  e passo 10 cm. Si riporta, in Tabella 66, la verifica caratterizzata dal fattore di sicurezza minimo.

Tabella 66 – File output verifiche taglio travi 60x30 cm

INPUT		VALORI DERIVATI	
<b>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE</b>			
h	0 mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)	
B	0 mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)	
bw	600 mm	larghezza minima della sezione	
H	300 mm	altezza sezione	
c	30 mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)	
A <sub>s1</sub>	804 mm <sup>2</sup>	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)	
A <sub>sw</sub>	201 mm <sup>2</sup>	area della sezione trasversale delle staffe 90°	
s	100 mm	passo delle staffe 90°	
A <sub>sw'</sub>	0 mm <sup>2</sup>	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)	
s'	1 mm	passo misurato sull'asse longitudinale	
α	90°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave	
ctg θ	1.33	1 ≤ ctg θ ≤ 2.5 inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento	
<b>CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE</b>			
N <sub>Ed</sub>	0 N	forza longitudinale nella sezione (compressione +)	
V <sub>Ed</sub>	99890 N	valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	
<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (**)</b>			
f <sub>ck</sub>	15.37 N/mm <sup>2</sup>	resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls	
γ <sub>c</sub>	1.5	coeff. di sicurezza sul cls	
α <sub>cc</sub>	1	coeff. lunga durata	
f <sub>yd</sub>	277 N/mm <sup>2</sup>	snervamento di calcolo delle armature a taglio	
(**) introdurre valori già ridotti se Strutture Esistenti			
		d	270 mm altezza utile
		A <sub>c</sub>	180000 mm <sup>2</sup> area cls
		st ϕ 8/10	
		NB: Il programma non ammette valori nulli dei passi s e s' in caso di assenza di A <sub>sw</sub> o A <sub>sw'</sub> porre s o s' pari a "1"	
		Calcolo angolo di inclinazione traliccio	
		θ = 37.00 °	
		α <sub>c</sub>	1.000 coeff. maggiorativo
		f <sub>cd</sub>	10.25 N/mm <sup>2</sup> f' <sub>cd</sub> = 5.12 N/mm <sup>2</sup> ridotta
		k	1.8607 ≤ 2.0
		ρ <sub>l</sub>	0.0050 ≤ 0.02
		σ <sub>cp</sub>	0.00 N/mm <sup>2</sup> ≤ 0.2 f <sub>cd</sub> = 2.05
		V <sub>min</sub>	0.3483 fattore di efficienza
OUTPUT			
- Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio		V <sub>Rd1</sub> =	71204 N
- Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio		V <sub>Rsd</sub> =	179518 N (*)
- Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima		V <sub>Rcd</sub> =	359036 N
- Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio		a <sub>l</sub> =	161.21385 mm
(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali			
VERIFICHE			
	Per Elementi Privi di Armatura a taglio	V <sub>Rd</sub> = V <sub>Rd1</sub> =	71204 N F <sub>s</sub> = V <sub>Rd</sub> /V <sub>Ed</sub> =
x	Per Elementi Con Armatura a Taglio	V <sub>Rd</sub> = min (V <sub>Rsd</sub> , V <sub>Rcd</sub> ) =	179518 N F <sub>s</sub> = V <sub>Rd</sub> /V <sub>Ed</sub> = 1.80 OK
In ogni caso deve sempre risultare:		V <sub>Rcd</sub> = 359036 N < V <sub>Ed</sub> =	99890 N F <sub>s</sub> = V <sub>Rcd</sub> /V <sub>Ed</sub> = 3.59 OK

La verifica risulta essere soddisfatta.

In Tabella 67 si riporta il prospetto riepilogativo con il fattore di sicurezza delle travi più sollecitate a taglio.

Tabella 67 – Prospetto riepilogativo del fattore di sicurezza per le verifiche di taglio delle travi

<b>Elemento</b>	<b>Tipologia verifica</b>	<b>Fattore di Sicurezza</b>	<b>FS=Rd/Sd &gt; 1</b>
Travi 30x50	Taglio	Fs=1.05	ok
Travi 60x30	Taglio	Fs=1.80	ok

## 6.11 Considerazioni post-analisi

In Tabella 68 è riportato il prospetto nel quale si definisce, per ogni elemento strutturale oggetto di verifica, l'indice di sicurezza sismico.

Tabella 68 – Prospetto riepilogativo indice di sicurezza sismico

<b>PROSPETTO RIEPILOGATIVO VALUTAZIONE SICUREZZA SISMICA</b>			
<b>Elemento/Zona di interesse</b>	<b>Meccanismo Critico</b>	<b>Metodo di valutazione adottato</b>	<b>Indice di Sicurezza Sismico <math>\zeta_e</math></b>
<b>Pilastrini impalcato 1 tipo A1, B1, C1, C2, A3, B3, C3</b>	Pressoflessione	Analisi FEM	$\zeta_e > 100 \%$
	Taglio	Analisi FEM	$\zeta_e > 100 \%$
<b>Pilastrini impalcato 2 tipo A1, B1, C1, C2, A3, B3, C3</b>	Pressoflessione	Analisi FEM	$\zeta_e > 100 \%$
	Taglio	Analisi FEM	$\zeta_e > 100 \%$
<b>Pilastrini impalcato 1 tipo A2, B2</b>	Pressoflessione	Analisi FEM	$\zeta_e > 100 \%$
	Taglio	Analisi FEM	$\zeta_e > 100 \%$
<b>Pilastrini impalcato 2 tipo A2, B2</b>	Pressoflessione	Analisi FEM	$\zeta_e > 100 \%$
	Taglio	Analisi FEM	$\zeta_e > 100 \%$
<b>Travi 30X50</b>	Pressoflessione	Analisi FEM	$\zeta_e > 100 \%$
	Taglio	Analisi FEM	$\zeta_e > 100 \%$
<b>Travi 60X30</b>	Pressoflessione	Analisi FEM	$\zeta_e > 100 \%$
	Taglio	Analisi FEM	$\zeta_e > 100 \%$

Dai risultati ottenuti nelle verifiche, è possibile sviluppare le seguenti considerazioni.

Con riferimento ai pilastri:

- In Fase Sismica non sono presenti vulnerabilità né a pressoflessione né a taglio. Per tutti gli elementi analizzati il Fattore di Sicurezza è risultato  $F_s = R_d/E_d > 1.00$  sia per il meccanismo di pressoflessione sia per il meccanismo di taglio.

Per cui è possibile affermare che per i meccanismi di pressoflessione e taglio dei pilastri in c.a. analizzati, l'Indice di Sicurezza sismica è pari a:

$$\zeta_e > 1.00 (> 100\%)$$

Con riferimento alle travi:

- In Fase Sismica non sono presenti vulnerabilità né a pressoflessione né a taglio. Per tutti gli elementi analizzati il Fattore di Sicurezza è risultato  $F_s = R_d/E_d > 1.00$  sia per il meccanismo di flessione sia per il meccanismo di taglio.

Per cui è possibile affermare che per i meccanismi di flessione e taglio delle travi in c.a. esistenti, l'Indice di Sicurezza sismica è pari a:

$$\zeta_e > 1.00 (> 100\%)$$

È importante precisare tuttavia che le valutazioni numeriche sono state effettuate sulla base di una conoscenza molto limitata dell'edificio in quanto non è stato possibile effettuare sopralluoghi in sito ed effettuare prove di caratterizzazione dei materiali a causa dell'emergenza sanitaria COVID-19. Quindi l'indice di vulnerabilità associato alla struttura è valido a meno di potenziali criticità legate a meccanismi che si potrebbero sviluppare in fondazione, per la quale il suddetto caso studio, non è entrato nel merito.

## 6.12 Analisi statica lineare con metodo speditivo-quantitativo RE.SIS.TO PLUS

### 6.12.1 *Premessa*

Nel presente paragrafo si riporta la valutazione della vulnerabilità sismica, determinata con Analisi Speditiva Semi-Quantitativa (ASQ) mediante codice di calcolo RE.SIS.TO PLUS, dell'edificio oggetto di studio, sito a Tirana (Albania). Il fabbricato in esame quindi, risulta essere analogo a quello descritto al paragrafo 6.1 del presente capitolo e già oggetto di studio attraverso metodologia FEM, al fine di procedere ad un confronto tra i due metodi.

L'analisi riportata nei paragrafi successivi, ha la finalità di chiarire la sostanziale differenza tra l'analisi Speditiva e la procedura completa, tramite l'analisi numerica agli elementi finiti (FEM) che generalmente viene usata, qualora dovessero emergere situazioni strutturali meritevoli di essere approfondite. Nell'ottica di un approccio graduale al problema, è possibile riferirsi al quadro riassuntivo del percorso di valutazione della capacità sismica, quantificabile attraverso l'indice di sicurezza sismica  $\zeta$ , il quale fornisce in modo schematico le relazioni che intercorrono tra le finalità delle analisi ed i modelli di calcolo utilizzabili allo scopo, come viene riassunto nella seguente Tabella 69.

Tabella 69 – Quadro riassuntivo per la valutazione della capacità sismica

Analisi del rischio sismico del patrimonio culturale		
Finalità dell'analisi	Livello di valutazione minimo	Modello di calcolo
Valutazione a scala territoriale dell'indice di sicurezza sismica	LV1	Modelli semplificati (a base meccanica, statistica o qualitativa)
Accertamento di dettaglio della sicurezza sismica sul singolo manufatto	LV3	Meccanismi locali di collasso esaustivi. Modello globale
Progettazione di interventi di miglioramento sismico		
Finalità dell'analisi	Livello di valutazione minimo	Modello di calcolo
Interventi locali o di riparazione su zone limitate del manufatto	LV2	Meccanismi locali di collasso su singole porzioni di manufatto
Interventi di miglioramento che coinvolgono il funzionamento sismico dell'intero manufatto	LV3	Meccanismi locali di collasso esaustivi. Modello globale

Il codice RE.SIS. TO PLUS essendo un codice implementato in Italia, come descritto nel Capitolo 3, è sviluppato con riferimento al quadro normativo italiano. In particolare, nelle “Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008”<sup>27</sup> si delinea in modo esplicito la possibilità di adottare diverse metodologie di calcolo, con complessità crescente, in relazione alla scala di analisi adottata. Nel caso di attuazione di politiche di prevenzione, per le quali si rendono necessari tempi brevi per l’acquisizione di una conoscenza omogenea del rischio sismico del patrimonio immobiliare, si fa riferimento ad una scala territoriale; pertanto è lecito ricorrere a metodologie di tipo semplificato. Nei casi in cui è necessario un accertamento di dettaglio delle condizioni del manufatto, come richiesto ad esempio per il progetto degli interventi di consolidamento sismico, si fa riferimento a studi di carattere maggiormente approfondito, mediante metodologie maggiormente affinate.

Quindi attraverso analisi speditive la conoscenza dell’indice di sicurezza sismica è utile per avere un quadro complessivo del livello di rischio sismico e per stabilire una lista di priorità, finalizzata alla programmazione delle successive azioni da intraprendere, per approfondire la conoscenza attraverso analisi dettagliate (FEM), fornendo comunque un primo elenco di interventi di prevenzione da realizzare nel breve termine. Infatti, per i casi in cui si ottengano valori di  $\zeta_e$  inferiori all’unità, attraverso l’analisi speditiva, nell’ambito di un piano di miglioramento, si renderà necessario effettuare ulteriori verifiche ricorrendo a metodologie di calcolo numeriche più dettagliate (FEM).

In definitiva, è ammesso che il livello di valutazione della sicurezza sismica possa avere successivi approfondimenti partendo da modelli semplificati, fino a giungere a modelli di calcolo sempre più affinati (FEM) per i quali si applicano in modo rigoroso le norme tecniche.

---

<sup>27</sup> DPCM 9 Febbraio 2011: la Direttiva del 9 febbraio 2011 fornisce indicazioni per la valutazione e la riduzione del rischio sismico per il patrimonio culturale tutelato, con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni di cui al Decreto ministeriale 14 gennaio 2008; è stata redatta con l'intento di specificare un percorso di conoscenza, valutazione del livello di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche e progetto degli eventuali interventi.

Infatti in questo lavoro di tesi uno degli obiettivi principali è cercare di estendere il processo, descritto precedentemente, anche in quei territori, come l'Albania, in cui è necessario sviluppare un approccio culturale al problema della vulnerabilità sismica delle strutture, con la finalità principale di salvaguardare le vite umane e il patrimonio culturale del Paese.

### 6.12.2 *Metodologia di calcolo*

Il presente paragrafo espone brevemente le principali caratteristiche del metodo semi-quantitativo posto alla base delle calcolazioni aventi ad oggetto il fabbricato in esame.

Nel metodo adottato, vengono valutate le azioni agenti solo sugli elementi verticali della struttura, con criteri e calcolazioni semplificate e le verifiche vengono condotte secondo le prescrizioni previste dalle vigenti norme Tecniche sulle Costruzioni di fabbricati indifferente mono e multipiano, in calcestruzzo armato e monopiano in acciaio. Ai fini della validazione, il metodo è stato verificato e validato per confronto con risultati di metodi numerici agli Elementi Finiti (FEM) in numerosi casi di studio.

L'obiettivo del metodo semi-quantitativo è la stima speditiva dell'indice di sicurezza sismico ( $\zeta_c$ ) relativo a fabbricati esistenti intesi come "unità staticamente indipendenti".

Le informazioni necessarie per l'adozione del metodo semi-quantitativo sono:

- i parametri geometrici di tutti gli elementi strutturali;
- le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti gli elementi strutturali sismoresistenti;
- la stima delle indeterminazioni.

Nel caso di fabbricati monopiano, è possibile condurre l'analisi con riferimento a due situazioni limite corrispondenti rispettivamente all'assunzione di "impalcato infinitamente rigido" e di "impalcato flessibile"; nel caso dei fabbricati multipiano è contemplata la sola prima ipotesi di comportamento. Le prime attività dell'analisi condotta secondo il metodo semi-quantitativo consistono nella determinazione della

massa e della rigidità degli elementi verticali (FASE 1), a partire dalle informazioni sui carichi agenti sulle strutture e dagli schemi statici ad esse associate.

Note tali quantità, si procede alla valutazione dei periodi di vibrazione della struttura (FASE 2). Per gli edifici monopiano e nel caso di impalcato infinitamente rigido, vengono calcolati i due periodi fondamentali nelle direzioni principali dell'edificio (ortogonali tra loro e indicate come X e Y). Nel caso di impalcato infinitamente deformabile, tali quantità sono determinate con riferimento ai singoli elementi ed agli allineamenti principali del fabbricato (telai), secondo la seguente formula:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_t}}$$

dove:

- M: massa totale intesa come somma di tutte le masse inserite: peso proprio elementi resistenti, travi, tamponature e impalcato;

$K_t$ : rigidità totale considerata come somma delle rigidità relative a tutti gli elementi resistenti, secondo la direzione globale del riferimento. Variabile nelle direzioni X+, X-, Y+, Y-

In particolare, lo strumento di calcolo predisposto, consente, di considerare la presenza di tamponamenti, che per le loro caratteristiche costruttive, possono influenzare la rigidità dei principali elementi sismoresistenti verticali. Essi vengono modellati come delle bielle che si attivano quando vengono compresse, modificando in tal modo le condizioni di vincolo (schema statico) e di conseguenza la rigidità. Tale opzione permette di valutare diverse rigidità al variare della direzione del sisma considerata e, conseguentemente, diversi periodi di vibrazione a cui corrispondono le relative sollecitazioni agenti sugli elementi strutturali.

Nel caso di edifici multipiano invece viene calcolato un solo periodo fondamentale. In tal senso nel codice sono state appositamente implementate le modalità di calcolo del periodo fondamentale impiegate dalla normativa albanese KTP-N.2-1989 e descritte al paragrafo 6.6 del presente capitolo.

Nel caso in esame, poiché la struttura oggetto di studio, è un edificio intelaiato pluripiano in cemento armato, il periodo  $T_1$  è calcolato, con riferimento alle direzioni di riferimento X e Y, con la seguente formula:

$$T_1 = \frac{0.09h}{\sqrt{b}}$$

dove:

- h: altezza complessiva dell'edificio;
- b: dimensione in pianta dell'edificio, parallela alla direzione del sisma.

L'azione sismica, applicata alla struttura oggetto di analisi, è definita a partire dallo spettro di progetto ricostruito secondo la normativa albanese KTP-N.2-1989 e appositamente implementato all'interno del codice di calcolo (FASE 3). In tal senso, in accordo con quanto previsto dalle normative vigenti in Albania, la costruzione dello spettro di progetto viene effettuata implementando i seguenti parametri:

- coefficiente sismico  $K_e$  in relazione a categoria di suolo e intensità sismica per l'edificio oggetto di studio;
- fattore di importanza della struttura  $K_r$  in relazione alla destinazione d'uso dell'edificio oggetto di studio;
- individuazione del coefficiente strutturale  $\psi$  in relazione alla tipologia strutturale e ai materiali costituenti l'edificio oggetto di studio;
- individuazione del coefficiente dinamico  $\beta$  dipendente dalla categoria di suolo su cui la struttura oggetto di studio è stata costruita, e dal periodo fondamentale di vibrazione  $T_1$ .

Definiti quindi gli spettri di progetto e determinati i periodi naturali della struttura, si può procedere alla valutazione delle forze sismiche sugli elementi verticali (FASE 4); nel caso di impalcato rigido, tali forze vengono amplificate a causa degli effetti torsionali indotti dall'eccentricità tra i baricentri di massa e rigidezza.

Note le forze sismiche è possibile dedurre le sollecitazioni agenti sulla struttura (FASE 5). In accordo con le Norme Tecniche albanesi KTP-N.2-1989, le sollecitazioni sono combinate assumendo di volta in volta una direzione come principale e sommandovi il 30% degli effetti nella direzione ortogonale.

Ottenuti i valori delle sollecitazioni agenti sugli elementi sismoresistenti nelle varie combinazioni di carico sismiche, si procede alle verifiche con l'obiettivo di determinare i fattori di sicurezza (FASE 6).

Per edifici in calcestruzzo armato sono previste le verifiche a taglio e pressoflessione mentre per edifici in carpenteria metallica sono contemplate anche le verifiche di stabilità. Tutte le verifiche sono condotte in conformità ai criteri definiti dalla Norme Tecniche in vigore.

Data la natura speditiva del metodo, è prevista la possibilità di applicare riduzioni forfettarie delle resistenze dei materiali (cd. "indeterminazioni") per tenere in conto aspetti i quali difficilmente possono essere valutati numericamente. Tra questi aspetti si possono citare ad esempio lo stato di degrado degli elementi strutturali, l'efficacia dei collegamenti tra gli elementi resistenti (nodi trave-pilastro, trave-tegolo, ecc.), fenomeni di martellamento tra corpi strutturali posti in adiacenza e criticità legate al sistema fondazionale dei corpi strutturali analizzati. In ogni caso, alla presenza di "indeterminazioni" corrisponde l'applicazione di un coefficiente riduttivo  $C_{rid}$  che riduce la resistenza delle sezioni fino al cinquanta per cento.

Condotte tutte le verifiche e noti i fattori di sicurezza, si procede con la determinazione dell'indice di sicurezza sismico  $\zeta_e$  (FASE 7). Tuttavia poiché il codice non procede alla ricerca delle accelerazioni, così come avviene in un'analisi FEM completa, ma si assume quale Indice di Sicurezza Sismica, il minimo valore del Fattore di Sicurezza sulle verifiche di resistenza degli elementi e derivante dall'analisi per l'accelerazione di progetto, questo perché, lo scostamento tra il valore dell'indice di sicurezza sismica ed il minimo valore del fattore di sicurezza ottenuto dalle verifiche risulta minimo.

### 6.12.3 *Valutazione delle indeterminazioni*

#### 6.12.3.1 *Schede GNDT: II livello*

Per la valutazione delle indeterminazioni a cui è associato il coefficiente di riduzione, il codice RE.SIS.TO PLUS fa riferimento alle schede GNDT di II livello.<sup>28</sup> Esse valutano la vulnerabilità in funzione di parametri ritenuti rappresentativi della propensione dell'edificio a subire danni per effetto di un evento sismico. Per le strutture in cemento armato, i parametri sono i seguenti:

##### 1. Tipo e Organizzazione del Sistema Resistente

Questo elemento valuta la rigidità del sistema resistente, valutando la resistenza offerta dai singoli elementi. Nello specifico considera il grado di organizzazione degli elementi verticali in riferimento alla direzione più debole; tale parametro considera la presenza di pareti in c.a., travi alte o in spessore di solaio.

##### 2. Qualità del Sistema Resistente

Il parametro caratterizza il tipo e la qualità del materiale, le caratteristiche di esecuzione e quelle di progettazione dell'opera.

##### 3. Posizione dell'Edificio e Tipo di Fondazioni

Questo parametro valuta in modo sintetico le caratteristiche litologiche dei terreni di fondazione e la presenza e il tipo di strutture di fondazione.

##### 4. Orizzontamenti

Valuta il funzionamento a diaframma dell'orizzontamento e il collegamento dello stesso agli elementi verticali resistenti.

---

<sup>28</sup> Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (GNDT 1994). Benedetti e Petrini 1984, Dolce et al. 2004, Dolce e Moroni 2005, Giovinazzi e Lagomarsino 2001, Pinho et al. 2006

#### 5. Configurazione Planimetrica

La regolarità della pianta è un elemento importante ai fini della distribuzione delle azioni sismiche tra i vari elementi resistenti ed è legata alla distribuzione delle masse e delle rigidezze, nonché la forma in pianta.

#### 6. Configurazione in Elevazione

Il parametro considera le variazioni di forma in elevazione, come differenze di livello nel tipo strutturale o differenze nello stesso livello dovute alla variazione della quantità o tipo di elementi resistenti; inoltre considera la presenza di possibili distribuzioni favorevoli o sfavorevoli.

#### 7. Collegamenti ed elementi critici

Definisce le caratteristiche di connessione tra gli elementi strutturali.

#### 8. Elementi con bassa duttilità

Considera il comportamento dell'edificio o di parte di esso, se è reso critico da elementi fragili e/o notevolmente rigidi e poco duttili.

#### 9. Elementi non Strutturali

Descrive l'esistenza o meno di collegamenti reagenti anche a trazione e la stabilità alle azioni sismiche.

#### 10. Stato di Fatto.

Considera l'integrità di elementi resistenti in elevazione, in fondazione e non strutturali.

A ciascun parametro si attribuisce una classe (A: Buona; B: Media; C: Cattiva) e a seconda della classe, il codice attribuisce il coefficiente di riduzione delle resistenze. Si riporta nella seguente Tabella 70, per il caso studio in esame, la classe assegnata per ogni parametro di valutazione.

Tabella 70 – Valutazioni delle indeterminazioni

INDETERMINAZIONI			
NUMERO	PARAMETRO		CLASSE
1	Tipo ed organizzazione del sistema resistente		A
2	Qualità del sistema resistente		B
4	Posizione dell'edificio e fondazione		A
5	Orizzontamenti		B
6	Configurazione planimetrica		B
7	Configurazione in elevazione		A
8	Collegamenti ad elementi critici		A
9	Elementi con bassa duttilità		A
10	Elementi non strutturali		A
11	Stato di fatto		B

### 6.12.3.2 Ipotesi per l'applicazione del metodo

La procedura di calcolo esposta al paragrafo 6.12.2 del presente capitolo, è applicata con le seguenti indeterminazioni/ipotesi:

- a) All'interno dei documenti progettuali a disposizione con riferimento agli elementi in elevazione, si dichiara un calcestruzzo  $R_{ck}$  25 MPa ed un acciaio FeB 44k. Ai fini del calcolo, si adottano i parametri dei materiali desunti da quanto disponibile sugli elaborati di progetto. Tuttavia, non è stato possibile effettuare nessun tipo di piano di indagine o sopralluoghi in sito, per verificare caratteristiche dei materiali e geometrie degli elementi strutturali. In tal senso, come specificato già nel paragrafo 6.3.2 del presente capitolo, si è utilizzato un livello di conoscenza KL1 (*Limited Knowledge*) a cui la normativa associa un "Confident factor" pari a 1.35.
- b) Le dimensioni geometriche e le armature degli elementi costituenti il corpo strutturale sono ricavate a partire dalle tavole progettuali fornite dallo studio di ingegneria di Tirana a cui è stata affidata la progettazione dell'edificio oggetto di studio; esse risultano complete per tutti gli elementi strutturali;
- c) Il solaio del piano primo e del piano di copertura sono realizzati in latero-cemento con altezza totale di 30 cm, dove 25 cm è l'altezza della pignatta mentre i restanti 5 cm sono realizzati con una soletta in cemento armato. Pertanto, ai fini dell'analisi, il comportamento degli orizzontamenti è considerato infinitamente rigido;

- d) In virtù della natura speditiva del metodo, i carichi applicati sui pilastri vengono ripartiti proporzionalmente alle rispettive aree d'influenza;
- e) Dall'analisi della documentazione progettuale a disposizione, non emergono dettagli in merito all'efficacia dei collegamenti tra gli elementi di tamponatura in blocchi e gli elementi resistenti del fabbricato nei confronti dell'azione sismica. Pertanto, una modellazione accurata, può far variare l'indice  $\zeta_e$  in ragione dei meccanismi critici non contemplabili con una metodologia speditiva;
- f) Non è possibile rilevare dagli elaborati progettuali la presenza di giunti sismici o l'eventuale presenza di strutture adiacenti l'edificio oggetto di studio. In tal caso, in considerazione della natura speditiva della metodologia adottata ai fini della valutazione della sicurezza, non si possono escludere a priori potenziali criticità legate a fenomeni di martellamento tra strutture adiacenti;
- g) In coerenza con l'analisi effettuata con il metodo FEM, non viene effettuata nessun tipo di valutazione rispetto alla struttura di fondazione.

### *6.12.3.3 File di output del codice di calcolo*

Tutte le informazioni raccolte nel corso dell'analisi documentale, sono state inserite nel codice di calcolo. In tal senso, si riportano dalla Figura 92 alla Figura 97, gli schemi relativi alle geometrie degli impalcati ottenuti come output grafico. Mentre in Figura 98 si riporta lo spettro di progetto, definito secondo normativa albanese KTP-N.2-1989 e implementato nel codice.

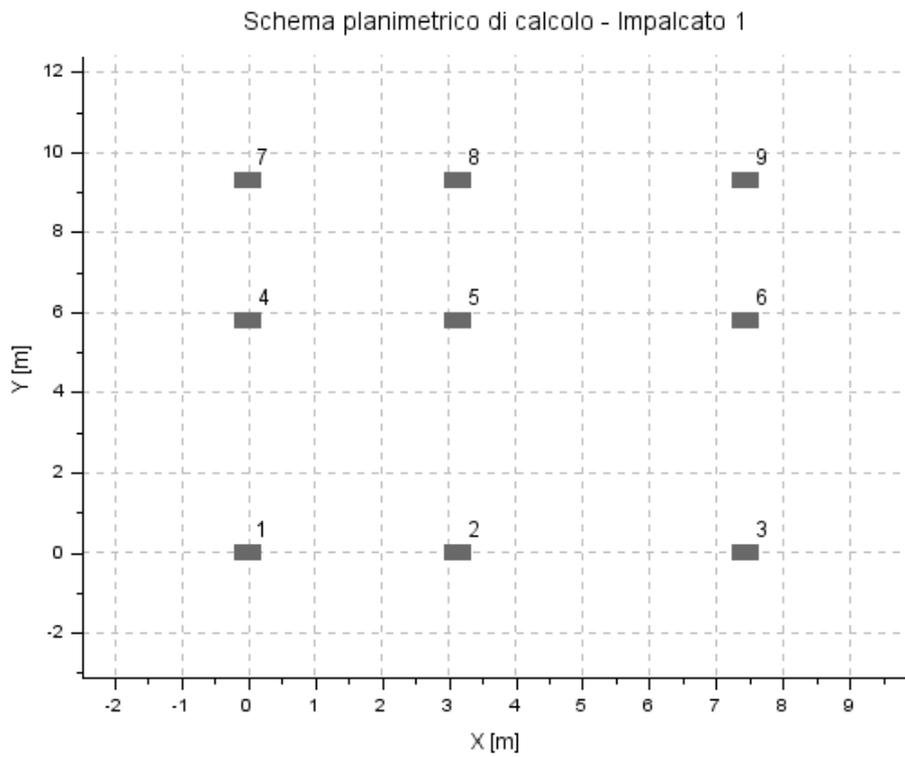


Figura 92 – Schema planimetrico di calcolo impalcato 1

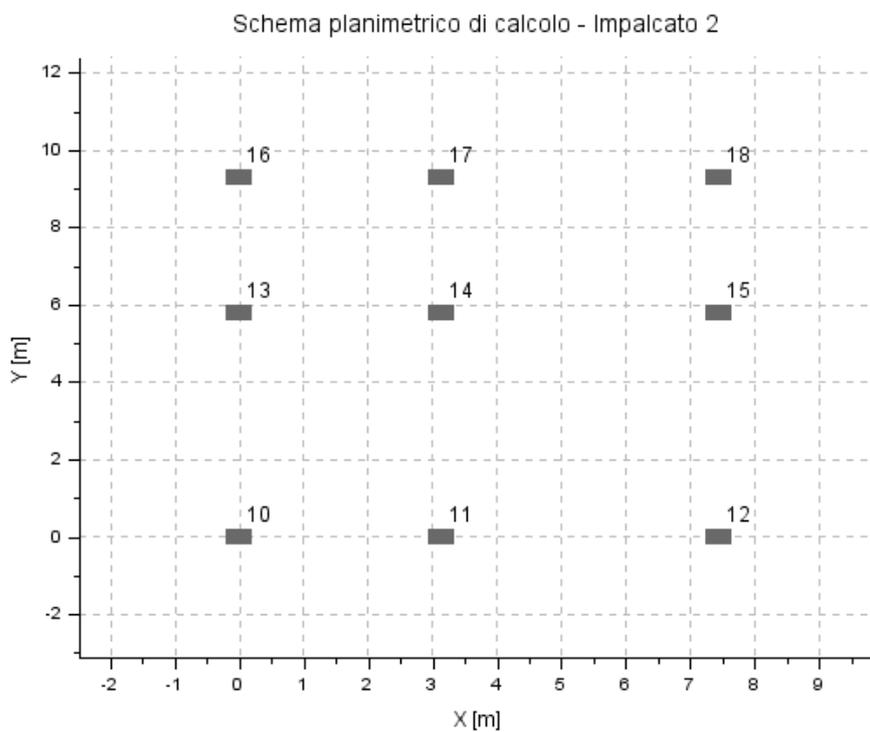


Figura 93 – Schema planimetrico di calcolo impalcato 2

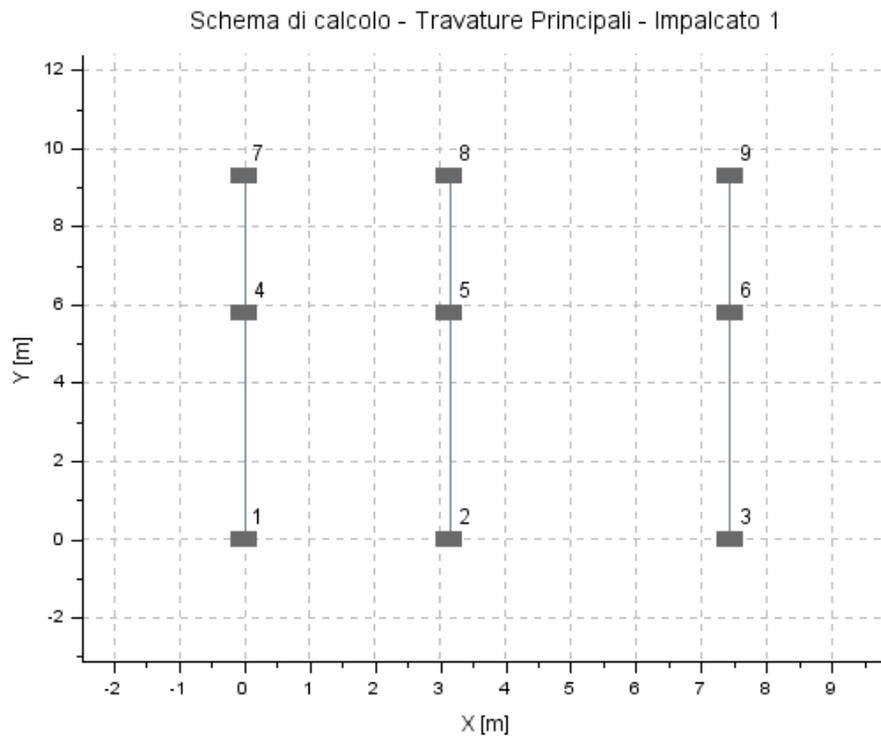


Figura 94 – Schema di calcolo travature principali impalcato 1

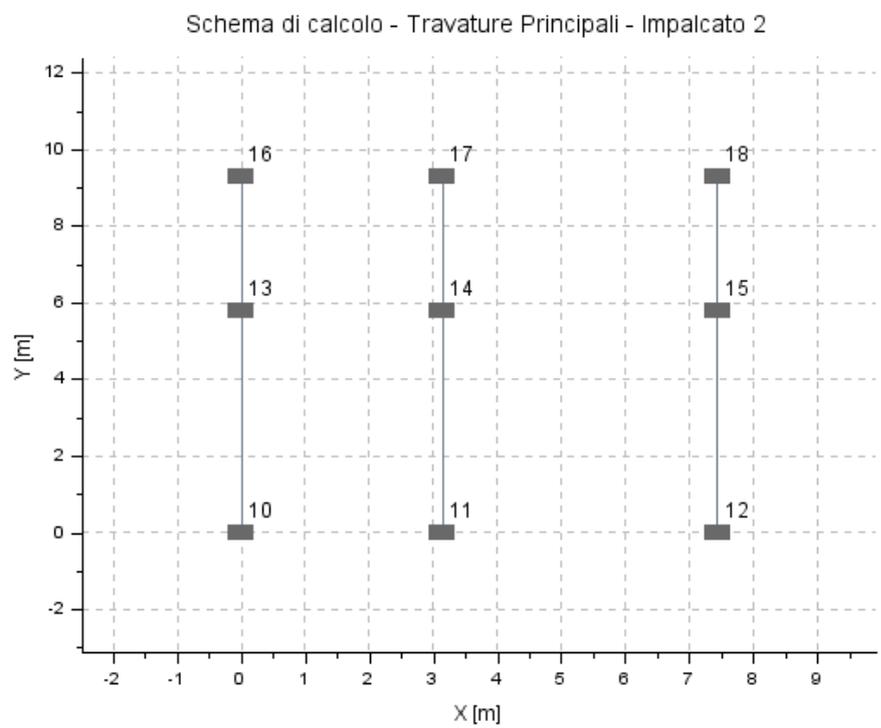


Figura 95 – Schema di calcolo travature principali impalcato 2

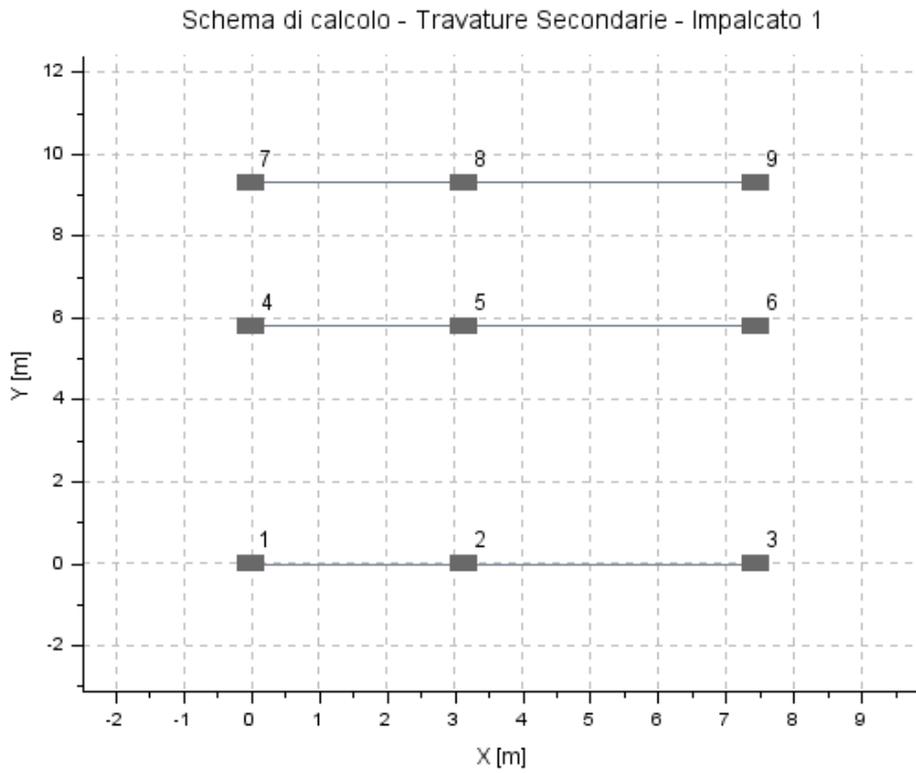


Figura 96 – Schema di calcolo travature secondarie impalcato 1

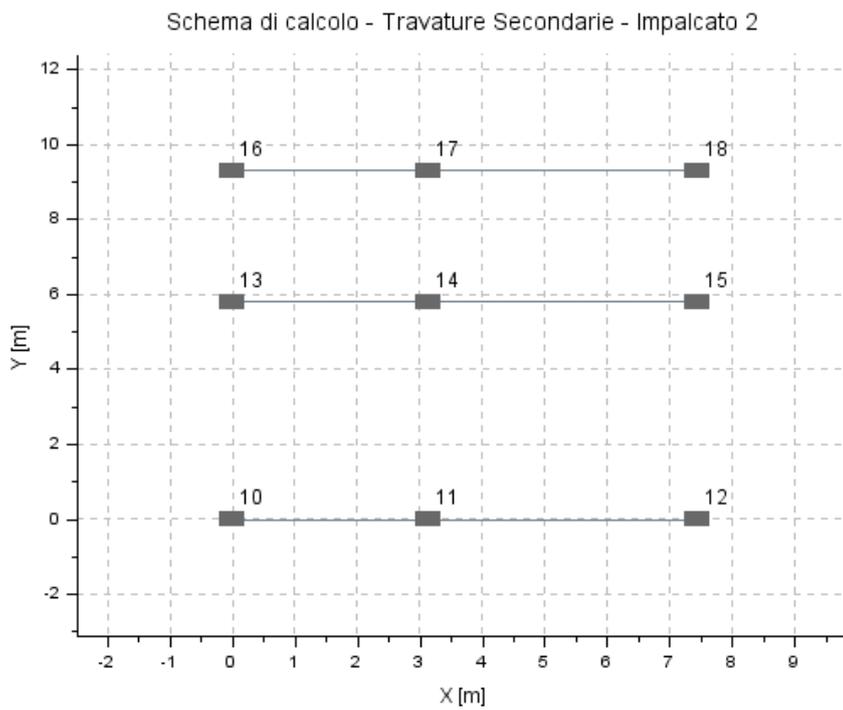


Figura 97 – Schema di calcolo travature secondarie impalcato 2

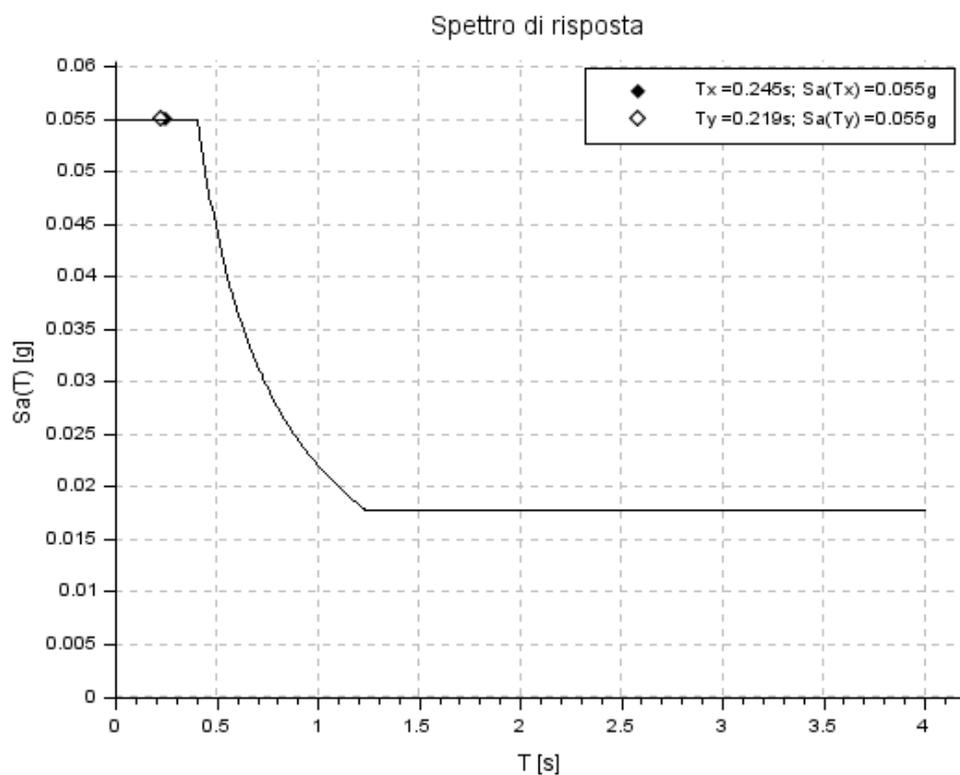


Figura 98 – Spettro di risposta di progetto

#### 6.12.3.4 *Esiti delle analisi e conclusioni*

Nell'**ALLEGATO 1**, si riporta il tabulato di calcolo completo in cui si possono osservare i dati di modellazione inseriti nel codice, il calcolo delle sollecitazioni, le verifiche delle sezioni ed infine il calcolo del fattore di sicurezza dinamico effettuato per ogni pilastro. In Tabella 71, invece, si riportano i principali risultati delle calcolazioni effettuate con metodo speditivo-quantitativo RE.SIS.TO PLUS. Il codice consente in automatico di trovare l'elemento verticale a cui è associato il fattore di sicurezza minimo, per i meccanismi di pressoflessione e taglio.

Tabella 71 – Risultati delle analisi con metodologia speditiva RE.SIS.TO PLUS

<b>SITO</b>	<b>Tirana</b>	
<b>DESTINAZIONE D'USO</b>	<b>Civile abitazione</b>	
<b>TIPOLOGIA COSTRUTTIVA</b>	<b>Struttura intelaiata in cemento armato pluripiano</b>	
<b>SINTESI ANALISI SPEDITIVA-QUANTITATIVA</b>		
<b>ELEMENTI</b>	<b>MECCANISMO</b>	<b>Indice di Sicurezza Sismico <math>\zeta</math></b>
COLONNE IN C.A. DI BORDO	PRESSOFLESSIONE	> 1.0
COLONNE IN C.A. D'ANGOLO	TAGLIO	> 1.0

Dai risultati ottenuti nelle verifiche riportate nell'**ALLEGATO 1** si può osservare come in fase sismica, per tutti i pilastri non sono presenti vulnerabilità né a pressoflessione né a taglio, tale per cui il Fattore di Sicurezza è risultato  $F_s = R_d/E_d > 1.00$ . Per cui è possibile affermare che per i meccanismi di pressoflessione e taglio dei pilastri in c.a. analizzati, l'Indice di Sicurezza sismica è pari a:

$$\zeta_e > 1.00 (> 100\%)$$

Tuttavia, il valore dell'indice di sicurezza considerato nel prospetto, è da ritenersi valido nell'ipotesi che non si producano fenomeni di martellamento tra strutture adiacenti e che non si sviluppino meccanismi critici in fondazione, per la quale il codice di calcolo non effettua nessun tipo di verifica.

**ATTESTATO DI CLASSIFICAZIONE SISMICA GLOBALE**

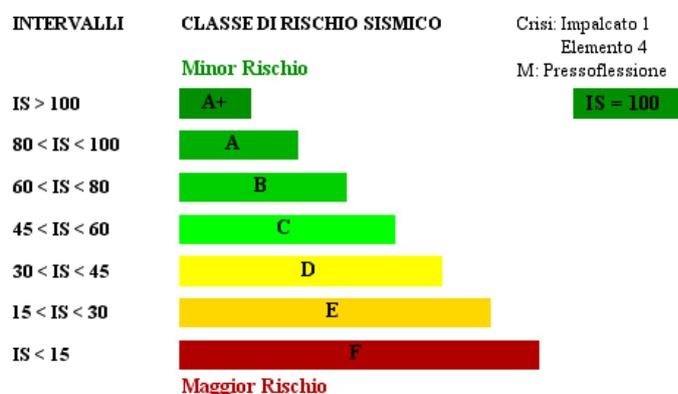


Figura 99 – Classificazione sismica codice RE.SIS.TO PLUS

## 6.13 Confronto risultati tra metodo speditivo

### RE.SIS.TO PLUS e metodo FEM per la struttura oggetto di studio

Nel presente caso di studio è stato determinato il livello di sicurezza sismica di una struttura intelaiata pluripiano, in cemento armato, ad uso residenziale nella città di Tirana, in Albania. Le valutazioni numeriche sono condotte sulla base di una conoscenza dell'edificio limitata solo alla consultazione delle tavole progettuali, reperite presso uno studio tecnico di Tirana. Nonostante ciò, non è stato possibile effettuare sopralluoghi in sito o recuperare ulteriore materiale che potesse essere di supporto ad affinare le analisi, ragion per cui si è ipotizzato un livello di conoscenza KL1 (*Limited Knowledge*), nel rispetto delle direttive previste dall' Eurocodice 8.

Al fine di effettuare un confronto dei risultati tra le due metodologie di valutazione della sicurezza sismica, è stata effettuata un'analisi statica lineare, utilizzando lo spettro ricostruito secondo le direttive della normativa albanese KTP-N.2-1989.

Innanzitutto si può osservare, con riferimento ai risultati riportati al paragrafo 6.11 e 6.12.3.4, che sia con il metodo FEM, che con il metodo RE.SIS.TO PLUS, la struttura è ampiamente verificata poiché l'indice di sicurezza risulta essere superiore all'unità. In tal senso, si procede dapprima al confronto delle sollecitazioni e, poi, al confronto dei fattori di sicurezza, ottenuti con entrambi i metodi.

Valutando la Tabella 72 per l'impalcato 1 e la Tabella 73 per l'impalcato 2, sono state considerate le sollecitazioni massime, nelle due direzioni, per lo sforzo normale, taglio e momento flettente di tutti gli elementi verticali. In un sistema di riferimento, con X asse delle ascisse e Y, asse delle ordinate, le sollecitazioni massime sono state ottenute per inviluppo delle combinazioni che alternativamente massimizzano la direzione del sisma lungo X (positivo e negativo) e lungo Y (positivo e negativo).

Tabella 72 – Sollecitazioni agenti sull'impalcato 1 ottenute con metodo FEM e metodo RE.SIS.TO PLUS

Elemento	IMPALCATO 1									
	FEM					RESISTO PLUS				
	N	Tx	Ty	Mx	My	N	Tx	Ty	Mx	My
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	
1 (A1)	273.42	10.12	17.29	18	41.1	295.65	38.91	33.96	81.72	71.32
2 (B1)	415.76	2.57	25.46	6.9	52.8	482.13	38.91	32.22	81.72	67.65
3 (C1)	450.14	4.07	26.38	10.1	57.2	511.37	38.91	36.38	81.72	76.39
4 (A2)	264.99	13.01	19.99	26.5	42.6	296.29	32.26	33.96	67.65	71.32
5 (B2)	406.34	11.22	21.19	28.6	43.8	502.65	32.26	32.22	67.65	67.65
6 (C2)	480.76	10.55	24.92	25.2	51.4	520.40	32.26	36.38	67.65	76.39
7 (A3)	144.44	18.21	16.32	36.7	37.7	195.37	33.43	33.96	70.21	71.32
8 (B3)	211.75	14.2	16.59	39.9	37.9	291.36	33.43	32.22	70.21	67.65
9 (C3)	271.38	16.83	18.94	35.7	46.7	311.75	33.43	36.38	70.21	76.39

Tabella 73 – Sollecitazioni agenti sull'impalcato 2 ottenute con metodo FEM e metodo RE.SIS.TO PLUS

Elemento	IMPALCATO 2									
	FEM					RESISTO PLUS				
	N	Tx	Ty	Mx	My	N	Tx	Ty	Mx	My
(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	
10 (A1)	89.29	13.87	15.99	26.63	20.5	98.17	22.22	19.42	35.89	31.33
11 (B1)	194.09	2.42	17.66	5.53	27.21	226.38	22.22	18.41	35.89	29.73
12 (C1)	159.97	1.43	19.32	2.76	31.29	196.26	22.22	20.79	35.89	33.57
13 (A2)	100.63	6.95	18.11	9.78	28.49	128.86	18.65	19.42	29.77	31.33
14 (B2)	176.61	10.09	17.23	15.64	26.42	179.68	18.43	18.41	29.78	29.73
15 (C2)	197.12	3.81	18.36	4.53	28.24	265.34	18.43	20.79	29.78	33.57
16 (A3)	49.92	14.78	15.25	12.55	22.29	87.63	19.11	19.42	30.87	31.33
17 (B3)	78.11	12.75	18.09	22.51	26.62	87.30	19.11	18.41	30.87	29.73
18 (C3)	110.68	8.18	15.31	10.83	23.78	113.45	19.11	20.79	30.87	33.57

Dal confronto parametrico, si può osservare come, in generale, i valori delle sollecitazioni conseguite con il codice di calcolo RE.SIS.TO PLUS, risultano essere maggiori rispetto a quelle ottenute con il metodo FEM, la cui minore accuratezza, consente di avere un approccio sicuramente più cautelativo. In particolare si denota come, per quanto riguarda lo sforzo normale i risultati sono molto comparabili, infatti, i valori di sollecitazione generati dal metodo speditivo, risultano essere maggiori di circa il 15% rispetto a quelli derivanti dal metodo numerico.

Con riferimento, invece, alle sollecitazioni di momento flettente e taglio, si riscontra come esse risultano essere in RE.SIS.TO PLUS maggiori in un ranch compreso tra il 40% e il 60% rispetto a quelle del modello FEM, lungo la direzione x. Mentre nella direzione y, la differenza tra le sollecitazioni ottenute nel metodo RE.SIS.TO PLUS e quelle ottenute con il metodo FEM, rientrano in un intervallo compreso tra il 20% e il 40%. Questa differenza numerica deriva innanzitutto dal fatto che nel metodo FEM gli impalcati sono stati modellati con delle bielle equivalenti con stessa rigidezza del solaio in latero-cemento, in modo tale da considerare le zone di vuoto dovute alla presenza del vano scala. Mentre nel modello con RE.SIS.TO PLUS, non essendo un metodo così affinato, è stata fatta l'ipotesi di impalcati infinitamente rigidi. In tal modo essendo la modellazione speditiva di tipo bidimensionale, gli elementi verticali risultano soggetti a sollecitazioni orizzontali proporzionali alla propria rigidezza alla traslazione, mentre nel modello FEM le sollecitazioni tengono conto della tridimensionalità del modello.

Inoltre, la differenza dei valori ottenuti è anche dovuta al fatto che nel modello FEM è stata modellata la scala in cemento armato, mentre nel modello speditivo, la stessa è stata considerata solo come area di carico sugli elementi verticali interessati. Questo sicuramente influisce sulla distribuzione delle masse e delle rigidezze e soprattutto nella redistribuzione delle forze di piano.

Tuttavia, nonostante queste discordanze numeriche, dovute essenzialmente a criteri di modellazione differenti, il confronto parametrico risulta alquanto attendibile, soprattutto in relazione agli ordini di grandezza dei valori confrontati. Tale considerazione può derivare dal fatto che il metodo RE.SIS.TO. PLUS consente una maggior padronanza da parte dell'utente, soprattutto per i parametri che gestiscono le caratteristiche geometriche e prestazionali degli elementi strutturali dell'edificio.

Infatti, la credibilità dei risultati è anche confermata dal confronto dei fattori di sicurezza minimi ottenuti nelle verifiche delle pilastrate. In tal modo si può osservare che il fattore di sicurezza minimo sia per il meccanismo di pressoflessione, sia per quello di taglio è associato allo stesso pilastro in entrambi i metodi.

Ovvero in regime di pressoflessione, sia il metodo FEM che il metodo speditivo-quantitativo RE.SIS.TO PLUS, attribuiscono il fattore di sicurezza minimo al pilastro 4 (A2); mentre per il taglio entrambi i metodi lo riconducono al pilastro 3 (C1). Ovviamente per le ragioni descritte precedentemente, i fattori di sicurezza ottenuti con il metodo speditivo risultano essere più cautelativi di quelli ottenuti con il metodo numerico FEM, come si osserva dalla Tabella 74.

Tabella 74 – Confronto fattori di sicurezza elementi verticali

Elemento	FS PRESSOFLESSIONE		FS TAGLIO	
	FEM	RESISTO PLUS	FEM	RESISTO PLUS
1 (A1)	5.79	1.45	10.43	7.59
2 (B1)	3.56	1.60	7.08	6.54
3 (C1)	3.41	1.75	6.94	5.61
4 (A2)	3.13	1.20	9.02	8.43
5 (B2)	3.17	1.55	8.51	7.79
6 (C2)	3.78	2.16	7.24	6.92
7 (A3)	4.57	1.54	12.59	8.13
8 (B3)	4.48	1.76	9.91	8.84
9 (C3)	3.87	2.00	9.52	9.74

Si può concludere, quindi, che la conformità e affidabilità dei risultati ottenuti dal metodo speditivo-quantitativo RE.SIS.TO PLUS, rispetto al metodo numerico FEM nel campo di un'analisi statica lineare, lo pone come uno strumento decisamente utile per determinare un primo approccio rapido ed economico su scala territoriale, nella valutazione del livello di sicurezza sismico di edifici esistenti.

## CONCLUSIONI

L'Albania rappresenta, oggi, uno dei Paesi con il più alto grado di sismicità in Europa, per la sua appartenenza ad un'area geotettonica complessa, in cui a causa della convergenza tra la placca Eurasiatica e la placca Adriatica, si generano terremoti con frequenza quasi annuale. L'ultimo evento sismico, del 26 novembre 2019 con magnitudo 6.4 della scala Richter ha causato 51 morti e almeno 913 feriti (di cui 255 persone ferite durante le scosse di assestamento) e si presume, secondo quanto riportato da “*Albania Earthquake global rapid post disaster damage estimation (grade) report*”, che circa 25.000 edifici siano stati danneggiati in tutto il Paese.

Nel periodo post-sisma, come avviene inevitabilmente, si è sviluppato il dibattito con riferimento alla vulnerabilità sismica degli edifici esistenti e all'inadeguata politica di prevenzione in grado di far fronte all'attuale pericolosità sismica del territorio. Questo è dimostrato dal fatto che la normativa ancora oggi in vigore, KTP-N.2-1989, si fonda su mappe di pericolosità sismica vecchie di circa 30 anni, che non rispecchiano più l'odierna situazione di pericolo del Paese, come dimostrato, tra l'altro, dai numerosi studi effettuati nell'ultimo decennio da professionisti e ingegneri. Infatti, secondo quanto riportato in letteratura (Muço, 2001; Muço et al. 2002; Peçi et al. 2002; Kuka et al., 2003; Kuka e Duni, 2007; Duni e Kuka, 2008; Duni et al., 2010; Duni e Kuka, 2010; Fundo et al., 2012), attualmente in Albania esistono tre differenti nuove mappe che definiscono le zone sismiche, sviluppate da istituti ed esperti del settore, ma nessuna di esse è stata formalizzata e, di conseguenza, non ha forma giuridica riconosciuta. Inoltre, la suddetta normativa, non contempla nessuna tipologia di metodo in grado di definire la sicurezza sismica delle strutture esistenti.

Lo scopo principale di questo lavoro di tesi è, quindi, innanzitutto, quello di fornire un processo di valutazione della vulnerabilità sismica per strutture esistenti sul territorio albanese, seguendo ad esempio, le metodologie utilizzate in Italia.

Successivamente, si è cercato di adattare una metodologia di analisi, di natura speditiva, che potesse fornire in tempi brevi e a costi ridotti una valutazione della sicurezza sismica delle strutture su scala territoriale. Per fare questo, in un primo momento è stata effettuata un'indagine relativa al patrimonio edilizio albanese, con particolare riferimento allo sviluppo urbanistico/edilizio della città di Tirana, analizzando come i cambiamenti sociali, economici e politici abbiano influenzato la modalità di progettare e costruire. In tal modo, dai censimenti effettuati post- sisma del 26 novembre 2019, si sono definite le tipologie costruttive che hanno subito maggiori danni. In un secondo momento è stata effettuata un'analisi conoscitiva sugli studi effettuati per definire la vulnerabilità e la pericolosità sismica dell'Albania da cui sono nate le mappe di zonazione sismica, la cui evoluzione negli anni, ha contribuito alla modifica delle norme tecniche di progettazione.

Gli obiettivi della presente tesi vengono valutati quindi attraverso due casi studio. Nel primo caso studio, viene definito l'indice di sicurezza sismico di un edificio condominiale pluripiano in cemento armato costruito nel 1999 nella città di Tirana e rappresentativo di una tipologia costruttiva molto diffusa sul territorio albanese e risultata molto vulnerabile dopo l'ultimo evento sismico. Le valutazioni numeriche sono state effettuate sulla base di una conoscenza molto limitata dell'edificio a causa di una documentazione progettuale incompleta e dell'impossibilità di effettuare sopralluoghi in sito, a causa dell'emergenza sanitaria COVID-19.

Nonostante ciò, partendo da un progetto architettonico della struttura, utile per valutare le geometrie degli elementi strutturali, si è proceduto alla valutazione della sicurezza sismica sulla base di un progetto simulato effettuato coerentemente con le “*Albanian Technical Rules*” e le norme albanesi KTP-1978 e KTP-1989. In tal senso, poiché i codici di progettazione albanesi, non prevedono nessun tipo di disposizione per gli edifici esistenti, si è ipotizzato un livello di conoscenza KL1 (*Limited Knowledge*), nel rispetto delle direttive previste dall'Eurocodice 8. Successivamente si è applicato il processo di valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio attraverso il calcolo dell'indice di sicurezza sismico, sfruttando l'approccio previsto dalle norme tecniche europee.

In tal modo, è stata effettuata un'analisi dinamica lineare con modellazione FEM in cui, la valutazione delle azioni sismiche e le verifiche degli elementi strutturali sono avvenute conformi alle procedure di progettazione del codice tecnico albanese KTP-N.2-1989. In particolare, per la definizione dell'azione sismica è stato necessario costruire lo spettro di risposta di progetto, il quale è stato successivamente implementato nel software di calcolo. I risultati ottenuti in fase di verifica dimostrano che per tutti gli elementi strutturali non sono state riscontrate vulnerabilità, così da determinare un indice di sicurezza sismico complessivo massimo ( $\zeta_e > 1.00$ ).

Il primo caso studio ha permesso di conoscere, dapprima, le norme tecniche utilizzate in Albania e soprattutto ha permesso di sviluppare una conoscenza nell'approccio alla progettazione. Per questo motivo si è proceduto ad un confronto tra le attuali norme tecniche italiane NTC 2018 e le norme tecniche albanesi KTP.

Il paragone ha definito una sostanziale differenza concettuale nella valutazione dell'azione sismica. Nella normativa albanese, i termini che concorrono alla definizione dello spettro vengono valutati in maniera empirica con coefficienti tabellati riportati in normativa e che dipendono dalla tipologia di suolo, dall'intensità sismica valutata con la scala macrosismica MSK-64 e dalla tipologia costruttiva; mentre le forme spettrali dipendono unicamente dal coefficiente dinamico  $\beta$ . Inoltre è opportuno specificare che lo spettro che si ottiene, rappresenta già lo spettro di progetto utilizzato per la valutazione dell'azione sismica; mentre nella normativa italiana, le forme spettrali sono determinate in termini probabilistici, ovvero, per ciascuna probabilità di riferimento  $P_{V\%}$ , noti i valori di accelerazione orizzontale massima al sito  $a_g$ , il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale  $F_0$  e il periodo di inizio del tratto a velocità costante  $T^*_C$ . Questi valori si ottengono attraverso un reticolo di punti, per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno  $T_R$  ricadenti in un intervallo di riferimento compreso tra 35 e 2475 anni. L'azione sismica così individuata, viene successivamente variata in funzione delle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo e morfologiche della superficie, tali da caratterizzare la risposta sismica locale. Infine la valutazione dello spettro di progetto viene effettuata scalando lo spettro di risposta elastico ottenuto, con il fattore di comportamento  $q$ .

Il confronto, quindi, mostra in maniera evidente come la normativa albanese KTP-N.2-1989, sottostimi notevolmente l'azione sismica; basti pensare che il valore massimo dell'ordinata  $S_d(T)$  dello spettro di progetto, per l'edificio oggetto di studio, è pari a 0.05g e rappresenta un valore decisamente basso considerando i terremoti distruttivi che si sono sviluppati negli ultimi anni sul territorio.

Il secondo caso studio si sviluppa al fine di fornire un metodo speditivo attendibile in grado di fornire in tempi ridotti, con costi contenuti e su scala territoriale, la valutazione della vulnerabilità sismica di edifici in Albania. In tal modo, per verificare la validità del metodo, viene effettuato un confronto tra la metodologia con analisi numerica FEM e la metodologia speditiva-quantitativa con codice di calcolo RE.SIS.TO PLUS. La struttura oggetto di analisi, è un edificio residenziale intelaiato a due piani, in cemento armato, realizzato a Tirana nel 2008. Per la modellazione degli elementi strutturali, l'analisi delle azioni agenti e delle verifiche di resistenza, si è fatto riferimento al progetto strutturale reperito direttamente presso uno studio tecnico di Tirana.

Con entrambi i metodi, la valutazione dell'azione sismica viene effettuata mediante un'analisi statica lineare, partendo dallo spettro di progetto definito secondo i requisiti stabiliti dalla normativa tecnica albanese KTP-N.2-1989. Confrontando i risultati si osserva come, sia per il metodo speditivo che per il metodo numerico, la struttura è verificata dal punto di vista sismico in quanto l'indice di sicurezza è superiore ad uno. Dal confronto numerico relativo alle sollecitazioni si osserva come, in generale, esse risultano maggiori nel metodo speditivo, rispetto a quelle ottenute con il metodo FEM. Tuttavia le differenze risultano essere poco rilevanti, valutando lo sforzo normale; diventano più consistenti, ma abbastanza confrontabili in termini di ordine di grandezza, per momento flettente e taglio. Questo è essenzialmente dovuto alla differenza di modellazione degli impalcati, al comportamento bidimensionale nel metodo speditivo e tridimensionale nel metodo FEM degli elementi strutturali che influiscono sulla distribuzione delle masse e delle rigidezze e di conseguenza, sulla distribuzione delle forze di piano.

Tuttavia, nonostante queste discordanze numeriche, dovute principalmente alle differenti modalità di modellazione, il confronto parametrico risulta alquanto attendibile, soprattutto in relazione agli ordini di grandezza dei valori confrontati.

Inoltre dal confronto dei fattori di sicurezza minimi ottenuti nelle verifiche degli elementi verticali si osserva come esso, sia per il meccanismo di pressoflessione, sia per quello di taglio è associato allo stesso pilastro in entrambi i metodi. Ovvero in regime di pressoflessione, sia il metodo FEM che il metodo speditivo-quantitativo RE.SIS.TO PLUS, attribuiscono il fattore di sicurezza minimo al pilastro 4 (A2); mentre per il taglio entrambi i metodi lo riconducono al pilastro 3 (C1).

In conclusione, nella situazione attuale, l'Albania risulta essere un paese ad alto rischio sismico, in cui la valutazione sismica di strutture esistenti è un'esigenza sempre crescente a causa dell'esistenza di un complesso e disomogeneo patrimonio edilizio. Questa disomogeneità nel costruito è il risultato di stratificazioni costruttive e di modifiche subite nel tempo, nonché dell'applicazione di codici di progettazione che oggi risultano essere obsoleti, rispetto agli standard europei.

Poiché non esiste ancora una procedura adeguata o un codice di calcolo appositamente dedicato alla valutazione della capacità e il ripristino di edifici esistenti in situazione sismica, con il presente lavoro si è voluto dimostrare come metodi speditivi utilizzati su scala territoriale, diventino indispensabili per attuare una politica di prevenzione iniziale, in grado di far fronte in tempi brevi alla necessità di definire delle priorità di intervento con il triplice obiettivo di ottimizzare le risorse economiche da destinare alla messa in sicurezza delle strutture, tutelare la salvaguardia delle persone e quella del patrimonio edilizio esistente.

# ALLEGATO 1

Nel presente allegato 1 si riporta il file di output generato dal codice di calcolo RE.SIS.TO PLUS.

## INFORMAZIONI

nome	descrizione	Liv_Conoscenza
Caso studio 2	c.a. Edificio in	LC1

### MATERIALI: Cls armato

Peso CA [kN/m3]	FC [-]	Coeff Cls [-]	alphacc [-]	fcmcd [MPa]	f_fess [-]	fcd [MPa]	Ec [MPa]	nu [-]	Gc [MPa]
25	1.35	1.5	1	20.3	0.75	10.024691	20404.82	0.2	8502.0081

Peso Arm [kN/m3]	Coeff Arm [-]	fymcd [MPa]	fyd [MPa]	Es [MPa]
78.5	1.15	430	276.97262	200000

### GEOMETRIA: Informazioni generali

Num Impalcato	Num Elementi	Lx [m]	Ly [m]	Hp Impalcato	Connessioni
1	9	7.43	9.3	Inf_Rigido	Efficaci
2	9	7.43	9.3	Inf_Rigido	Efficaci

#### Dati impalcato 1

Impalcato	Elemento	Materiale	X [m]	Y [m]	H [m]	bx [m]	by [m]	Ain [m2]	Schema in X - base	Schema in Y - base	Schema in X - top	Schema in Y - top
1	1	Cls armato	0	0	4.2	0.4	0.4	9.77	Incastro	Incastro	Incastro	Incastro
1	2	Cls armato	3.14	0	4.2	0.4	0.4	10.21	Incastro	Incastro	Incastro	Incastro
1	3	Cls armato	7.43	0	4.2	0.4	0.4	15.38	Incastro	Incastro	Incastro	Incastro
1	4	Cls armato	0	5.8	4.2	0.4	0.4	6.87	Incastro	Incastro	Incastro	Incastro
1	5	Cls armato	3.14	5.8	4.2	0.4	0.4	16.53	Incastro	Incastro	Incastro	Incastro
1	6	Cls armato	7.43	5.8	4.2	0.4	0.4	17.23	Incastro	Incastro	Incastro	Incastro
1	7	Cls armato	0	9.3	4.2	0.4	0.4	2.55	Incastro	Incastro	Incastro	Incastro
1	8	Cls armato	3.14	9.3	4.2	0.4	0.4	6.32	Incastro	Incastro	Incastro	Incastro
1	9	Cls armato	7.43	9.3	4.2	0.4	0.4	10.36	Incastro	Incastro	Incastro	Incastro

#### Dati impalcato 2

Impalcato	Elemento	Materiale	X [m]	Y [m]	H [m]	bx [m]	by [m]	Ain [m2]	Schema in X - base	Schema in Y - base	Schema in X - top	Schema in Y - top
2	10	Cls armato	0	0	3.23	0.4	0.4	9.6	Incastro	Incastro	Incastro	Incastro
2	11	Cls armato	3.14	0	3.23	0.4	0.4	12.81	Incastro	Incastro	Incastro	Incastro
2	12	Cls armato	7.43	0	3.23	0.4	0.4	13.78	Incastro	Incastro	Incastro	Incastro
2	13	Cls armato	0	5.8	3.23	0.4	0.4	7.61	Incastro	Incastro	Incastro	Incastro
2	14	Cls armato	3.14	5.8	3.23	0.4	0.4	18.01	Incastro	Incastro	Incastro	Incastro
2	15	Cls armato	7.43	5.8	3.23	0.4	0.4	19.13	Incastro	Incastro	Incastro	Incastro
2	16	Cls armato	0	9.3	3.23	0.4	0.4	3.06	Incastro	Incastro	Incastro	Incastro
2	17	Cls armato	3.14	9.3	3.23	0.4	0.4	7.24	Incastro	Incastro	Incastro	Incastro
2	18	Cls armato	7.43	9.3	3.23	0.4	0.4	11.36	Incastro	Incastro	Incastro	Incastro

**CARICHI SU IMPALCATO**

Impalcato	Peso	Finiture	Altri Carichi (G2) [kN/m2]	Coeff psi2 (Qk) [-]	Variabili (Qk) [kN/m2]	Coeff psi2 (neve) [-]	Neve	Comb
	Proprio (G1) [kN/m2]	(G2) [kN/m2]					(as>1000 m) [kN/m2]	Sismica [kN/m2]
1	3.56	3.65	0	1	1.68	0.2	0	8.89
2	3.66	1.62	0	1	1.68	0.2	0	6.96

**PARAMETRI SPETTRO DI RIFERIMENTO**

Cat. suolo	Intensit� Residenza	Tipo	Tc [s]	Td [s]	Ke	Kr	psi
		edificio					
II	VII	le	0.4	1.23	0.11	1	0.25

**COEFF. DI RIDUZIONE DELLE RESISTENZE**

Crid [-]  
0.9159017

**ARMATURE ALLA BASE**

Impalcato	Elemento	Sezione	d,d' [mm]	fi vertice		num fi_x [-]	fi_y [mm]	num fi_y [-]
				[mm]	[mm]			
1	1	Base	40	20	20	2	20	2
1	2	Base	40	20	20	2	20	2
1	3	Base	40	20	20	2	20	2
1	4	Base	40	16	16	2	16	2
1	5	Base	40	16	16	2	16	2
1	6	Base	40	20	20	2	20	2
1	7	Base	40	20	20	2	20	2
1	8	Base	40	20	20	2	20	2
1	9	Base	40	20	20	2	20	2

Impalcato	Elemento	fi_sw [mm]	bracci_x [-]	bracci_y [-]	passo [mm]	fi_sp [mm]	num fi_sp	
							in x [-]	in y [-]
1	1	8	4	4	100	0	0	0
1	2	8	4	4	100	0	0	0
1	3	8	4	4	100	0	0	0
1	4	8	4	4	100	0	0	0
1	5	8	4	4	100	0	0	0
1	6	8	4	4	100	0	0	0
1	7	8	4	4	100	0	0	0
1	8	8	4	4	100	0	0	0
1	9	8	4	4	100	0	0	0

**ARMATURE IN SOMMITA'**

Impalcato	Elemento	Sezione	d,d' [mm]	fi vertice		num fi_x [-]	fi_y [mm]	num fi_y [-]
				[mm]	[mm]			
1	1	Top	40	20	20	2	20	2
1	2	Top	40	20	20	2	20	2
1	3	Top	40	20	20	2	20	2
1	4	Top	40	16	16	2	16	2
1	5	Top	40	16	16	2	16	2
1	6	Top	40	20	20	2	20	2
1	7	Top	40	20	20	2	20	2
1	8	Top	40	20	20	2	20	2
1	9	Top	40	20	20	2	20	2

Impalcato	Elemento	fi_sw [mm]	bracci_x [-]	bracci_y [-]	passo [mm]	fi_sp [mm]	num fi_sp	
							in x [-]	in y [-]
1	1	8	4	4	100	0	0	0
1	2	8	4	4	100	0	0	0
1	3	8	4	4	100	0	0	0
1	4	8	4	4	100	0	0	0
1	5	8	4	4	100	0	0	0
1	6	8	4	4	100	0	0	0
1	7	8	4	4	100	0	0	0
1	8	8	4	4	100	0	0	0
1	9	8	4	4	100	0	0	0

### ARMATURE ALLA BASE

Impalcato	Elemento	Sezione	d,d' [mm]	fi vertice			num fi_x [-]	fi_y [mm]	num fi_y [-]
				[mm]	fi_x [mm]	fi_y [mm]			
2	10	Base	40	16	16	2	16	2	
2	11	Base	40	16	16	2	16	2	
2	12	Base	40	16	16	2	16	2	
2	13	Base	40	16	16	2	16	2	
2	14	Base	40	16	16	2	16	2	
2	15	Base	40	16	16	2	16	2	
2	16	Base	40	16	16	2	16	2	
2	17	Base	40	16	16	2	16	2	
2	18	Base	40	16	16	2	16	2	

Impalcato	Elemento	fi_sw [mm]	bracci_x [-]	bracci_y [-]	passo [mm]	fi_sp [mm]	num fi_sp	
							in x [-]	in y [-]
2	10	8	4	4	100	0	0	0
2	11	8	4	4	100	0	0	0
2	12	8	4	4	100	0	0	0
2	13	8	4	4	100	0	0	0
2	14	8	4	4	100	0	0	0
2	15	8	4	4	100	0	0	0
2	16	8	4	4	100	0	0	0
2	17	8	4	4	100	0	0	0
2	18	8	4	4	100	0	0	0

### ARMATURE IN SOMMITA'

Impalcato	Elemento	Sezione	d,d' [mm]	fi vertice			num fi_x [-]	fi_y [mm]	num fi_y [-]
				[mm]	fi_x [mm]	fi_y [mm]			
2	10	Top	40	16	16	2	16	2	
2	11	Top	40	16	16	2	16	2	
2	12	Top	40	16	16	2	16	2	
2	13	Top	40	16	16	2	16	2	
2	14	Top	40	16	16	2	16	2	
2	15	Top	40	16	16	2	16	2	
2	16	Top	40	16	16	2	16	2	
2	17	Top	40	16	16	2	16	2	
2	18	Top	40	16	16	2	16	2	

Impalcato	Elemento	fi_sw [mm]	bracci_x [-]	bracci_y [-]	passo [mm]	fi_sp [mm]	num fi_sp	
							in x [-]	in y [-]
2	10	8	4	4	100	0	0	0
2	11	8	4	4	100	0	0	0
2	12	8	4	4	100	0	0	0
2	13	8	4	4	100	0	0	0
2	14	8	4	4	100	0	0	0
2	15	8	4	4	100	0	0	0
2	16	8	4	4	100	0	0	0
2	17	8	4	4	100	0	0	0
2	18	8	4	4	100	0	0	0

**MASSE**

Impalcato	Elemento	Massa impalcato		Elem Tamponame		Elem verticali [kg]	Massa Tot [kg]	Num. Allineamen to X	Massa su Allineament o X [kg]	Num. Allineamen to Y	Massa su Allineamen to Y [kg]
		[kg]	Travi P [kg]	Travi S [kg]	nti [kg]						
1	1	8853.75	1219.42	660.17	382752.29	1514.78	395000.4	1	1176214.7	1	1093024.5
1	2	9252.49	1219.42	1562.12	318103.97	1514.78	331652.8	1	1176214.7	2	679308.77
1	3	13937.64	1219.42	901.95	431987.77	1514.78	449561.6	1	1176214.7	3	1213770.7
1	4	6225.72	1955.28	660.17	398165.14	1514.78	408521.1	2	846684.33	1	1093024.5
1	5	14979.79	1955.28	1562.12	0	1514.78	20011.96	2	846684.33	2	679308.77
1	6	15614.14	1955.28	901.95	398165.14	1514.78	418151.3	2	846684.33	3	1213770.7
1	7	2310.86	735.86	660.17	284281.34	1514.78	289503	3	963204.86	1	1093024.5
1	8	5727.30	735.86	1562.12	318103.97	1514.78	327644	3	963204.86	2	679308.77
1	9	9388.42	735.86	901.95	333516.82	1514.78	346057.8	3	963204.86	3	1213770.7

**MASSE**

Impalcato	Elemento	Massa impalcato		Elem Tamponame		Elem verticali [kg]	Massa Tot [kg]	Num. Allineamen to X	Massa su Allineament o X [kg]	Num. Allineamen to Y	Massa su Allineamen to Y [kg]
		[kg]	Travi P [kg]	Travi S [kg]	nti [kg]						
2	10	6811.01	1219.42	660.17	287064.22	658.51	296413.3	1	884554.91	1	821278.87
2	11	9088.44	1463.30	1562.12	238577.98	658.51	251350.4	1	884554.91	2	515825.75
2	12	9776.64	1463.30	901.95	323990.83	658.51	336791.2	1	884554.91	3	913715.41
2	13	5399.14	1955.28	792.20	298623.85	658.51	307429	2	641369.5	1	821278.87
2	14	12777.74	2346.33	1874.54	0	658.51	17657.12	2	641369.5	2	515825.75
2	15	13572.36	2346.33	1082.34	298623.85	658.51	316283.4	2	641369.5	3	913715.41
2	16	2171.01	735.86	660.17	213211.01	658.51	217436.6	3	724895.63	1	821278.87
2	17	5136.64	883.03	1562.12	238577.98	658.51	246818.3	3	724895.63	2	515825.75
2	18	8059.69	883.03	901.95	250137.61	658.51	260640.8	3	724895.63	3	913715.41

**RIGIDENZE**

Impalcato	Elem	kfix		(Stat) kx		(Stat) ky	(Sisma X+)	(Sisma X+)	(Sisma X-) h	(Sisma X-)
		[N/mm]	kfiy [N/mm]	(Stat) h [m]	[N/mm]	[N/mm]	h [m]	kx [N/mm]	[m]	kx [N/mm]
1	1	0	0	4.2	7050.58	7050.58	4.2	7050.58	4.2	7050.58
1	2	0	0	4.2	7050.58	7050.58	4.2	7050.58	4.2	7050.58
1	3	0	0	4.2	7050.58	7050.58	4.2	7050.58	4.2	7050.58
1	4	0	0	4.2	7050.58	7050.58	4.2	7050.58	4.2	7050.58
1	5	0	0	4.2	7050.58	7050.58	4.2	7050.58	4.2	7050.58
1	6	0	0	4.2	7050.58	7050.58	4.2	7050.58	4.2	7050.58
1	7	0	0	4.2	7050.58	7050.58	4.2	7050.58	4.2	7050.58
1	8	0	0	4.2	7050.58	7050.58	4.2	7050.58	4.2	7050.58
1	9	0	0	4.2	7050.58	7050.58	4.2	7050.58	4.2	7050.58

Impalcato	Elem	(Sisma Y+)	(Sisma Y+) ky	(Sisma Y-)	(Sisma Y-) ky	zx [-]	zy [-]
		h [m]	[N/mm]	h [m]	[N/mm]		
1	1	4.2	7050.58	4.2	7050.58	1	1
1	2	4.2	7050.58	4.2	7050.58	1	1
1	3	4.2	7050.58	4.2	7050.58	1	1
1	4	4.2	7050.58	4.2	7050.58	1	1
1	5	4.2	7050.58	4.2	7050.58	1	1
1	6	4.2	7050.58	4.2	7050.58	1	1
1	7	4.2	7050.58	4.2	7050.58	1	1
1	8	4.2	7050.58	4.2	7050.58	1	1
1	9	4.2	7050.58	4.2	7050.58	1	1

Impalcato	Elem	Num. Allineament o X	(Stat) kx_allin	(Sisma X+) kx_allin	(Sisma X-) kx_allin	Num. Allineament o Y	(Stat) ky_allin	(Sisma Y+) ky_allin	(Sisma Y-) ky_allin
			[N/mm]	[N/mm]	[N/mm]		[N/mm]	[N/mm]	[N/mm]
1	1	1	21151.74	21151.74	21151.74	1	21151.74	21151.74	21151.74
1	2	1	21151.74	21151.74	21151.74	2	21151.74	21151.74	21151.74
1	3	1	21151.74	21151.74	21151.74	3	21151.74	21151.74	21151.74
1	4	2	21151.74	21151.74	21151.74	1	21151.74	21151.74	21151.74
1	5	2	21151.74	21151.74	21151.74	2	21151.74	21151.74	21151.74
1	6	2	21151.74	21151.74	21151.74	3	21151.74	21151.74	21151.74
1	7	3	21151.74	21151.74	21151.74	1	21151.74	21151.74	21151.74
1	8	3	21151.74	21151.74	21151.74	2	21151.74	21151.74	21151.74
1	9	3	21151.74	21151.74	21151.74	3	21151.74	21151.74	21151.74

**RIGIDEZZE**

Impalcato	Elem	kfix		(Stat) h [m]	(Stat) kx	(Stat) ky	(Sisma X+)	(Sisma X+)	(Sisma X-) h	(Sisma X-)
		[Nmm]	kfiy [Nmm]		[N/mm]	[N/mm]	h [m]	kx [N/mm]	[m]	kx [N/mm]
2	10	0	0	3.23	15501.19	15501.19	3.23	15501.19	3.23	15501.19
2	11	0	0	3.23	15501.19	15501.19	3.23	15501.19	3.23	15501.19
2	12	0	0	3.23	15501.19	15501.19	3.23	15501.19	3.23	15501.19
2	13	0	0	3.23	15501.19	15501.19	3.23	15501.19	3.23	15501.19
2	14	0	0	3.23	15501.19	15501.19	3.23	15501.19	3.23	15501.19
2	15	0	0	3.23	15501.19	15501.19	3.23	15501.19	3.23	15501.19
2	16	0	0	3.23	15501.19	15501.19	3.23	15501.19	3.23	15501.19
2	17	0	0	3.23	15501.19	15501.19	3.23	15501.19	3.23	15501.19
2	18	0	0	3.23	15501.19	15501.19	3.23	15501.19	3.23	15501.19

Impalcato	Elem	(Sisma Y+)	(Sisma Y+) ky	(Sisma Y-)	(Sisma Y-) ky	zx [-]	zy [-]
		h [m]	[N/mm]	h [m]	[N/mm]		
2	10	3.23	15501.19	3.23	15501.19	1	1
2	11	3.23	15501.19	3.23	15501.19	1	1
2	12	3.23	15501.19	3.23	15501.19	1	1
2	13	3.23	15501.19	3.23	15501.19	1	1
2	14	3.23	15501.19	3.23	15501.19	1	1
2	15	3.23	15501.19	3.23	15501.19	1	1
2	16	3.23	15501.19	3.23	15501.19	1	1
2	17	3.23	15501.19	3.23	15501.19	1	1
2	18	3.23	15501.19	3.23	15501.19	1	1

Impalcato	Elem	Num.	(Sisma X+)	(Sisma X-)	Num.	(Stat)	(Sisma Y+)	(Sisma Y-)	
		Allineamento X	(Stat) kx_allin [N/mm]	kx_allin [N/mm]	kx_allin [N/mm]	Allineamento Y	ky_allin [N/mm]	ky_allin [N/mm]	ky_allin [N/mm]
2	10	1	46503.58	46503.58	46503.58	1	46503.58	46503.58	46503.58
2	11	1	46503.58	46503.58	46503.58	2	46503.58	46503.58	46503.58
2	12	1	46503.58	46503.58	46503.58	3	46503.58	46503.58	46503.58
2	13	2	46503.58	46503.58	46503.58	1	46503.58	46503.58	46503.58
2	14	2	46503.58	46503.58	46503.58	2	46503.58	46503.58	46503.58
2	15	2	46503.58	46503.58	46503.58	3	46503.58	46503.58	46503.58
2	16	3	46503.58	46503.58	46503.58	1	46503.58	46503.58	46503.58
2	17	3	46503.58	46503.58	46503.58	2	46503.58	46503.58	46503.58
2	18	3	46503.58	46503.58	46503.58	3	46503.58	46503.58	46503.58

**SFORZO NORMALE**

Impalcato	Elemento	h_top [m]	(Stat)	(Stat)	(Stat)
			N(h_top) [kN]	h_base [m]	N(h_base) [kN]
1	1	4.2	203.47	0	295.65
1	2	4.2	249.81	0	482.13
1	3	4.2	289.57	0	511.37
1	4	4.2	179.57	0	296.29
1	5	4.2	361.13	0	502.65
1	6	4.2	360.90	0	520.40
1	7	4.2	84.28	0	195.37
1	8	4.2	166.03	0	291.36
1	9	4.2	217.66	0	311.75

**SFORZO NORMALE**

Impalcato	Elemento	h_top [m]	(Stat)	(Stat)	(Stat)
			N(h_top) [kN]	h_base [m]	N(h_base) [kN]
2	10	3.23	85.25	0	98.17
2	11	3.23	118.84	0	226.38
2	12	3.23	119.11	0	196.26
2	13	3.23	79.92	0	128.86
2	14	3.23	166.76	0	179.68
2	15	3.23	166.78	0	265.34
2	16	3.23	34.99	0	87.63
2	17	3.23	74.38	0	87.30
2	18	3.23	96.58	0	113.45

**FASE SISMICA (SXNYP): Dati generali, Gmasse: ex<0, ey<0**

Pos ex	Pos ey	Impalcato	Num Elementi	Massa [kg]	Max	Max	XG [m]	YG [m]	XK [m]
					ingombro X [m]	ingombro Y [m]			
ex < 0	ey < 0	1	9	2986103.9	7.43	9.3	3.734413	4.6443709	3.5233333
ex < 0	ey < 0	2	9	2250820	7.43	9.3	3.735793	4.6478494	3.5233333
Ip_tot									
YK [m]	ex_gk [m]	ey_gk [m]	ex_acc [m]	ey_acc [m]	ex_tot [m]	ey_tot [m]	[Nmm]	T1x [s]	T1y [s]
5.0333333	0.2110797	-0.388962	-0.3715	-0.465	-0.1604203	-0.8539624	1.52D+12	0.2453222	0.2192754
5.0333333	0.21246	-0.385484	-0.3715	-0.465	-0.15904	-0.850484	3.34D+12	0.2453222	0.2192754
			Fpiano X-	Fpiano Y+	(Sisma X-)	(Sisma Y+)			
Sa_x(T) [g]	Sa_y(T) [g]	Sa_adp [g]	[kN]	[kN]	Mz [kNm]	Mz [kNm]			
0.055	0.055	0.055	-2825.5823	2825.5823	245.96749	-46.205979			
0.055	0.055	0.055	-1614.6768	1614.6768	139.9854	-26.177194			

**FASE SISMICA (SXNYP): Forze statiche, Gmasse: ex<0, ey<0 - impalcato 1 di 2**

Impalcato	Elemento	h_elem [m]	(Sisma X-)	(Sisma Y+)	Ip [Nmm]	rho_x [-]	rho_y [-]	(Sisma X-)	(Sisma Y+)	(Sisma X-)	(Sisma X-)	Fx [kN]	Fy [kN]	
			kx [N/mm]	ky [N/mm]				Sx Fx [kN]	Sy Fy [kN]	Mz Fx [kN]	Mz Fy [kN]			
1	1	4.2	7050.58	7050.58	2.661D+11	0.1111111	0.1111111	-32.00	32.00	-5.74	4.01			
1	2	4.2	7050.58	7050.58	1.797D+11	0.1111111	0.1111111	-32.00	32.00	-5.74	0.44			
1	3	4.2	7050.58	7050.58	2.862D+11	0.1111111	0.1111111	-32.00	32.00	-5.74	-4.45			
1	4	4.2	7050.58	7050.58	9.167D+10	0.1111111	0.1111111	-32.00	32.00	0.87	4.01			
1	5	4.2	7050.58	7050.58	5.180D+09	0.1111111	0.1111111	-32.00	32.00	0.87	0.44			
1	6	4.2	7050.58	7050.58	1.118D+11	0.1111111	0.1111111	-32.00	32.00	0.87	-4.45			
1	7	4.2	7050.58	7050.58	2.159D+11	0.1111111	0.1111111	-32.00	32.00	4.86	4.01			
1	8	4.2	7050.58	7050.58	1.294D+11	0.1111111	0.1111111	-32.00	32.00	4.86	0.44			
1	9	4.2	7050.58	7050.58	2.360D+11	0.1111111	0.1111111	-32.00	32.00	4.86	-4.45			
Impalcato	Elemento	h_elem [m]	(Sisma X-)	(Sisma Y+)	Ip [Nmm]	rho_x [-]	rho_y [-]	(Sisma Y+)	(Sisma Y+)	(Sisma X-)	(Sisma X-)	(Sisma Y+)	Fx	(Sisma Y+)
			kx [N/mm]	ky [N/mm]				Mz Fx [kN]	Mz Fy [kN]	Fx [kN]	Fy [kN]	[kN]	Fy [kN]	
1	1	4.2	7050.58	7050.58	2.661D+11	0.1111111	0.1111111	-1.08	0.75	-37.74	4.01	-1.08	32.76	
1	2	4.2	7050.58	7050.58	1.797D+11	0.1111111	0.1111111	-1.08	0.08	-37.74	0.44	-1.08	32.09	
1	3	4.2	7050.58	7050.58	2.862D+11	0.1111111	0.1111111	-1.08	-0.84	-37.74	-4.45	-1.08	31.17	
1	4	4.2	7050.58	7050.58	9.167D+10	0.1111111	0.1111111	0.16	0.75	-31.13	4.01	0.16	32.76	
1	5	4.2	7050.58	7050.58	5.180D+09	0.1111111	0.1111111	0.16	0.08	-31.13	0.44	0.16	32.09	
1	6	4.2	7050.58	7050.58	1.118D+11	0.1111111	0.1111111	0.16	-0.84	-31.13	-4.45	0.16	31.17	
1	7	4.2	7050.58	7050.58	2.159D+11	0.1111111	0.1111111	0.91	0.75	-27.14	4.01	0.91	32.76	
1	8	4.2	7050.58	7050.58	1.294D+11	0.1111111	0.1111111	0.91	0.08	-27.14	0.44	0.91	32.09	
1	9	4.2	7050.58	7050.58	2.360D+11	0.1111111	0.1111111	0.91	-0.84	-27.14	-4.45	0.91	31.17	

**FASE SISMICA (SXNYP): Tagli, Gmasse: ex<0, ey<0 - impalcato 1 di 2**

Impalcato	Elemento	h_top [m]	(-Ex+0.3Ey)		(+Ey-0.3Ex)		(-Ex+0.3Ey)		(+Ey-0.3Ex)	
			Vx_top [kN]	Vy_top [kN]	Vx_top [kN]	Vy_top [kN]	Vx_base [kN]	Vy_base [kN]	Vx_base [kN]	Vy_base [kN]
1	1	4.2	-38.06	33.96	33.96	0	-38.06	33.96		
1	2	4.2	-38.06	32.22	32.22	0	-38.06	32.22		
1	3	4.2	-38.06	29.83	29.83	0	-38.06	29.83		
1	4	4.2	-31.08	33.96	33.96	0	-31.08	33.96		
1	5	4.2	-31.08	32.22	32.22	0	-31.08	32.22		
1	6	4.2	-31.08	29.83	29.83	0	-31.08	29.83		
1	7	4.2	-26.87	33.96	33.96	0	-26.87	33.96		
1	8	4.2	-26.87	32.22	32.22	0	-26.87	32.22		
1	9	4.2	-26.87	29.83	29.83	0	-26.87	29.83		

**FASE SISMICA (SXNYP): Flettenti, Gmasse: ex<0, ey<0 - impalcato 1 di 2**

Impalcato	Elemento	h_top [m]	(-Ex+0.3Ey)		(-Ex+0.3Ey)		(+Ey-0.3Ex)		(+Ey-0.3Ex)		(-Ex+0.3Ey)		(-Ex+0.3Ey)		(+Ey-0.3Ex)		(+Ey-0.3Ex)	
			Mx_top [kNm]	My_top [kNm]	Mx_top [kNm]	My_top [kNm]	Mx_top [kNm]	My_top [kNm]	h_base [m]	Mx_base [kNm]	My_base [kNm]							
1	1	4.2	79.93	-29.07	26.04	-71.32	0	-79.93	29.07	-26.04	71.32							
1	2	4.2	79.93	-21.13	26.04	-67.65	0	-79.93	21.13	-26.04	67.65							
1	3	4.2	79.93	-10.29	26.04	-62.65	0	-79.93	10.29	-26.04	62.65							
1	4	4.2	65.27	-29.07	19.27	-71.32	0	-65.27	29.07	-19.27	71.32							
1	5	4.2	65.27	-21.13	19.27	-67.65	0	-65.27	21.13	-19.27	67.65							
1	6	4.2	65.27	-10.29	19.27	-62.65	0	-65.27	10.29	-19.27	62.65							
1	7	4.2	56.42	-29.07	15.18	-71.32	0	-56.42	29.07	-15.18	71.32							
1	8	4.2	56.42	-21.13	15.18	-67.65	0	-56.42	21.13	-15.18	67.65							
1	9	4.2	56.42	-10.29	15.18	-62.65	0	-56.42	10.29	-15.18	62.65							

**FASE SISMICA (SXNYP): Forze statiche, Gmasse: ex<0, ey<0 - impalcato 2 di 2**

Impalcato	Elemento	h_elem [m]	(Sisma X-) kx	(Sisma Y+)	Ip [Nmm]	rho_x [-]	rho_y [-]	(Sisma X-,	(Sisma Y+,	(Sisma X-,	(Sisma X-,	Fy [kN]
			[N/mm]	ky [N/mm]				Sx) Fx [kN]	Sy) Fy [kN]	Mz) Fx [kN]	Mz) Fy [kN]	
2	10	3.23	15501.19	15501.19	5.851D+11	0.11	0.11	-18.29	18.29	-3.26	2.29	
2	11	3.23	15501.19	15501.19	3.950D+11	0.11	0.11	-18.29	18.29	-3.26	0.25	
2	12	3.23	15501.19	15501.19	6.293D+11	0.11	0.11	-18.29	18.29	-3.26	-2.53	
2	13	3.23	15501.19	15501.19	2.015D+11	0.11	0.11	-18.29	18.29	0.50	2.29	
2	14	3.23	15501.19	15501.19	1.139D+10	0.11	0.11	-18.29	18.29	0.50	0.25	
2	15	3.23	15501.19	15501.19	2.457D+11	0.11	0.11	-18.29	18.29	0.50	-2.53	
2	16	3.23	15501.19	15501.19	4.746D+11	0.11	0.11	-18.29	18.29	2.77	2.29	
2	17	3.23	15501.19	15501.19	2.845D+11	0.11	0.11	-18.29	18.29	2.77	0.25	
2	18	3.23	15501.19	15501.19	5.188D+11	0.11	0.11	-18.29	18.29	2.77	-2.53	

Impalcato	Elemento	h_elem [m]	(Sisma X-) kx	(Sisma Y+)	Ip [Nmm]	rho_x [-]	rho_y [-]	(Sisma Y+,	(Sisma Y+,	(Sisma X-)	(Sisma X-)	(Sisma Y+) Fx	(Sisma Y+)
			[N/mm]	ky [N/mm]				Mz) Fx [kN]	Mz) Fy [kN]	Fx [kN]	Fy [kN]	[kN]	Fy [kN]
2	10	3.23	15501.19	15501.19	5.851D+11	0.11	0.11	-0.61	0.43	-21.55	2.29	-0.61	18.72
2	11	3.23	15501.19	15501.19	3.950D+11	0.11	0.11	-0.61	0.05	-21.55	0.25	-0.61	18.33
2	12	3.23	15501.19	15501.19	6.293D+11	0.11	0.11	-0.61	-0.47	-21.55	-2.53	-0.61	17.81
2	13	3.23	15501.19	15501.19	2.015D+11	0.11	0.11	0.09	0.43	-17.79	2.29	0.09	18.72
2	14	3.23	15501.19	15501.19	1.139D+10	0.11	0.11	0.09	0.05	-17.79	0.25	0.09	18.33
2	15	3.23	15501.19	15501.19	2.457D+11	0.11	0.11	0.09	-0.47	-17.79	-2.53	0.09	17.81
2	16	3.23	15501.19	15501.19	4.746D+11	0.11	0.11	0.52	0.43	-15.52	2.29	0.52	18.72
2	17	3.23	15501.19	15501.19	2.845D+11	0.11	0.11	0.52	0.05	-15.52	0.25	0.52	18.33
2	18	3.23	15501.19	15501.19	5.188D+11	0.11	0.11	0.52	-0.47	-15.52	-2.53	0.52	17.81

**FASE SISMICA (SXNYP): Tagli, Gmasse: ex<0, ey<0 - impalcato 2 di 2**

Impalcato	Elemento	h_top [m]	(-Ex+0.3Ey)	(+Ey-0.3Ex)	h_base [m]	(-Ex+0.3Ey)	(+Ey-0.3Ex)
			Vx_top [kN]	Vy_top [kN]		Vx_base [kN]	Vy_base [kN]
2	10	3.23	-21.74	19.40	0	-21.74	19.40
2	11	3.23	-21.74	18.41	0	-21.74	18.41
2	12	3.23	-21.74	17.05	0	-21.74	17.05
2	13	3.23	-17.76	19.40	0	-17.76	19.40
2	14	3.23	-17.76	18.41	0	-17.76	18.41
2	15	3.23	-17.76	17.05	0	-17.76	17.05
2	16	3.23	-15.37	19.40	0	-15.37	19.40
2	17	3.23	-15.37	18.41	0	-15.37	18.41
2	18	3.23	-15.37	17.05	0	-15.37	17.05

**FASE SISMICA (SXNYP): Flettenti, Gmasse: ex<0, ey<0 - impalcato 2 di 2**

Impalcato	Elemento	h_top [m]	(-Ex+0.3Ey)	(-Ex+0.3Ey)	(+Ey-0.3Ex)	(+Ey-0.3Ex)	h_base [m]	(-Ex+0.3Ey)	(-Ex+0.3Ey)	(+Ey-0.3Ex)	(+Ey-0.3Ex)
			Mx_top [kNm]	My_top [kNm]	Mx_top [kNm]	My_top [kNm]		Mx_base [kNm]	My_base [kNm]	Mx_base [kNm]	My_base [kNm]
2	10	3.23	35.10	-12.76	11.43	-31.33	0	-35.10	12.76	-11.43	31.33
2	11	3.23	35.10	-9.28	11.43	-29.73	0	-35.10	9.28	-11.43	29.73
2	12	3.23	35.10	-4.54	11.43	-27.54	0	-35.10	4.54	-11.43	27.54
2	13	3.23	28.69	-12.76	8.47	-31.33	0	-28.69	12.76	-8.47	31.33
2	14	3.23	28.69	-9.28	8.47	-29.73	0	-28.69	9.28	-8.47	29.73
2	15	3.23	28.69	-4.54	8.47	-27.54	0	-28.69	4.54	-8.47	27.54
2	16	3.23	24.82	-12.76	6.68	-31.33	0	-24.82	12.76	-6.68	31.33
2	17	3.23	24.82	-9.28	6.68	-29.73	0	-24.82	9.28	-6.68	29.73
2	18	3.23	24.82	-4.54	6.68	-27.54	0	-24.82	4.54	-6.68	27.54

**(SXNYP) VERIFICHE A TAGLIO ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO, SOMMITA', Gmasse: ex<0, ey<0 - impalcato 1 di 2**

Impalcato	Elemento	Vrd_c x		Vrd x [kN]	Vrd_c y [kN]	Vrd_s y [kN]	Vrd y [kN]	Vrd x rid [kN]	Vrd y rid [kN]	(-Ex+0.3Ey)	(+Ey-0.3Ex)	(X) FS = Rd/Ed	(Y) FS =
		[kN]	Vrd_s x [kN]							Vx_top [kN]	Vy_top [kN]	Rd/Ed [-]	
1	1	315.47	315.47	315.47	315.47	315.47	315.47	288.94	288.94	-38.06	33.96	7.59	8.51
1	2	320.79	320.79	320.79	320.79	320.79	320.79	293.81	293.81	-38.06	32.22	7.72	9.12
1	3	325.29	325.29	325.29	325.29	325.29	325.29	297.93	297.93	-38.06	29.83	7.83	9.99
1	4	312.69	312.69	312.69	312.69	312.69	312.69	286.39	286.39	-31.08	33.96	9.21	8.43
1	5	328.78	328.78	328.78	328.78	328.78	328.78	301.13	301.13	-31.08	32.22	9.69	9.35
1	6	328.78	328.78	328.78	328.78	328.78	328.78	301.13	301.13	-31.08	29.83	9.69	10.09
1	7	301.35	301.35	301.35	301.35	301.35	301.35	276.01	276.01	-26.87	33.96	10.27	8.13
1	8	311.10	311.10	311.10	311.10	311.10	311.10	284.94	284.94	-26.87	32.22	10.61	8.84
1	9	317.11	317.11	317.11	317.11	317.11	317.11	290.44	290.44	-26.87	29.83	10.81	9.74

Impalcato	Elemento	omega_sw	omega_sw y	sigma_cp	alpha_c [-]	cot(theta) x	cot(theta) y	Vrd_c x	Vrd_s x [kN]	Vrd x [kN]	Vrd_c y	Vrd_s y [kN]	Vrd y [kN]
		x [-]	[-]	[N/mm2]		[-]	[-]	[kN]			[kN]		
1	1	0.14	0.14	1.27	1.13	1.75	1.75	315.47	315.47	315.47	315.47	315.47	315.47
1	2	0.14	0.14	1.56	1.16	1.78	1.78	320.79	320.79	320.79	320.79	320.79	320.79
1	3	0.14	0.14	1.81	1.18	1.80	1.80	325.29	325.29	325.29	325.29	325.29	325.29
1	4	0.14	0.14	1.12	1.11	1.73	1.73	312.69	312.69	312.69	312.69	312.69	312.69
1	5	0.14	0.14	2.00	1.20	1.82	1.82	328.78	328.78	328.78	328.78	328.78	328.78
1	6	0.14	0.14	2.00	1.20	1.82	1.82	328.78	328.78	328.78	328.78	328.78	328.78
1	7	0.14	0.14	0.53	1.05	1.67	1.67	301.35	301.35	301.35	301.35	301.35	301.35
1	8	0.14	0.14	1.04	1.10	1.72	1.72	311.10	311.10	311.10	311.10	311.10	311.10
1	9	0.14	0.14	1.36	1.14	1.76	1.76	317.11	317.11	317.11	317.11	317.11	317.11

Impalcato	Elemento	Crid [-]	Vrd x rid [kN]	Vrd y rid [kN]	(-Ex+0.3Ey) Vx_top [kN]	(+Ey-0.3Ex) Vy_top [kN]	(X) FS = Rd/Ed [-]	(Y) FS = Rd/Ed [-]
1	1	0.92	288.94	288.94	-38.06	33.96	7.59	8.51
1	2	0.92	293.81	293.81	-38.06	32.22	7.72	9.12
1	3	0.92	297.93	297.93	-38.06	29.83	7.83	9.99
1	4	0.92	286.39	286.39	-31.08	33.96	9.21	8.43
1	5	0.92	301.13	301.13	-31.08	32.22	9.69	9.35
1	6	0.92	301.13	301.13	-31.08	29.83	9.69	10.09
1	7	0.92	276.01	276.01	-26.87	33.96	10.27	8.13
1	8	0.92	284.94	284.94	-26.87	32.22	10.61	8.84
1	9	0.92	290.44	290.44	-26.87	29.83	10.81	9.74

**(SXNYP) VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO, SOMMITA' (XP), Gmasse: ex<0, ey<0 - impalcato 1 di 2**

Impalcato	Elemento	h_top [m]	Nsd [kN]	MRd_x [kNm]	(Rid) MRd_x [kNm]	MRd_y [kNm]	(Rid) MRd_y [kNm]
1	1	4.2	203.47	145.46	133.23	145.46	133.23
1	2	4.2	249.81	153.56	140.64	153.56	140.64
1	3	4.2	289.57	158.84	145.48	158.84	145.48
1	4	4.2	179.57	101.77	93.21	101.77	93.21
1	5	4.2	361.13	127.25	116.54	127.25	116.54
1	6	4.2	360.90	167.32	153.25	167.32	153.25
1	7	4.2	84.28	127.01	116.33	127.01	116.33
1	8	4.2	166.03	139.71	127.96	139.71	127.96
1	9	4.2	217.66	149.00	136.47	149.00	136.47

Impalcato	Elemento	(Eff) Mrd x [kNm]	(Eff) Mrd y [kNm]	Mx_top [kNm]	My_top [kNm]	Lungh S [kNm]	Angolo S [-]	Lungh R [kNm]	FS = Rd/Ed [-]	Meccanism o
1	1	115.63	42.05	79.93	-29.07	85.05	0.36	123.04	1.45	Pressoflessione
1	2	127.75	33.77	79.93	-21.13	82.68	0.26	132.13	1.60	Pressoflessione
1	3	140.16	18.04	79.93	-10.29	80.59	0.13	141.32	1.75	Pressoflessione
1	4	78.54	34.98	65.27	-29.07	71.45	0.45	85.97	1.20	Pressoflessione
1	5	102.79	33.28	65.27	-21.13	68.60	0.32	108.04	1.57	Pressoflessione
1	6	145.49	22.93	65.27	-10.29	66.07	0.16	147.28	2.23	Pressoflessione
1	7	95.48	49.19	56.42	-29.07	63.47	0.52	107.41	1.69	Pressoflessione
1	8	110.96	41.56	56.42	-21.13	60.25	0.37	118.49	1.97	Pressoflessione
1	9	129.02	23.52	56.42	-10.29	57.35	0.18	131.14	2.29	Pressoflessione

**(SXNYP) VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO, SOMMITA' (YP), Gmasse: ex<0, ey<0 - impalcato 1 di 2**

Impalcato	Elemento	h_top [m]	Nsd [kN]	MRd_x [kNm]	(Rid) MRd_x [kNm]	MRd_y [kNm]	(Rid) MRd_y [kNm]
1	1	4.2	203.47	145.46	133.23	145.46	133.23
1	2	4.2	249.81	153.56	140.64	153.56	140.64
1	3	4.2	289.57	158.84	145.48	158.84	145.48
1	4	4.2	179.57	101.77	93.21	101.77	93.21
1	5	4.2	361.13	127.25	116.54	127.25	116.54
1	6	4.2	360.90	167.32	153.25	167.32	153.25
1	7	4.2	84.28	127.01	116.33	127.01	116.33
1	8	4.2	166.03	139.71	127.96	139.71	127.96
1	9	4.2	217.66	149.00	136.47	149.00	136.47

Impalcato	Elemento	(Eff) Mrd x [kNm]	(Eff) Mrd y [kNm]	Mx_top [kNm]	My_top [kNm]	Lungh S [kNm]	Angolo S [-]	Lungh R [kNm]	FS = Rd/Ed [-]	Meccanism o
1	1	42.18	115.54	26.04	-71.32	75.93	2.74	123.00	1.62	Pressoflessione
1	2	46.24	120.14	26.04	-67.65	72.49	2.60	128.73	1.78	Pressoflessione
1	3	50.62	121.79	26.04	-62.65	67.84	2.41	131.89	1.94	Pressoflessione
1	4	23.10	85.52	19.27	-71.32	73.88	3.70	88.59	1.20	Pressoflessione
1	5	29.85	104.83	19.27	-67.65	70.34	3.51	108.99	1.55	Pressoflessione
1	6	41.57	135.16	19.27	-62.65	65.54	3.25	141.41	2.16	Pressoflessione
1	7	23.41	109.97	15.18	-71.32	72.92	4.70	112.43	1.54	Pressoflessione
1	8	26.76	119.24	15.18	-67.65	69.34	4.46	122.20	1.76	Pressoflessione
1	9	30.43	125.58	15.18	-62.65	64.46	4.13	129.21	2.00	Pressoflessione

**(SXNYP) VERIFICHE A TAGLIO ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO, SOMMITA', Gmasse: ex<0, ey<0 - impalcato 2 di 2**

Impalcato	Elemento	Vrd_c x [kN]	Vrd_s x [kN]	Vrd x [kN]	Vrd_c y [kN]	Vrd_s y [kN]	Vrd y [kN]	Vrd x rid [kN]	Vrd y rid [kN]	(-Ex+0.3Ey) Vx_top [kN]	(+Ey-0.3Ex) Vy_top [kN]	(X) FS = Rd/Ed [-]	(Y) FS = Rd/Ed [-]
2	10	301.47	301.47	301.47	301.47	301.47	301.47	276.11	276.11	-21.74	19.40	12.70	14.23
2	11	305.51	305.51	305.51	305.51	305.51	305.51	279.82	279.82	-21.74	18.41	12.87	15.20
2	12	305.54	305.54	305.54	305.54	305.54	305.54	279.85	279.85	-21.74	17.05	12.87	16.41
2	13	300.82	300.82	300.82	300.82	300.82	300.82	275.52	275.52	-17.76	19.40	15.51	14.20
2	14	311.19	311.19	311.19	311.19	311.19	311.19	285.02	285.02	-17.76	18.41	16.05	15.48
2	15	311.19	311.19	311.19	311.19	311.19	311.19	285.02	285.02	-17.76	17.05	16.05	16.71
2	16	295.31	295.31	295.31	295.31	295.31	295.31	270.48	270.48	-15.37	19.40	17.60	13.94
2	17	300.15	300.15	300.15	300.15	300.15	300.15	274.90	274.90	-15.37	18.41	17.89	14.93
2	18	302.84	302.84	302.84	302.84	302.84	302.84	277.37	277.37	-15.37	17.05	18.05	16.26

Impalcato	Elemento	omega_sw x [-]	omega_sw y [-]	sigma_cp [N/mm2]	alpha_c [-]	cot(theta) x [-]	cot(theta) y [-]	Vrd_c x [kN]	Vrd_s x [kN]	Vrd x [kN]	Vrd_c y [kN]	Vrd_s y [kN]	Vrd y [kN]
2	10	0.14	0.14	0.53	1.05	1.67	1.67	301.47	301.47	301.47	301.47	301.47	301.47
2	11	0.14	0.14	0.74	1.07	1.69	1.69	305.51	305.51	305.51	305.51	305.51	305.51
2	12	0.14	0.14	0.74	1.07	1.69	1.69	305.54	305.54	305.54	305.54	305.54	305.54
2	13	0.14	0.14	0.50	1.05	1.67	1.67	300.82	300.82	300.82	300.82	300.82	300.82
2	14	0.14	0.14	1.04	1.10	1.72	1.72	311.19	311.19	311.19	311.19	311.19	311.19
2	15	0.14	0.14	1.04	1.10	1.72	1.72	311.19	311.19	311.19	311.19	311.19	311.19
2	16	0.14	0.14	0.22	1.02	1.64	1.64	295.31	295.31	295.31	295.31	295.31	295.31
2	17	0.14	0.14	0.46	1.05	1.66	1.66	300.15	300.15	300.15	300.15	300.15	300.15
2	18	0.14	0.14	0.60	1.06	1.68	1.68	302.84	302.84	302.84	302.84	302.84	302.84

Impalcato	Elemento	Crid [-]	Vrd x rid [kN]	Vrd y rid [kN]	(-Ex+0.3Ey) Vx_top [kN]	(+Ey-0.3Ex) Vy_top [kN]	(X) FS = Rd/Ed [-]	(Y) FS = Rd/Ed [-]
2	10	0.92	276.11	276.11	-21.74	19.40	12.70	14.23
2	11	0.92	279.82	279.82	-21.74	18.41	12.87	15.20
2	12	0.92	279.85	279.85	-21.74	17.05	12.87	16.41
2	13	0.92	275.52	275.52	-17.76	19.40	15.51	14.20
2	14	0.92	285.02	285.02	-17.76	18.41	16.05	15.48
2	15	0.92	285.02	285.02	-17.76	17.05	16.05	16.71
2	16	0.92	270.48	270.48	-15.37	19.40	17.60	13.94
2	17	0.92	274.90	274.90	-15.37	18.41	17.89	14.93
2	18	0.92	277.37	277.37	-15.37	17.05	18.05	16.26

**(SXNYP) VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO, SOMMITA' (XP), Gmasse: ex<0, ey<0 - impalcato 2 di 2**

Impalcato	Elemento	h_top [m]	Nsd [kN]	MRd_x [kNm]	(Rid) MRd_x [kNm]	MRd_y [kNm]	(Rid) MRd_y [kNm]
2	10	3.23	85.25	87.22	79.88	87.22	79.88
2	11	3.23	118.84	92.45	84.67	92.45	84.67
2	12	3.23	119.11	92.49	84.71	92.49	84.71
2	13	3.23	79.92	86.38	79.12	86.38	79.12
2	14	3.23	166.76	99.82	91.43	99.82	91.43
2	15	3.23	166.78	99.82	91.43	99.82	91.43
2	16	3.23	34.99	79.32	72.65	79.32	72.65
2	17	3.23	74.38	85.52	78.32	85.52	78.32
2	18	3.23	96.58	88.99	81.50	88.99	81.50

Impalcato	Elemento	(Eff) Mrd x [kNm]	(Eff) Mrd y [kNm]	(-Ex+0.3Ey) Mx_top [kNm]	(-Ex+0.3Ey) My_top [kNm]	Lungh S [kNm]	Angolo S [-]	Lungh R [kNm]	FS = Rd/Ed [-]	Meccanism o
2	10	71.23	25.89	35.10	-12.76	37.35	0.36	75.78	2.03	Pressoflessione
2	11	78.41	20.74	35.10	-9.28	36.31	0.26	81.11	2.23	Pressoflessione
2	12	82.51	10.67	35.10	-4.54	35.40	0.13	83.20	2.35	Pressoflessione
2	13	67.98	30.23	28.69	-12.76	31.40	0.44	74.40	2.37	Pressoflessione
2	14	81.95	26.52	28.69	-9.28	30.15	0.32	86.13	2.86	Pressoflessione
2	15	87.93	13.91	28.69	-4.54	29.04	0.16	89.02	3.07	Pressoflessione
2	16	61.54	31.64	24.82	-12.76	27.90	0.51	69.19	2.48	Pressoflessione
2	17	69.68	26.07	24.82	-9.28	26.50	0.37	74.40	2.81	Pressoflessione
2	18	78.13	14.29	24.82	-4.54	25.23	0.18	79.43	3.15	Pressoflessione

**(SXNYP) VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO, SOMMITA' (YP), Gmasse:  $e_x < 0$ ,  $e_y < 0$  - impalcato 2 di 2**

Impalcato	Elemento	h_top [m]	Nsd [kN]	MRd_x [kNm]	(Rid)			MRd_y [kNm]
					(Rid) MRd_x [kNm]	MRd_y [kNm]	MRd_y [kNm]	
2	10	3.23	85.25	87.22	79.88	87.22	79.88	
2	11	3.23	118.84	92.45	84.67	92.45	84.67	
2	12	3.23	119.11	92.49	84.71	92.49	84.71	
2	13	3.23	79.92	86.38	79.12	86.38	79.12	
2	14	3.23	166.76	99.82	91.43	99.82	91.43	
2	15	3.23	166.78	99.82	91.43	99.82	91.43	
2	16	3.23	34.99	79.32	72.65	79.32	72.65	
2	17	3.23	74.38	85.52	78.32	85.52	78.32	
2	18	3.23	96.58	88.99	81.50	88.99	81.50	

Impalcato	Elemento	(Eff) Mrd x (Eff) Mrd y		(+Ey-0.3Ex) (+Ey-0.3Ex)		Lungh S [kNm]	Angolo S [-]	Lungh R [kNm]	FS = Rd/Ed [-]	Meccanismo
		[kNm]	[kNm]	Mx_top [kNm]	My_top [kNm]					
2	10	25.96	71.18	11.43	-31.33	33.35	2.74	75.77	2.27	Pressoflessione
2	11	28.54	74.24	11.43	-29.73	31.85	2.60	79.54	2.50	Pressoflessione
2	12	30.36	73.18	11.43	-27.54	29.82	2.41	79.23	2.66	Pressoflessione
2	13	19.88	73.54	8.47	-31.33	32.46	3.70	76.18	2.35	Pressoflessione
2	14	23.77	83.43	8.47	-29.73	30.91	3.51	86.75	2.81	Pressoflessione
2	15	25.39	82.57	8.47	-27.54	28.82	3.25	86.39	3.00	Pressoflessione
2	16	14.87	69.68	6.68	-31.33	32.04	4.69	71.25	2.22	Pressoflessione
2	17	16.68	74.18	6.68	-29.73	30.47	4.45	76.03	2.50	Pressoflessione
2	18	18.54	76.40	6.68	-27.54	28.34	4.12	78.61	2.77	Pressoflessione

**IS, TAGLIO**

Impalcato	Elemento	FS [-]	Meccanismo	Direzione	H Verifica		Pos	
					[m]	Combinazione	Gmasse	IS [%]
1	3	5.61	Taglio	x	4.2	+Ex+0.3Ey	$e_x > 0, e_y < 0$	100
1	3	5.61	Taglio	x	4.2	-Ex-0.3Ey	$e_x > 0, e_y < 0$	100

**IS, PRESSOFLESSIONE**

Impalcato	Elemento	FS [-]	Meccanismo	Direzione	H Verifica		Pos	
					[m]	Combinazione	Gmasse	IS [%]
1	4	1.20	Pressoflessione	-	4.2	+Ey-0.3Ex	$e_x < 0, e_y < 0$	100
1	4	1.20	Pressoflessione	-	4.2	-Ey+0.3Ex	$e_x < 0, e_y < 0$	100

**IS, MINIMO**

Impalcato	Elemento	FS [-]	Meccanismo	Direzione	H Verifica		Pos	
					[m]	Combinazione	Gmasse	IS [%]
1	4	1.20	Pressoflessione	-	4.2	+Ey-0.3Ex	$e_x < 0, e_y < 0$	100



## BIBLIOGRAFIA

- Albanian seismic code regulations “KTP-89/version 1989”. (1989), KTP-89 “*Kushtet teknike te projektimit per ndertimet ne zona sizmike*”.
- Albanian seismic code regulations “KTP-78/version 1978”. (1978), KTP-89 “*Kushtet teknike te projektimit per ndertimet ne zona sizmike*”.
- Aliaj S., Adams J., Halchuk S., Sulstarova E., Peci V., Muco B. “*Probabilistic seismic hazard maps for Albania*”. 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada, 2007.
- Aliaj S., Koçiu S., Muço B., Sulstarova E. “*Seismicity, seismotectonics and seismic hazard assesment in Albania*”. Publication Academy of Sciences of Albania, 2009.
- Aliaj S., Koçiu S., Muço B, Sulstarova E. “*Sizmiteteti sizmotektonika dhe vleresimi I rrezikut sizmik ne Shqiperi from the Academia e Shkencave e Shqipërisë*” (Academy of Sciences of Albania). Tirana, Albania, 2010.
- Bacchetto A. “*Introduzione al metodo degli elementi finiti e alla modellazione FEM*”. Dottorato di Ricerca in Meccanica delle Strutture, 2006.
- Bashkia. “*Plani i Përgjithshëm Vendor, Politika e zhvillimit te territorit te Bashkise*”. Tirane, 2012.
- Benedetti e Petrini 1984, Dolce et al. 2004, Dolce e Moroni 2005, Giovinazzi e Lagomarsino 2001, Pinho et al. 2006. “*Rilevamento della vulnerabilità sismica degli edifici – istruzioni per la compilazione della scheda di 2° livello*”.
- Bilgin H., Korini O. “*Seismic capacity evaluation of unreinforced masonry residential buildings in Albania*”. Department of Civil Engineering, Epoka University, Tirana Albania, 2012.
- Bilgin H., Frangu I. “*Predicting the seismic performance of typical R/C healthcare facilities: emphasis on hospitals*”, 2017.
- Bozza M. “*Aspetti generali della modellazione strutturale*”. Ordini degli Ingegneri del Veneto (FOIV). Maggio 2015.

- Capitani F., Coen E. *“A est, Belgrado, Bucarest, Sofia, Tirana, Varsavia. Il volto della nuova Europa”*. Einaudi 2008.
- Ceka F. *“Un esempio di analisi geografica di tipo semiotico: segni, simboli e valori nello spazio urbano di Tirana”*. Tesi di laurea 2018.
- Chinni C., Mazzotti C., Savoia M. *“RE.SIS.TO®: “metodologia speditiva per la valutazione di vulnerabilità sismica di edifici in muratura e calcestruzzo armato”*.
- Cornell C. A. *“Engineering seismic risk analysis”*. Publication 1968.
- Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018. Aggiornamento delle *“Norme Tecniche per le Costruzioni”*, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Gennaio 2018.
- Dobjani E. *“La qualità dello spazio residenziale a Tirana. Analisi e valutazione critica dello spazio residenziale nel periodo post-dittatoriale a Tirana; strategie per uno sviluppo sostenibile”*. Tesi di dottorato 2018.
- EC 8 (2004) Eurocode 8: *“Design of structures for earthquake resistance Part1: general rules, seismic actions and rules for buildings”*. European Norm.
- Frangu I., Bilgin H. *“Evaluation of seismic analysis procedures for seismic actions: A Comparative study between Eurocode 8 and KTP-89”*. Student of Civil Engineering, Epoka University, Albania. Department of Civil Engineering, Epoka University Albania, 2010.
- Frankel A., Mueller C., Barnhard T., Perkins D., Leyendecker E., Dickman N., Hanson S. and Hopper M. *“National seismic hazard maps”*. Open- File-Report, 1996.
- Fundo L., Duni S., Kuka E., N. Begu, N. Kuka. *“Probabilistic seismic hazard assessment of Albania”*. Faculty of Mathematics Engineering and Physics Engineering, Polytechnic University of Tirana, Albania. Institute of Geosciences, Polytechnic University of Tirana, Albania, 2012.
- Giusti M. *“Albania. Architettura e città 1925-1943”*. Maschietto editore, 2007.
- Giusti M. *“Architettura in Albania nel secondo ventennio del novecento”*. Idea Books, 2004.
- GNDT. Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, 1994. *“Schede di 1° e 2° livello di vulnerabilità e di rilevamento del danno (edifici in c.a. e muratura)”*.
- Gruppo Ingegneria Torino s.r.l. *“RE.SIS.TO. PLUS. Software per l'analisi speditiva di fabbricati a indirizzo industriale”*. Manuale delle formulazioni.
- Gruppo Ingegneria Torino s.r.l. *“RE.SIS.TO. PLUS. Software per l'analisi speditiva di fabbricati a indirizzo industriale”*. Istruzioni per l'applicazione.

- Kasharaj J., Kondi I., Gjeka E. “*The calculation of a concrete reinforced element under the action of shear force, according to Eurocode and Albanian Technical Rules*”. International Journal of Science, Innovation and New Technology vol. 1, 2011.
- Kokona E., Kokona H., Cullufi H. “*Comparative analysis of dynamic solutions using Albanian Seismic Code KTP-89 and Eurocode 8*”. Polytechnic University of Tirana, Albania; Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology Maggio 2016.
- Kondi I., Kasharaj J., Shehu E. “*The calculation of reinforced concrete elements under the action of bending moment, according to Eurocodes and Albanian Technical Rules*”.
- Kuka N. “*Seismic hazard assessment and site-dependent response spectra parameters of the current seismic design code in Albania*”. Article Acta Geodaetica et Geophysica Hungarica, 2004. Institute of Geosciences, Energy, Water and Environment.
- Lekkas E., Mavroulis S., Filis C., Carydis P. “*The September 21, 2019 Mw 5.6 Durrës (Albania) earthquake*”. Newsletter of Environmental, Disaster and crises management strategies, 2019.
- Medvedev S.V, Sponheur W. “*Scale of seismic intensity*”. Vol 1 – A2.
- Monti, G., Alessandrini, S. “*Assessment of R/C columns under combined biaxial bending and axial load*”. Fédération internationale du béton, proceeding of the 2nd international congress, 2006.
- Morone G. “*Sviluppo umano e sostenibile in Albania*”. Editore Franco Angeli. Febbraio 1999.
- Rama E. in V. Mimica. “*Progettare il mondo reale, abitare*”, 2010, p.75
- Reiter, L.: “*Earthquake Hazard Analysis: Issues and Insights*”. Columbia University Press, 1990.
- Savoia M., Ligabue V. “*Metodo speditivo quantitativo per la valutazione dell'indice di sicurezza sismico dei fabbricati ad uso industriale*”. Maggio 2017.
- Seranaj A., Forcim S. “*Reagimi i strukturave prej betoni të armuar pa trarë dhe strukturave me trarë me lartësi të vogël, në rajonet me sismicitet të mesëm dhe të lartë*”. Universiteti Politeknik i Tiranës. Tesi 2016.
- Sulstarova E., Koçiu S., Aliaj Sh. “*Seismic zonation of Albania*”. Publication of Seismological Center of Academy of Sciences, Tirana, Albania, 1980.

- Sulstarova, E.: “*catalogo dei terremoti albanesi avvenuti prima del 1900 (II o III a.C. - 1900 d.C.)*”. Istituto di sismologia, Tirana, Albania., 1996.
- Veseli E., Karriqi A., Hajrullai A. “*Methods and Methodologies for the Seismic Hazard Assessment for Microzonation Purposes: Tirana City Case*”, 2014.
- Vokshi, A. “*Tracce dell’architettura Italiana in Albania, 1925 – 1945*”. Dottorato di ricerca in Progettazione Architettonica e Urbana, DNA Editrice, Firenze 2012.
- Zhulegu E., Bilgin H. “*Seismic Performance Assessment of a Reinforced Concrete Building designed using the Albanian Seismic Code*”. Department of Civil Engineering Epoka University, Tirana, Albania. Civil-Comp Press, 2012.
- Woo G.: “*Kernel estimation methods for seismic hazard area source modelling*”; 1996.
- World bank gpurl d-ras team. “*Albania earthquake global rapid post disaster damage estimation (grade) report*”, 2019.

## SITOGRAFIA

- <https://www.academia.edu/>
- <http://esse1.mi.ingv.it/>
- <https://www.cnr.it/it/organismo-scientifico-internazionale/20/iga-international-geothermal-association>
- <http://www.hsh.info/sismica4.htm>
- <http://www.humanitarianresponse.info>
- <https://www.ingenio-web.it/25294-forse-terremoto-in-albania-magnitudo-65>
- <http://www.instat.gov.al/media/2753/prezantimi-i-drejtorit-instat-znj-delina-ibrahimaj-istituto-nazionale-di-statistica-instat>
- <http://www.protezionecivile.gov.it/cms/view>
- <https://www.researchgate.net/>
- <https://www.treccani.it/enciclopedia>. 2019.
- <https://www.upt.al/en/>
- <https://www.wikipedia.org>.

# RINGRAZIAMENTI

Colgo l'occasione per ringraziare innanzitutto i miei relatori Prof. Ing. Fabrizio Barpi, Prof. Ing. Igi Kondi e l'Ing. Roberto Secchi, per la loro continua e costante presenza durante tutte le fasi di sviluppo di questo lavoro di tesi. La professionalità dei loro consigli e la passione con cui dispensano la loro conoscenza nell'ambito dell'ingegneria, hanno rappresentato per me un motivo di forte crescita culturale e personale.

Ringrazio Gruppo Ingegneria Torino, nella figura dell'Ing. Cristiano Cavallo, per avermi dato la possibilità di instaurare questa collaborazione fornendomi tutto il supporto e l'esperienza che hanno caratterizzato questo mio processo formativo. In particolare, voglio ringraziare l'Ing. Dario Guercio per la disponibilità e la competenza con cui ha seguito alcune fasi tecniche del lavoro.

Infine, vorrei ringraziare la mia famiglia e tutte le persone a me care per il costante sostegno e il fondamentale supporto con cui mi hanno accompagnato durante questi anni di intenso studio e duro impegno, aiutandomi a raggiungere uno dei traguardi più importanti della mia vita.